



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO POR CAPACIDAD DE MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A
MOMENTOS DE ACERO, ENFOCADO A LA REVISIÓN DE LA FILOSOFÍA
COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL A TRAVÉS DE UN ANÁLISIS
INCREMENTAL (PUSHOVER)”.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Roberto Mauricio García Cárdenas

Br. Hollman Denilson Putoy López

Tutor

Ing. Erick Osorio Amador

Managua, Junio 2021

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTO

Primeramente a Dios por darme la vida, por guiarme a lo largo de todo este proceso e iluminar mi mente para continuar en la construcción de mis sueños y por haber puesto en mi camino aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

A mis padres por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad; muchos de mis logros se los debo a ustedes entre los que se incluye este. Siempre motivándome constantemente para alcanzar mis anhelos.

A los ingenieros, Erick A. Osorio, Lucía Fariñas y Luis A. Montoya, por ser mentores fundamentales en mi formación académica, y que esta investigación se desarrollara con éxito.

Hollman D. Putoy L.

En primer lugar a Dios, quien es el que me capacita y respalda, el que me ha dado sabiduría y me ha guardado en los tiempos difíciles, para poder hoy culminar otro proyecto más en mi vida. Ciertamente encomendé mi camino a Jehová, confié en él, y él hizo cosas maravillosas.

A mis padres, que siempre me han apoyado en todos mis proyectos, quienes han sido sabios consejeros en mi vida y han labrado el hombre soy ahora, un hombre que se esforzará por llenarlos de mucho orgullo.

A los ingenieros, Erick A. Osorio, Lucía Fariñas y Luis A. Montoya, que han inspirado este trabajo, y que nos han mostrado el valor que tiene un trabajo bien hecho, ya que la excelencia inspira excelencia.

A mis amigos, que también han sido un apoyo a lo largo de este viaje y a los cuales siempre les desearé lo mejor.

Roberto M. García C.

RESUMEN DEL TEMA

La presente investigación tiene como principal finalidad demostrar la subestimación considerable en las demandas de momento sísmico experimentadas en columnas, las cuales forman parte de marcos especiales resistentes a momento, realizada implícitamente por el AISC 341-16, al indicar un enfoque tradicional elástico por “capacidad” para el diseño de dichos elementos. Tal subestimación se acentúa principalmente en el incumplimiento de la filosofía columna fuerte - viga débil, la cual tiene como objetivo evitar la formación de un mecanismo de piso.

Para cumplir el objetivo antes mencionado se ha optado por realizar una técnica “simplificada” de análisis incremental inelástico (Pushover) haciendo uso de propiedades modales y desplazamientos anticipados calculados con un espectro de diseño elástico. Dicho análisis se aplicará a un edificio de 10 niveles hipotéticamente ubicado en la ciudad de Managua.

El documento también contiene el análisis y diseño sísmico del edificio antes mencionado, el cual está compuesto de marcos especiales resistentes a momento, dicho análisis es realizado mediante el método dinámico modal espectral, haciendo uso del software ETABS como herramienta de análisis, así como técnicas de pre-dimensionamiento para la propuesta inicial del sistema sismorresistente. Luego se procede con el chequeo y diseño final del mismo, respetando los parámetros que contempla el Reglamento Nacional de la construcción (RNC-07), ASCE 7-16 y AISC 341-16.

El análisis incremental paso a paso (Pushover), es realizado con asistencia de SAP2000, de modo que se recrea el mismo edificio modelado anteriormente en ETABS. Posteriormente se generan las fuerzas de empuje mediante las propiedades modales de la estructura, luego se verifica el diagrama momento-rotación de las vigas con un modelo elástico-plástico, para en seguida calcular el desplazamiento anticipado en el techo y verificar si la formación de la primera

rótula indeseada en columna sobrepasa o no el límite del desplazamiento espectral.

Finalmente se propone un rediseño del edificio, el cual contempla los efectos no lineales de la estructura, analizando los factores que afectan el criterio de columna fuerte - viga débil y se determina en base a los resultados, una solución simplificada (el mecanismo de diseño que sea más viable en este caso particular).

ÍNDICE

CAPÍTULO I: GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. ANTECEDENTES.....	2
1.2.1. Comportamiento sísmico de las estructuras de acero.....	2
1.2.2. Observación de los códigos y métodos de diseño para construcciones sismorresistentes.....	2
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	5
1.4. OBJETIVOS.....	6
1.4.1. Objetivo general.....	6
1.4.2. Objetivos específicos.....	6
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	7
2.1. Análisis sísmico	7
2.1.1. Edificio en estudio.....	7
2.1.2. Método dinámico de análisis modal espectral (RNC-07).....	7
2.2. Métodos de diseño sismorresistente	8
2.2.1. Diseño basado en fuerzas.....	8
2.2.2. Diseño por capacidad.....	8
2.3. Procedimiento general para el diseño sismorresistente según normativa ASCE/SEI 7	9
2.4. Pórticos de acero especiales resistentes a momento	10
2.4.1. Comportamiento estructural.....	10
2.5. Diseño de marcos especiales resistentes a momento.....	10
2.5.1. Conexiones viga-columna	10
2.5.2. Panel nodal	11
2.5.3. Relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas.....	12
2.5.4. Placas de continuidad.....	13
2.6. Software de análisis estructural.....	14
2.7. Análisis estático no lineal tipo Pushover	15
2.7.1. Definición del estado de carga gravitacional	16
2.7.2. Patrones de carga lateral	17
2.7.3. Nodo de control.....	18
2.7.4. Modelo numérico adoptado.....	18
2.7.5. Criterio de igual desplazamiento	20

CAPITULO III: ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO EN ESTUDIO	22
3.1. Consideraciones generales del edificio	22
3.1.1. Características del edificio	22
3.1.2. Cargas	22
3.2. Clasificación de la estructura y condiciones de regularidad	24
3.2.1. Clasificación de la estructura (según arto. 20 del RNC-07)	24
3.2.2. Condiciones de regularidad (según arto. 23 del RNC-07)	24
3.3. Definición del coeficiente sísmico y espectro de diseño sísmico según RNC-07	29
3.3.1. Criterios del RNC-07 para la obtención del coeficiente sísmico y definición del espectro de diseño	29
3.3.2. Definición del coeficiente sísmico y espectro de diseño	29
3.4. Criterios de Modelaje estructural realizado en ETABS	32
3.4.1. Fuente de masa	32
3.4.2. Consideración de los efectos P-Delta de segundo orden	32
3.4.3. Caso modal	34
3.4.4. Patrones de carga	34
3.4.5. Caso de carga	35
3.4.6. Combinaciones de carga	36
3.4.7. Sección de losa	37
3.4.8. Diafragma	38
3.5. Resultados de análisis dinámico modal espectral	39
3.5.1. Verificación de la necesidad de ajuste del cortante de diseño	39
3.5.2. Períodos de vibración	40
3.5.3. Participación de masas	41
3.5.4. Derivas de piso	41
3.5.5. Centro de rigidez	42
3.5.6. Cortantes de piso	43
CAPITULO IV: DISEÑO DEL SISTEMA SISMO RESISTENTE	44
4.1. Distribución espacial	44
4.2. Definición de los marcos especiales resistentes a momento (SMF)	45
4.2.1. Análisis iterativo para pre-dimensionamiento	45
4.2.2. Secciones empleadas	51
4.3. Proceso de chequeo para las secciones seleccionadas	54
4.4. Criterios para el diseño sísmico de elementos de acero en ETABS	56

4.5. Propiedades de los materiales (A992)	58
4.6. Propiedades de los perfiles	58
4.7. Diseño sismorresistente de vigas	59
4.7.1. Revisión del pandeo local en vigas	59
4.7.2. Revisión de longitud no arriostrada de la viga	60
4.7.3. Revisión de las vigas por flexión	62
4.7.4. Relación demanda capacidad	65
4.8. Diseño sismorresistente de columnas	67
4.8.1. Revisión del pandeo local de las columnas	67
4.8.2. Revisión por flexo-compresión de las columnas	68
4.9. Revisión del criterio “Columna fuerte - Viga débil”	80
4.9.1. Definición de rótulas plásticas	80
4.9.2. Sumatoria de momentos transferidos por las vigas en la junta	81
4.9.3. Sumatoria de momentos transferidos por las columnas en la junta	81
4.9.4. Resultados finales	82
4.10. Revisión de la zona panel	84
4.10.1. Demanda en la zona panel	84
4.10.2. Revisión de la demanda / capacidad en la zona panel y necesidad de planchas adosadas al alma de la columna	85
4.10.3. Espesor requerido de planchas adosadas al alma	85
4.10.4. Resultados finales	86
4.11. Placas de continuidad	88
4.11.1. Espesor mínimo del alma de la columna para no colocar placas de continuidad	88
4.11.2. Resistencia mínima de la columna ante cargas concentradas	88
4.11.3. Revisión de la relación demanda / capacidad	89
4.11.4. Espesor de placas de continuidad	89
4.11.5. Resultados finales	90
CAPITULO V: ANÁLISIS INCREMENTAL PASO A PASO PUSHOVER	92
5.1. Criterios generales del análisis	92
5.2. Criterios para el análisis Estático No Lineal Pushover en SAP2000	92
5.3. Rótulas Plásticas	97
5.4. Curva de capacidad	99
5.5. Desplazamiento máximo anticipado en el techo	105
CAPITULO VI: REDISEÑO DEL EDIFICIO	112

6.1. Introducción.....	112
6.2. Derivas de piso.....	113
6.3. Cortantes de piso.....	115
6.4. Relación Demanda / Capacidad en vigas del sistema sismorresistente	116
6.5. Relación Demanda / Capacidad en columnas del sistema sismorresistente	116
6.6. Revisión del criterio “Columna fuerte - Viga débil”	116
6.7. Definición de las rótulas plásticas.....	120
6.8. Resultados del Pushover	120
CONCLUSIONES	125
RECOMENDACIONES	128
BIBLIOGRAFÍA	130
ANEXOS	I
ANEXO A: DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL EDIFICIO	II
ANEXO B: ESQUEMAS	IV
ANEXO C: GRÁFICAS	VII
ANEXO D: CALIBRACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL	VIII
ANEXO E: RESULTADOS DETALLADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO	XXXVII
ANEXO F: DETALLES DEL ANÁLISIS PUSHOVER	LIV
ANEXO G: DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y PERFILES EMPLEADOS EN EL REDISEÑO DEL EDIFICIO	LXIII
ANEXO H: DISEÑO DE CONEXIONES “END-PLATE” PARA EL EDIFICIO REDISEÑADO	LXVI
ANEXO I: RESUMEN DE TABLAS Y ESQUEMAS UTILIZADOS EN EL PROCESO SE ANÁLISIS	XCII

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

De los diferentes tipos de materiales constructivos, el acero es un material que se caracteriza por una aceptable resistencia, rigidez y enorme ductilidad, por lo cual su uso es muy recomendable para construcciones de edificios de mediana altura, debido a su rápido montaje y mejor manejabilidad en la construcción, en comparación con el concreto. De los diferentes tipos de sistemas sismorresistente de acero indicados en el ANSI/AISC 341-16, los sistemas de pórticos especiales resistentes a momento (SMF, por sus siglas en inglés “Special Moment Frame”) son algunos de los más adecuados desde el punto vista arquitectónico; ya que al ocupar poco espacio le dan más juego a la arquitectura.

La problemática actual del desarrollo urbano de la ciudad de Managua (INID. Nicaragua, 2018) hace necesario el desarrollo y estudio de edificaciones de acero de mediana altura con sistemas SMF, destinado a apartamentos, enfocado en el comportamiento no lineal del mismo. Debido a que todos los materiales, en mayor o menor medida, exhiben un comportamiento no lineal a partir de un cierto nivel de deformaciones (Bazan y Meli, 2007).

Estudios han demostrado que los métodos descritos por las normativas, todas aquellas con un enfoque clásico de “capacidad”, como las normas AISC, para el diseño de miembros protegidos por capacidad, pueden subestimar las demandas máximas de momento de una columna durante un evento sísmico (Bondy, 1996). Estudios como el de Robert Park & Thomas Pauley, Nigel Priestly y ciertas aportaciones de Dirk. Bondy; han ejemplificado deficiencias en los códigos constructivos (ICBO, SEAOC y todos aquellos con el enfoque tradicional de “capacidad”, como también lo es el AISC). Dichas normativas realizan suposiciones muy simplificadas del comportamiento real de los miembros que deben de trabajar en el rango elástico (columnas), donde se induce a través del diseño, la formación de un mecanismo de “columna fuerte - viga débil”. Donde dicha deficiencia se acentúa más realizando un análisis estático no lineal.

1.2. ANTECEDENTES

1.2.1. Comportamiento sísmico de las estructuras de acero

Los edificios con estructura de acero, han sido construidos desde hace muchas décadas, principalmente en países desarrollados económica y tecnológicamente. Los terremotos de Northridge, USA, ocurrido en 1994 (M6.8) y de Kobe, Japón, en 1995 (M7.2), lograron poner a prueba dichas estructuras. En ambos terremotos no se registraron colapsos de edificios con estructura de acero y las primeras inspecciones realizadas inmediatamente después del sismo (usualmente desde el exterior del edificio) indicaron un adecuado comportamiento, sin daños observables a simple vista. Esta situación se consideró como un éxito de la ingeniería y de la industria de la construcción en acero. Sin embargo, los estudios más detallados que se realizaron posteriormente revelaron que un número importante de edificios, muchos de los cuales fueron diseñados con reglamentaciones de la época, se encontraban seriamente afectados (Francisco J. Crisafulli, 2018).

Los daños afectaron distintos tipos de estructuras de acero, pero los problemas más sorprendentes y serios se registraron en pórticos resistentes a momento (sin arriostramientos), donde se observó un comportamiento inadecuado de las conexiones.

1.2.2. Observación de los códigos y métodos de diseño para construcciones sismorresistentes

Según observaban Robert Park y Thomas Paulay (1975), en sus estudios del diseño por cargas sísmicas (p.545), la carga sísmica de diseño que recomendaban los códigos vigentes de construcción (SEAOC y el ICBO), tenían la forma de carga lateral estática. En donde estos códigos utilizaban cargas de diseño estáticas, dispuestas a simular el perfil de deflexiones del primer modo de vibración, en busca de determinar la resistencia necesaria en la estructura para

soportar las cargas dinámicas inducidas por un sismo. Sin embargo, se observaba que el nivel recomendado de carga lateral estática de diseño era bastante bajo. Ya que los análisis dinámicos de estructuras, demostraban que las demandas pueden ser mucho mayores que las cargas laterales de diseño estático. En ese entonces, Park y Paulay, hicieron bastante énfasis en que la ductilidad de los miembros sería un factor muy importante en el que centrarse.

Para 1992, Thomas Paulay y Nigel Priestley, en sus consideraciones para el diseño de columnas (p.210), observaron que las técnicas de superposición modal probabilística, que se han utilizado para estimar las demandas máximas probables que se pueden encontrar durante la respuesta elástica de la estructura, no reconocían lo suficiente la naturaleza inelástica de dicha estructura. También, denotaban, que el análisis Tiempo – Historia era muy útil para verificar la viabilidad del diseño. Y que para superar algunas de estas dificultades y en un intento de simplificar los procedimientos de diseño de rutina para marcos dúctiles, se sugirió una técnica determinista simple para columnas; denominada “diseño de capacidad determinista”.

El objetivo principal del diseño por capacidad determinista, es eliminar la probabilidad de la formación simultánea de rótulas plásticas en ambos extremos de cualquier columna en cualquiera de los niveles. Por lo tanto, las columnas deben ser capaces de resistir elásticamente el aumento en los momentos por los mecanismos de falla de las vigas adyacentes. Además, según la práctica estadounidense, la relación entre las resistencias confiables de las columnas y las de las vigas en un nodo ($\Sigma M_{i,c} / \Sigma M_{i,b}$) se sugiere no inferior a 6/5, para poder brindar proporciones similares de resistencias ideales, lo cual, se ha observado, es suficiente para asegurar que no se desarrolle un mecanismo de "piso blando".

Para 1996, K. Dirk Bondy, observaba que, a pesar de que en el ICBO (1994), para los marcos especiales de acero resistentes a momento (SMF), se requería que la suma de las capacidades a momento de las columnas en un nodo fuera mayor que la suma de las capacidades a momento de las vigas adyacentes (bajo el criterio de “columna fuerte - viga débil”), la distribución de los momentos

plásticos de las vigas a las columnas no estaba dictado por el código. También remarcaba que un análisis Tiempo – Historia, de carácter inelástico no lineal, demostraba que los métodos descritos en el código pueden subestimar las demandas máximas de momento de una columna durante el terremoto de mayor magnitud con alta probabilidad de ocurrencia en más del 100% en estructuras de hormigón y acero (Park y Paulay, 1975; Bondy, 1995). Dichas observaciones, además, indicaban que la razón radicaba en que los desplazamientos globales de la columna y las demandas correspondientes generadas durante un terremoto eran ignorados al momento de suponer que las restricciones de las vigas adjuntas generan las únicas demandas en la columna.

Una solución conservadora de Bondy (1996), era implementar un análisis Pushover en conjunto con alguna técnica de combinación modal, como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados; ya que tiene una excelente correlación con el análisis Tiempo – Historia. Además, los datos requeridos para dicho análisis (Pushover) son más fáciles de conseguir que los requeridos para un análisis Tiempo – Historia; según sus estudios. Todo esto para refinar el diseño inicial elaborado con el código y satisfacer de mejor manera el criterio de “columna fuerte - viga débil”.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Nicaragua constantemente está en amenaza sísmica, el situarnos cerca de una falla tan importante, como es la subducción de la placa Cocos en la placa Caribe tiene un precio, y es la elevada sismicidad. Por ejemplo, el terremoto de Managua de 1972.

Esta condición en el territorio nacional, junto con el actual desarrollo urbanístico y el crecimiento demográfico, hace necesario que se redefina la forma de crecimiento urbano de viviendas; cuanto menos en la capital. La propuesta más viable de desarrollo de viviendas es la que se desarrolla en las ciudades más pobladas del mundo, que es el uso de edificios de media altura para apartamentos. Siendo este desarrollo una necesidad social latente, en un futuro se expandirá la demanda y auge de éste tipo de edificaciones, lo cual hará necesario la implementación de sistemas sismorresistentes que puedan ser efectivos, económicos, que puedan estar al alcance del desarrollo del país y que sean capaces de soportar a través de su ductilidad las fuerzas sísmicas inerciales impuestas sobre ellos debido a los eventos sísmicos, eliminando cualquier vulnerabilidad del edificio y pérdida de vidas humanas.

Por lo tanto, una solución viable, en edificios de mediana altura y más en apartamentos, pueden ser los marcos especiales resistentes a momento (SMF), que además de su excelente comportamiento estructural, pueden trabajar con mayor facilidad en conjunto con la arquitectura, porque a diferencia de otros sistemas, brindan más espacio con el cual disponer. No obstante, en Nicaragua, no ha sido uno de los sistemas sismorresistentes más implementados; ya sea por su costo, la mano de obra no calificada, etc. Por lo tanto, es de vital importancia poder conocer la correcta filosofía de diseño, para que cuando este tipo de sistemas lleguen a ser requeridos, exista una correcta comprensión de su comportamiento ante un sismo, además de poder reducir las pérdidas por daño y lucro cesante, debido a un mal diseño.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

Analizar la racionalidad de los criterios establecidos en las normas sismorresistente ANSI/AISC 341-16 para el diseño de pórticos especiales resistentes a momento (SMF), enfocado en el criterio de columna fuerte-viga débil, para una estructura que cumpla con todos los requerimientos establecidos por dicho código.

1.4.2. Objetivos específicos

1. Proveer un análisis sísmico para un edificio propuesto de diez niveles, ubicado en la ciudad de Managua y destinado a apartamentos, mediante el método dinámico modal espectral con apoyo en softwares de la compañía CSI, respetando las limitaciones del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07).
2. Diseñar un sistema sismorresistente, a base de pórticos especiales resistentes a momento, que contemple los estándares de las normas estadounidenses ANSI/AISC, y disponiendo de softwares como PTC-MATHCAD y Microsoft Excel como herramientas de cálculo.
3. Analizar los marcos sismorresistentes, tanto en dirección X como en dirección Y, hasta el mecanismo plástico de falla, por medio de un análisis incremental paso a paso (Pushover).
4. Revisar las demandas máximas en las columnas verificando la relación de momentos bajo el criterio de columna fuerte - viga débil.
5. Generar un diseño óptimo con los resultados obtenidos en el análisis de la relación columna fuerte - viga débil, que presente una solución ante cualquier problemática causada por efectos no lineales.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Análisis sísmico

2.1.1. Edificio en estudio

Se propone un edificio de diez niveles que estará predispuesto a ser construido en la ciudad de Managua, cuya finalidad ocupacional es de apartamentos. La estructura sismorresistente estará compuesta de marcos especiales resistentes a momento y el sistema de entrepisos será de losa colaborante. El edificio poseerá una planta baja de 4 metros de altura y los demás niveles de 3.5 metros, adoptándose una altura total de 35.5 metros. También existirá un sistema de ascensores justo en el centro del edificio. La planta arquitectónica y elevaciones se muestran en el Anexo A; respectivamente. Se analizará este modelo cumpliendo con todos los criterios de diseño establecidos por las normas norteamericanas (AISC 360-16, AISC 341-16 y AISC 358-16) para sistemas SMF y el RNC-07.

2.1.2. Método dinámico de análisis modal espectral (RNC-07)

El método dinámico de análisis modal del Artículo 33 del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) consiste en el estudio de la respuesta de un edificio ante cualquier sismo, tomando en cuenta todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, considerando como mínimo los tres primeros modos de vibración en cada dirección de análisis (X, Y, Z), excepto para estructuras de uno o dos niveles. De tal manera que deberá incluirse el efecto de los modos naturales que sean necesarios para que la suma de todos los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura. Además se revisará por cortante basal, efectos de torsión por simetría y efectos bidireccionales.

2.2. Métodos de diseño sismorresistente

2.2.1. Diseño basado en fuerzas

Es el método en el cual la demanda se define a partir de un espectro de aceleraciones considerando las propiedades dinámicas de la estructura. A partir del análisis estructural (estático o dinámico) se determinan las resistencias requeridas para verificar los miembros estructurales. Adicionalmente, se realiza una verificación de los desplazamientos laterales o distorsiones de piso para limitar el daño. Como ejemplo de la implementación de este método, se hace mención a los reglamentos norteamericanos ASCE/SEI 7-16 y ANSI/AISC 341-16.

De los métodos de diseño sismorresistentes se usará el diseño basado en fuerzas, que a modo de resumen se presenta en el Anexo B.1, donde se aprecian las etapas del proceso de diseño (Francisco Javier Crisafulli, 2018). Aunque, para completar dicho método, es importante mencionar el diseño por capacidad, el cual se presenta en la siguiente sección.

2.2.2. Diseño por capacidad.

El diseño por capacidad se basa en la formación de una jerarquía en la resistencia de los componentes que definen el sistema estructural para permitir la formación de un mecanismo plástico de falla (o mecanismo de colapso controlado); evitando así la ocurrencia de fallas frágiles. Para ello, se seleccionan ciertos componentes o zonas de la estructura sismorresistente, los que son diseñados y detallados para disipar energía en forma dúctil y estable. En estas zonas críticas, denominadas comúnmente “rótulas plásticas”, el sismo induce deformaciones plásticas y se evitan otros mecanismos de falla mediante un incremento de la resistencia asignada. Todos los componentes se protegen de la posibilidad de falla asignando una resistencia mayor que la correspondiente al

desarrollo de la máxima resistencia esperada en las potenciales regiones de plastificación (Paulay and Priestley, 1992). De esta forma, el diseño por capacidad permite contrarrestar las incertidumbres existentes para definir la demanda sísmica y asegurar que la estructura responda en forma estable y con adecuada capacidad de disipación de energía. No obstante, en este método de diseño, no se contemplan los efectos no lineales del material, efectos que en ocasiones y para terremotos severos pueden dar lugar a la formación de rótulas plásticas en las columnas. Por lo que en el presente documento, se propone involucrar dichos efectos para el diseño final del edificio.

El diseño por capacidad se basa en tres aspectos básicos y fundamentales:

- Selección de un mecanismo de deformación plástica para todo el sistema estructural, identificando los miembros o componentes en los que pueden desarrollarse deformaciones inelásticas. Este mecanismo no debe conducir a una demanda concentrada de deformaciones plásticas.
- Detallado adecuado de los miembros o componentes inelásticos para asegurar un comportamiento dúctil en la estructura.
- Diseño de los restantes miembros o componentes estructurales para resistir la acción sísmica en rango elástico, considerando la probable sobrerresistencia de los mecanismos dúctiles.

2.3. Procedimiento general para el diseño sismorresistente según normativa ASCE/SEI 7

La normativa ASCE/SEI 7, en conjunto con la ANSI/AISC 3416 para estructuras de acero, no solo se emplean en Estados Unidos sino también que sirven de referencia en muchos países como Nicaragua. Estas normas definen un procedimiento de diseño basado en un método de fuerzas que incluye la aplicación del diseño por capacidad. En el Anexo B.1, a modo de resumen, se presentan las etapas del proceso de diseño con indicaciones de los pasos principales (Francisco Javier Crisafulli, 2018).

2.4. Pórticos de acero especiales resistentes a momento

2.4.1. Comportamiento estructural.

Los pórticos no arriostrados especiales se caracterizan por presentar una mayor capacidad de disipación de energía y acorde a ello se diseñan con un factor de modificación de respuesta elevado ($Q=4$ y $\Omega=2$, RNC-07). Se espera, de dichos pórticos, que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente por flexión en las vigas y en menor medida en los paneles nodales de las columnas. Por lo tanto, un aspecto fundamental y en el cual se enfoca la presente monografía, es en el diseño y comportamiento no lineal de la relación viga-columna, las que son necesarias desde el punto de vista constructivo y deben asegurar que las vigas pueden desarrollar su capacidad a flexión.

Las especificaciones sísmicas ANSI/AISC vigentes, están basadas en las recomendaciones FEMA-350, las cuales indican detalladamente las condiciones que deben cumplir los pórticos especiales. La estructura debe diseñarse para limitar la distorsión del panel nodal, evitar la formación de rótulas plásticas en columnas y controlar los efectos de pandeo local. La preferente respuesta estructural se induce a través de la formación de un mecanismo de “columna fuerte - viga débil”. En este mecanismo, las rótulas plásticas se forman en los extremos de las vigas, mientras las columnas permanecen en rango elástico; con excepción de la base de las columnas de la planta baja (ver Anexo B.3).

2.5. Diseño de marcos especiales resistentes a momento

2.5.1. Conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna de pórticos no arriostrados especiales, que forman parte del sistema sismorresistente, deben de cumplir con las siguientes condiciones:

- La conexión deberá ser capaz de soportar las rotaciones plásticas correspondientes a un nivel de distorsión de piso total de 0.04 radianes.
- La capacidad a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser como mínimo $0.8M_p$ de la viga conectada para un nivel de distorsión de piso de 0.04 radianes (M_p es el momento de plastificación de la viga calculado con la tensión de fluencia para el acero especificado).
- La resistencia a corte requerida de la conexión debe determinarse a partir de las combinaciones de cargas sísmicas limitadas por capacidad.

2.5.2. Panel nodal

El panel nodal es un componente de los pórticos no arriostrados que se caracteriza por su flexibilidad y por estar sometido a elevadas sollicitaciones que pueden ocasionar deformaciones excesivas sino se diseña adecuadamente.

Los esfuerzos internos en el panel nodal se determinarán tomando los esfuerzos de corte, cargas axiales y momentos flectores actuantes en las caras del panel (ver Anexo B.5). A partir de estas consideraciones se puede determinar la resistencia requerida a corte en el panel nodal:

$$R_u = \frac{M_1}{(d_{b1} - t_{f1})} + \frac{M_2}{(d_{b2} - t_{f2})} - V_c$$

Donde “ R_u ” es el esfuerzo de corte en la columna ubicado por encima del nodo, “ d_{b1} ” y “ d_{b2} ” representan la altura total de las vigas que llegan al nodo, y “ M_1 ” como “ M_2 ” son los momentos flectores en los extremos de dichas vigas. No obstante, en los casos usuales ambas vigas son iguales, de modo que $M_1 = M_2$.

Actualmente, las especificaciones AISC indican que la resistencia a corte requerida en el panel, como mínimo, debe determinarse a partir de la suma de los momentos en las caras de la columna, considerando la proyección de los momentos máximos probables respecto de las caras de la columna. Es decir que $\Sigma M = \Sigma M_{pr}$.

La resistencia de diseño $\phi_v V_n$, donde $\phi_v=1.0$, debe ser mayor que la resistencia requerida para el caso del método LRFD. Por simplificación, el efecto de la deformación del panel no se considerará en el análisis de la estabilidad del pórtico, por lo tanto R_n se calculará con la siguiente expresión:

Si $P_r \leq 0.4P_y$:

$$R_n = 0.6 * F_y * d_c * t_w \quad (\text{Ecuación J10-9 del AISC 360-16})$$

Si $P_r \geq 0.4P_y$:

$$R_n = 0.6 * F_y * d_c * t_w * \left(1.4 - \frac{P_r}{P_y}\right) \quad (\text{Ecuación J10-10 del AISC 360-16})$$

Donde;

R_n : Resistencia de la zona panel.

P_r : Resistencia axial requerida en columna.

P_y : Resistencia axial de fluencia en columna.

d_c : Peralte de la sección de la columna.

t_w : Espesor del alma de la sección de la columna.

2.5.3. Relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas

A los efectos de asegurar el mecanismo de columna fuerte - viga débil en el diseño de los pórticos especiales, se debe cumplir con la siguiente relación, basada en conceptos del diseño por capacidad:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (\text{Ecuación E3-1 del AISC 341-16})$$

Donde el numerador representa la suma de los momentos plásticos en las columnas por encima y debajo del nodo, considerando la reducción por efecto de la carga axial, y el denominador representa la suma de la resistencia flexional

esperada en las vigas proyectada en la cara de la columna. Los momentos flectores definidos previamente se determinan como:

$$M_{pc}^* = Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_r}{A_g} \right) \quad (\text{Ecuación E3-2 del AISC 341-16})$$

$$M_{pb}^* = M_{pr} + M_v \quad (\text{Ecuación E3-3 del AISC 341-16})$$

Donde;

M_{pc}^* : Momento máximo probable en la columna.

M_{pb}^* : Momento máximo probable en la viga.

Z_c : Módulo plástico de la columna.

F_{yc} : Tensión cedente de la columna.

M_{pr} : Momento resistente esperado en la rótula plástica.

A_g : Área gruesa de la sección.

M_v : Momento provocado por el corte gravitacional esperado en la rótula plástica hacia el eje de la columna.

Es importante destacar que la configuración de rótulas plásticas (ver Anexo B.4), es válida en pórticos donde el efecto de carga gravitatoria sobre las vigas es reducido. Puede considerarse, aproximadamente, que esta situación se cumple cuando la demanda flexional en la viga debida a la carga gravitatoria es menor que el 30% del momento plástico (FEMA 2000a).

2.5.4. Placas de continuidad

Las placas de continuidad según el AISC, son rigidizadores que se disponen entre las alas de la columna, en niveles correspondientes a las alas de las vigas que llegan al nodo, con el objetivo de asegurar una adecuada transferencia de las cargas de tracción y compresión que se generan sobre la columna.

Si el espesor requerido de la placas es menor que el espesor del ala de la columna, teóricamente no serán necesarias las placas de continuidad, no obstante, el AISC 341-16 establece que el espesor mínimo será el espesor del ala de la viga. El espesor requerido se calcula tomando el mayor valor de la siguiente expresión:

$$0.4 * \sqrt{1.8 * b_{fb} * t_{fb} * \frac{R_{yb} * F_{yb}}{R_{yc} * F_{yc}}} \quad \text{o} \quad \frac{b_{fb}}{6} \quad (\text{Ecuación E3-8 del AISC 341-16})$$

Donde;

b_{fb} : Ancho del ala de la viga.

t_{fb} : Espesor del ala de viga.

R_{yb} : Factor de sobre-resistencia del material de la viga.

R_{yc} : Factor de sobre-resistencia de la columna.

F_{yb} : Tensión cedente de la viga.

2.6. Software de análisis estructural

Softwares de la compañía CSI, como ETABS o SAP2000, presentan una estimación de la relación de momentos, despreciando el corte gravitacional (V_g) y asumiendo que la distancia de la rótula plástica a la cara de la columna (S_h) es igual a cero (CSICaribe ETABS, 2016; CSICaribe SAP2000, 2020). En el manual, M_{pb}^* se deduce de la manera mostrada a continuación, a partir de los lineamientos del AISC 341-16 (expuestos de forma más amplia en la sección 4.9 de este documento):

$$\begin{aligned} M_{pb}^* &= M_{pr} + V_{ub} \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right) = M_{pr} + [V_p + V_g] \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right) \\ &= (1.1R_{yb}Z_{xb}F_{yb}) + \left[\left\{ \frac{(2)(1.1R_{yb}Z_{xb}F_{yb})}{(L_b - 2 * S_h)} \right\} + V_g \right] \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right) \end{aligned}$$

De dónde considerando S_h y V_g iguales a cero, y reduciendo términos se tiene:

$$M_{pb}^* = 1.1R_y F_{yb} Z_b \left(1 + \frac{d_c}{L_b} \right) = 1.1R_y F_{yb} Z_b f_{mv}$$

Si se comparara el valor calculado en el software con una hoja de cálculo manual, dicho resultado mostraría una pequeña diferencia de aproximadamente del 6.6%. Sin embargo, en esta investigación, se propone considerar los valores de S_h y V_g , en el diseño elástico lineal del edificio; por mayor precisión.

2.7. Análisis estático no lineal tipo Pushover

Un análisis incremental (Pushover) es un método en el que se coloca un conjunto de cargas laterales que típicamente representen la distribución de fuerzas del primer modo de vibración en el marco resistente a momento, y de ser necesario, uno que represente el segundo y el tercer modo, ya que estos son los que generalmente producen efectos no lineales.

Por ende, el edificio o marco se "empuja" hasta que un elemento en el sistema alcanza su límite elástico. En ese punto, se coloca una articulación y posteriormente el marco se continúa empujando de manera incremental hasta que se encuentren articulaciones sucesivas. A medida que se acumulan las articulaciones, el sistema se vuelve más flexible y el diagrama de fuerza-deformación se curva hacia el eje horizontal, hasta que se vuelve completamente plástico y la curva de dicho diagrama se vuelve totalmente horizontal (Bondy, K Dirk & Allred, Bryan, 2017).

La secuencia y el esquema de dicho análisis se muestran a continuación:

- Se coloca un set de cargas, generalmente representativo del primero modo y si es necesario se incorporan modos superiores al análisis.

- El edificio o marco es empujado hasta que un elemento en el sistema alcanza su momento plástico esperado.
- En ese punto, se coloca una rótula plástica o liberación de momento.
- Luego, el marco es empujado incrementalmente una y otra vez, hasta que se generen rótulas plásticas sucesivas.

Además, este análisis se plantea, porque se ha demostrado que tanto el análisis estático no lineal (Pushover) así como el análisis Tiempo – Historia, tienen mayor credibilidad al momento de predecir las demandas en las columnas, que un análisis lineal elástico (K. Dirk Bondy, 1996).

2.7.1. Definición del estado de carga gravitacional

Para poder llevar a cabo el análisis estático no lineal es necesario crear un estado de carga no lineal, que contemple la acción de las cargas gravitacionales, ASCE 41-13 (sección 7.2.2) permite utilizar la siguiente ecuación en el caso que las solicitaciones sísmicas y los efectos por gravedad sean combinados:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_s$$

Donde;

Q_D : Carga muerta.

Q_L : Carga vivía efectiva, equivalente al 40% de la misma para el caso particular del RNC-07.

Q_s : Carga de nieve efectiva, para la presente monografía $Q_s = 0$.

Este estado de carga servirá de punto de partida para un segundo estado de carga que somete a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i , que se incrementan hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

ETABS permite aplicar tres tipos de solicitaciones:

- Un estado de carga estático, previamente definido.
- Un patrón modal, dependiente del análisis dinámico de la estructura estudiada.
- Un patrón de aceleraciones.

2.7.2. Patrones de carga lateral

Corresponden a un set de carga lateral que se aplicará al modelo analítico. Estas fuerzas serán proporcionales a las fuerzas inerciales que actúan en cada diafragma de cada nivel de la estructura. Para el caso particular del edificio en estudio, se usará un patrón modal, debido a lo descrito anteriormente por K. Dirk Bondy, 1996. En lo cual se aplicará un set equivalente de cargas laterales, correspondiente a las cargas generadas por los modos de vibración de las direcciones ortogonales.

2.7.2.1. Patrón modal

Dentro del patrón modal existen tres distribuciones de fuerza lateral:

- La distribución de fuerzas empleadas en un análisis estático. Siempre y cuando más del 75% total de la masa participativa, en el modo fundamental de vibración, sea en la dirección de análisis.
- Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección de análisis. Siempre y cuando se tenga más del 75% del total de la masa participativa en el modo fundamental de vibración.
- Una distribución vertical proporcional al cortante obtenido de la combinación modal. Siempre que el número de modos capture más del 90% de la masa total y cuando el periodo de vibración de la edificación exceda a 1,0 segundos.

2.7.3. Nodo de control

Es un punto de coordenadas conocidas dentro de la edificación, formado por la intersección de vigas y columnas, el cual se utiliza para monitorear los desplazamientos que ocurren al momento de un sismo. El nodo de control debe ubicarse en el centro de masa del techo o azotea de la edificación.

2.7.4. Modelo numérico adoptado

Para el análisis estático no lineal, se necesita conocer las relaciones momento-curvatura o momento-rotación, para el caso de flexión y flexo-compresión; de estos diagramas se obtiene la rigidez de una sección de acuerdo con el nivel de cargas que gravita sobre la misma. (Aguilar et al., 20115, 1; Mora y Aguilar, 2015; Medina, 2012).

La estructura se discretiza en elementos tipo barra correspondiente a las vigas y columnas de la estructura, considerándose la inercia bruta de las mismas. Para estudiar el comportamiento no lineal de los materiales, se ha usado un modelo de plasticidad concentrada, de tal manera que se dispone de muelles elasto-plásticos en los extremos de la barras, quedando así definidos los mecanismos de disipación de energía.

Las bases aplicadas para la definición de las rótulas plásticas se encuentran en el ASCE 41-13, como se muestra en la Figura 2-1, donde se definen los diagramas de momento-rotación para las secciones en función de un elemento tipo viga o columna.

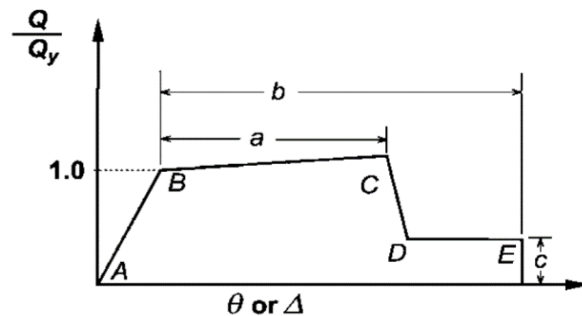
En la Tabla 2-1 extraída del ASCE 41-13 se incluyen los valores a, b y c que definen completamente el diagrama momento-rotación de las rótulas. Como se puede observar en la tabla, el diagrama depende de varios factores.

Tabla 2-1. Parámetros de modelado y criterios de aceptación para estructuras de acero.

Component/Action	<i>m</i> -Factors for Linear Procedures ^a				
	IO	Primary		Secondary	
		LS	CP	LS	CP
Beams—Flexure					
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	2	3	3	4
c. Other		Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used.			
Columns—Flexure ^{a,b}					
For $P/P_{CL} < 0.2$					
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	1.25	2	2	3
c. Other		Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used.			
For $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$					
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	— ^c	— ^d	— ^e	— ^f
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	1.25	1.25	1.5	2	2
c. Other		Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used.			

Fuente: Código ASCE 41-13.

Figura 2-1. Diagrama momento-rotación.

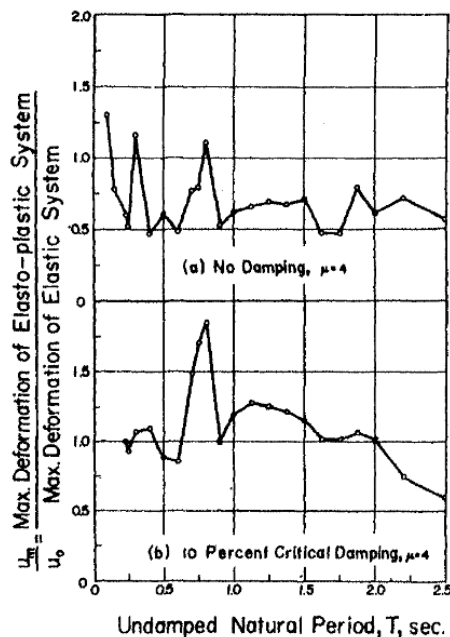


Fuente: Código ASCE 41-13.

2.7.5. Criterio de igual desplazamiento

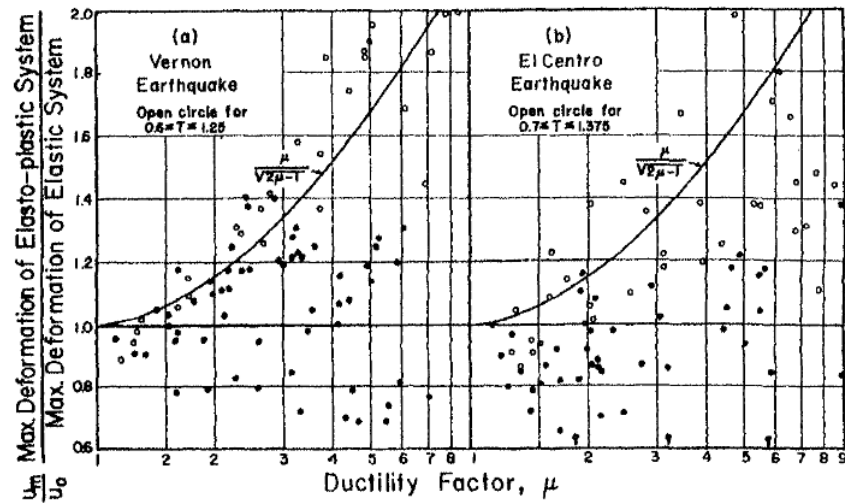
Para poder llevar a cabo el análisis estático no lineal y lograr cuantificar dichos efectos en el curva de capacidad, se hace mención de las investigaciones de Veletsos y Newmark (1960). En las cuales, a partir de un análisis dinámico de estructuras simples con comportamiento elasto-plástico se propuso que el espectro inelástico podía obtenerse con cierta aproximación a partir de un espectro elástico. Para ello se aplicó, como variable principal, el concepto de ductilidad de desplazamiento μ , definida como la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia; además se observó que en el rango de periodos largos, el desplazamiento máximo en el rango no lineal es similar al desplazamiento máximo del sistema elástico (ver Figura 2-2 y 2-3). Por esta razón, en este estudio, se asumirá que el desplazamiento máximo inelástico será igual al desplazamiento máximo elástico del sistema.

Figura 2-2. Comparación del máximo desplazamiento relativo elasto-plástico y el Sistema Elástico en función del periodo natural. Para el terremoto del Centro.



Fuente: Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japón, Vol II.

Figura 2-3. Comparación del máximo desplazamiento relativo elasto-plástico y el Sistema Elástico en función del factor de ductilidad.



Fuente: Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japón, Vol II.

CAPITULO III: ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

3.1. Consideraciones generales del edificio

3.1.1. Características del edificio

La estructura a analizar consiste en un edificio de diez niveles con azotea, predispuesto a ser construido en la ciudad de Managua, cuya finalidad ocupacional sea para apartamentos y cuyo sistema sismorresistente sea a base de marco especiales resistentes a momento (SMF) de acero. Las dimensiones en planta son de 36 m x 24 m, los marcos en la dirección Y poseen tres vanos separados a 8 m, los marcos en la dirección X poseen cuatro vanos separados a 9 m y la altura de cada nivel es de 3.5 m exceptuando el primer nivel con 4 m. Los ascensores están dispuestos en el centro de la planta y el entrepiso será de lámina troquelada con concreto (losa cero), el cual deberá resistir las cargas gravitacionales y los efectos de torsión del edificio, creando un diafragma en la estructura para transmitir las correspondientes cargas de diseño.

3.1.2. Cargas

3.1.2.1. Carga muerta por peso propio

Las cargas muertas no se presentan en este documento, puesto que el programa de análisis estructural calcula el peso de los elementos estructurales de forma automática; una vez definido el peso específico de los materiales y la geometría de la sección transversal de los elementos a emplear.

3.1.2.2. Carga muerta súper impuesta

La carga muerta súper impuesta será la suma del peso que transfiere la losa junto con los accesorios típicos de cada nivel. A continuación se presentan las cargas súper impuestas en entrepisos y techo:

Tabla 3-1. Cargas súper impuestas en entrepisos.

Planta tipo	Carga distribuida (kgf/m ²)
Carga muerta adicional por losa	20
Carga muerta adicional por firme	20
Firme de mortero 3 cm	66
Cielo falso de Playwood	16
Ladrillo de cerámica	36
Pared de Durock	23
Accesorios	5
Σ	186

Tabla 3-2. Cargas súper impuestas en techo.

Planta tipo	Carga distribuida (kgf/m ²)
Carga muerta adicional por losa	20
Firme de mortero 3 cm	40
Cielo falso de Playwood	16
Cartón asfáltico	35
Accesorios	5
Σ	116

3.1.2.3. Cargas vivas

El edificio al ser proyectado como un edificio para apartamentos según la “Tabla 1. Cargas vivas unitarias mínimas” del RNC – 07 (ver Anexo I.1), para cada nivel se recomienda una carga viva máxima de 200 kgf/m² y una carga viva reducida de 80 kgf/m². Para la zona del techo, contemplando que es un techo con una pendiente menor al 5%, se recomienda una carga viva máxima de 100 kgf/m² y una carga viva reducida de 40 kgf/m². Las cargas vivas reducidas se deben emplear en el análisis sísmico del edificio.

3.2. Clasificación de la estructura y condiciones de regularidad

3.2.1. Clasificación de la estructura (según arto. 20 del RNC-07)

De acuerdo a la finalidad ocupacional de la estructura esta se clasifica como una de normal importancia, la cual pertenece al Grupo B.

3.2.2. Condiciones de regularidad (según arto. 23 del RNC-07)

1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales:

Cómo se puede apreciar en el Anexo A.1, la estructura es simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo tanto cumple esta condición.

2) La relación de altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5:

$$\text{Relación} = \frac{\text{Altura total}}{\text{Base menor}} = \frac{35.5 \text{ m}}{24 \text{ m}} = 1.48 \quad \therefore \text{Cumple}$$

3) La relación de largo ancho de la base no excede de 2.5:

$$\text{Relación} = \frac{\text{Base mayor}}{\text{Base menor}} = \frac{36 \text{ m}}{24 \text{ m}} = 1.5 \quad \therefore \text{Cumple}$$

4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente:

Como se puede observar en el Anexo A.1, la estructura no tiene ni entrantes ni salientes, así que cumple con la condición.

5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente:

Cada nivel posee un entrepiso de lámina troquelada con concreto, que actúa como diafragma rígido para transferir las cargas de análisis, por lo tanto cumple con esta condición.

- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta:**

Las aberturas correspondientes al edificio se encuentran diseñadas para el sistema de ascensores y estas se encuentran ubicadas en la misma posición en cada piso del edificio.

20% de la dimensión menor: $0.2 (24 \text{ m}) = 4.8 \text{ m}$

Dimensión menor de la abertura: $2.67 \text{ m} < 4.8 \text{ m} \therefore \text{Cumple}$

20% de la dimensión mayor: $0.2 (36 \text{ m}) = 7.2 \text{ m}$

Dimensión mayor de la abertura: $5 \text{ m} < 7.2 \text{ m} \therefore \text{Cumple}$

20% del área en planta: $0.2 (864 \text{ m}^2) = 172.8 \text{ m}^2$

Área de la abertura: $13.35 \text{ m}^2 < 172.8 \text{ m}^2 \therefore \text{Cumple}$

- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni es menor que 70 por ciento de dicho peso (Se excluye el último nivel):**

Cada nivel está diseñado para el mismo uso (excluyendo la azotea), por consiguiente las cargas no varían (ver Tabla 3-3), por lo tanto cumple con esta condición.

Tabla 3-3. Masa por nivel.

Nivel	Masa (kgf-s ² /m)	W _i (kgf)	Arto. 23 inciso “7” del RNC-07	< 110% > 70%
1	47,412.89	465,120.45	-	-
2	47,230.69	463,333.07	99.62%	Ok
3	47,111.39	462,162.74	99.75%	Ok
4	46,938.84	460,470.02	99.63%	Ok
5	46,861.17	459,708.08	99.83%	Ok
6	46,691.69	458,045.48	99.64%	Ok
7	46,378.99	454,977.89	99.33%	Ok
8	46,049.83	451,748.83	99.29%	Ok
9	46,049.83	451,748.83	100.00%	Ok
10	35,614.48	349,378.05	-	-

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción:**

Cumple con esta condición, ya que todos los pisos son típicos y el área para cada piso es la misma.

- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas:**

En todos los pisos se cumple esta condición, ya que la estructura está formada por marcos rígidos compuestos de columnas y vigas en ambas direcciones ortogonales y la losa utilizada tiene la capacidad de formar un diafragma rígido.

10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Al tener una estructura regular y constante, la rigidez de ningún entrepiso excede a la del inmediato inferior (ver Tabla 3-4), por lo tanto esta condición se cumple.

Tabla 3-4. Rigidez por nivel.

Nivel	Rigidez en X (tonf/m)	Rigidez en Y (tonf/m)	Arto. 23 inciso "10" del RNC-07		<150%
			X	Y	
10	11,275.29	8,438.06	-	-	-
9	13,738.28	11,021.54	93%	93%	Ok
8	14,814.29	11,826.57	88%	93%	Ok
7	16,806.25	12,723.35	94%	89%	Ok
6	17,789.25	14,323.61	94%	93%	Ok
5	18,878.77	15,386.97	90%	92%	Ok
4	21,032.86	16,686.07	96%	87%	Ok
3	21,864.14	19,218.05	94%	90%	Ok
2	23,154.77	21,243.71	79%	76%	Ok
1	29,283.76	28,130.3	-	-	-

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

11) La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito:

Cumple con este requisito ya que la disposición de los elementos principales del marco es simétrica en todas sus direcciones y no hay cambios bruscos de estructuración, alturas y masas en los diferentes pisos, por lo tanto, no habrá cambios bruscos de inercia en los elementos principales; ver Tabla 3-5.

Tabla 3-5. Resistencia al Corte.

Nivel	V _x (kgf)	V _y (kgf)	Arto. 23 inciso “11” del RNC-07		<150%
			X	Y	
10	53,657.94	55,527.66	-	-	-
9	101,327.03	102,420.83	75.52%	77.19%	Ok
8	134,173.54	132,690.13	85.23%	86.93%	Ok
7	157,431.16	152,647.76	89.19%	90.82%	Ok
6	176,513.88	168,083.39	90.88%	91.54%	Ok
5	194,221.21	183,608.14	91.52%	91.37%	Ok
4	212,228.34	200,952.39	91.89%	91.38%	Ok
3	230,966.25	219,903.28	93.11%	92.32%	Ok
2	248,066.86	238,198.71	95.70%	95.12%	Ok
1	259,220.95	250,416.83	-	-	-

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

12) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Las excentricidades en la dirección ortogonal Y y X no sobrepasan del 10%, prácticamente son cero (ver Tabla 3-6). Por lo tanto la excentricidad de diseño es igual al 10% de la dimensión en planta.

Tabla 3-6. Centros de masa y rigidez.

Nivel	CM _x (m)	CM _y (m)	CR _x (m)	CR _y (m)	Arto. 32 inciso “d” (m)				Valor aplicado	
					e _{sx}	e _{sy}	e _{dx}	e _{dy}	X	Y
10	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
9	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
8	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
7	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
6	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
5	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
4	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
3	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
2	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
1	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

3.3. Definición del coeficiente sísmico y espectro de diseño sísmico según RNC-07

3.3.1. Criterios del RNC-07 para la obtención del coeficiente sísmico y definición del espectro de diseño

- 1) Estructura del grupo B (arto. 20).
- 2) Por el cumplimiento de todas las condiciones del art. 23, y al disponer de marcos especiales resistentes a momento (SMF), se tiene un $Q' = Q = 4$.
- 3) Por estar ubicado en Managua, se encuentra en la zona sísmica C, según la Figura 2 - Zonificación sísmica de Nicaragua (ver Anexo I.3).
- 4) Se considera que el edificio está ubicado en un suelo blando, por lo tanto se tiene un suelo tipo III y al estar en la zona sísmica C, se tiene un factor de amplificación sísmica de $S = 2$; según art. 25 (ver Anexo I.2).
- 5) Por estar ubicado en Managua y según el Mapa de Isoaceleraciones del Anexo C del RNC-07, se tiene un $a_0 = 0.305 \text{ g}$ (ver Anexo I.4).
- 6) Factor de reducción por sobrerresistencia contemplado, $\Omega = 2$ (arto. 22).

3.3.2. Definición del coeficiente sísmico y espectro de diseño

Para calcular el coeficiente sísmico primeramente se requiere obtener el periodo máximo probable de la estructura, lo cual puede realizarse por medio de la ecuación 12 del art. 32 del RNC-07:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_{s_i} x_i}}$$

Sin embargo, esta ecuación (ecuación de Lord Rayleigh, 1945) se emplea para aproximar el periodo fundamental de vibración (un periodo dinámico), lo cual, si se quiere realizar un análisis dinámico modal espectral, no resulta conveniente para la revisión del inciso a) del art. 33 del RNC-07. Donde, si se empleara esta ecuación, siempre el cortante basal dinámico resultaría mayor al 80% del cortante basal estático. Por ende, nos apoyaremos en un planteamiento meramente

estático, definido en la sección 12.8.2 del ASCE 7-16 para determinar el periodo estático aproximado en una estructura, de donde se tiene como límite inferior, y para evitar una estructura muy rígida, la siguiente expresión:

$$T_a = C_t * H^x = (0.0724)(35.5)^{0.8} = 1.26 \text{ s}$$

Mientras que como límite superior, y para evitar una estructura muy flexible, la siguiente expresión:

$$T = C_u * T_a = (1.4)(1.26) = 1.76 \text{ s}$$

Donde;

C_u: Coeficiente para el límite superior del período calculado; Tabla 12.8-1 del ASCE 7-16 (ver Anexo I.11).

C_t y x: Valores para los parámetros de período aproximado; Tabla 12.8-2 del ASCE 7-16 (ver Anexo I.12).

H: Distancia de la base al nivel más alto de la estructura sismorresistente (m).

El límite superior será el empleado para obtención del coeficiente sísmico, que más adelante servirá para la obtención del cortante basal estático, con el cual se realizará el pre-dimensionamiento de los elementos sismorresistentes y la verificación del inciso a) del arto. 33 del RNC-07.

Este valor representará el periodo estático de la estructura, tanto en X como en Y, por la regularidad de la misma, y ya que se encuentra entre 0.6s - 2s, por lo tanto, según el arto. 24 bajo la consideración del arto. 27 inciso II, se tiene:

$$c = \frac{a}{\Omega * Q'} = \frac{S_d(T_b/T)}{\Omega * Q'} = \frac{(2)(2.7 * 0.305)(0.6/1.76)}{(2)(4)} = 0.0701 \text{ g}$$

Por otra parte, para el análisis modal espectral en el software, es necesario construir un espectro de respuesta elástico del sitio, conforme a lo establecido en el arto. 27 inciso II del RNC-07; debido a que las demandas sísmicas generalmente se representan por medio de un espectro de respuesta. En la Figura 3-1 y 3.2 se muestran los parámetros empleados, donde en el programa se estipula el uso del espectro de respuesta elástico reducido (por $Q' * \Omega = 8$).

Figura 3-1. Espectro de respuesta elástico y de diseño.

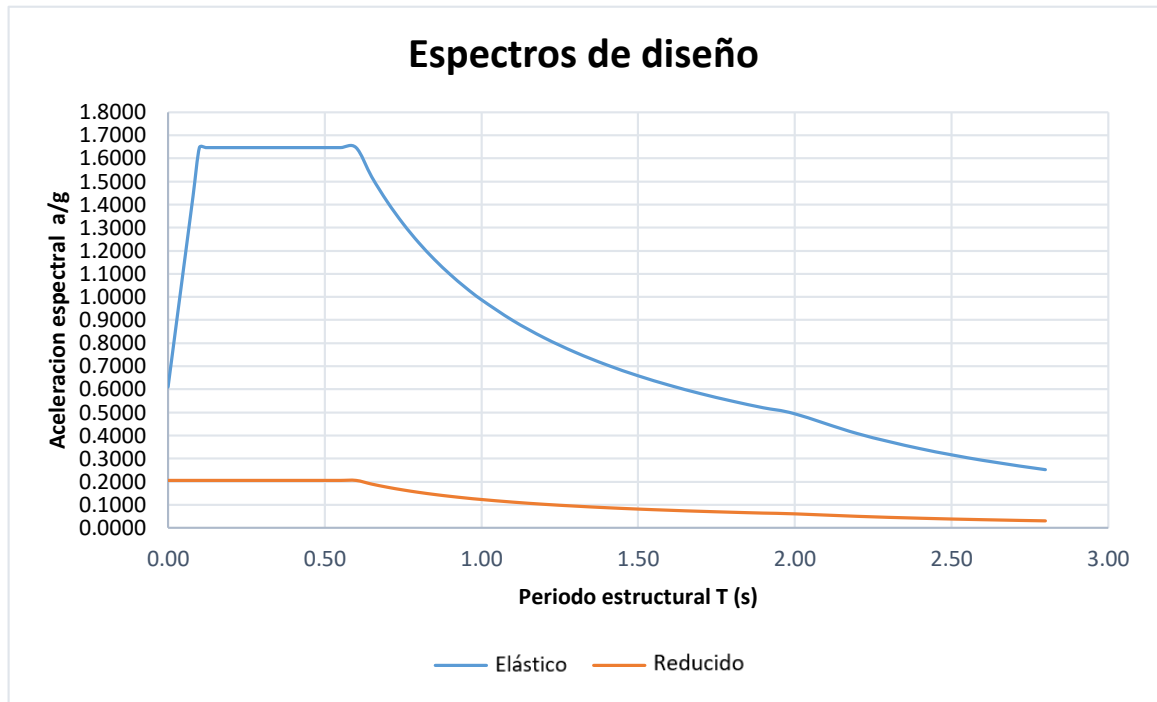
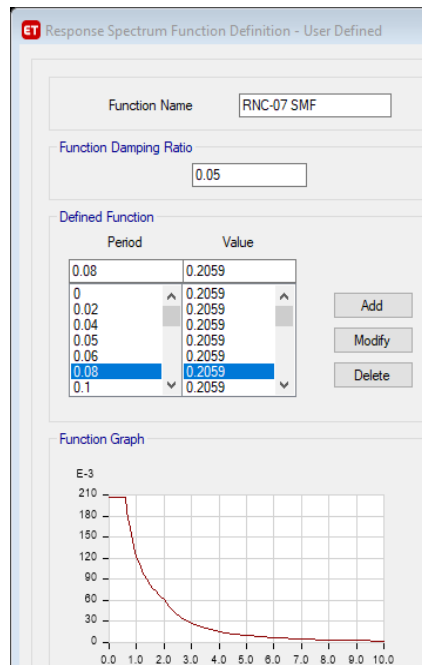


Figura 3-2. Función del espectro de respuesta reducido en ETABS.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

3.4. Criterios de Modelaje estructural realizado en ETABS

3.4.1. Fuente de masa

La fuente de masa considera la masa propia de los elementos, el 40% de la carga viva máxima (CVR) que establece el RNC-07 y la carga súper impuesta. En el programa se multiplica por 0.4 la carga viva (Live), para indicarle al mismo una reducción en la carga viva al momento de realizar el análisis sísmico (ver Figura 3-3).

Figura 3-3. Fuente de masa.

Load Pattern	Multiplier
Super Dead	1
Super Dead	1
Live	0.4

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

3.4.2. Consideración de los efectos P-Delta de segundo orden

Al considerar la inclusión o no de los efectos P-Delta en el análisis podemos apoyarnos en lo establecido en el inciso “e” del arto. 32 del RNC-07, como sigue:

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{P_y}$$

Donde;

Δ : Es el desplazamiento lateral relativo (en colapso, por lo estipulado en el arto. 34 inciso c) punto b. del RNC-07) entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado; ver Tablas 3-11 y 3-12.

H: Es la altura del entrepiso.

V: Es la fuerza cortante calculada en el edificio. En este trabajo la concerniente al cortante de diseño (ver Tabla 3-5).

P_y : Es el peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente. En este trabajo, peso correspondiente al peso sísmico (ver Tabla 3-3).

A continuación se muestra la verificación; con datos obtenidos del modelo en ETABS:

Tabla 3-7. Verificación del uso de los efectos P-Delta. Dirección X.

Nivel	H (cm)	Δ (cm)	V (kgf)	P_y (kgf)	Observación
10	350	3.241448	53,657.94	349,378.05	No considerar
9	350	5.125272	101,327.03	451,748.83	No considerar
8	350	6.502824	134,173.54	451,748.83	No considerar
7	350	7.04392	157,431.16	454,977.89	No considerar
6	350	7.758656	176,513.88	458,045.48	No considerar
5	350	8.31424	194,221.21	459,708.08	No considerar
4	350	8.390912	212,228.34	460,470.02	No considerar
3	350	8.890104	230,966.25	462,162.74	No considerar
2	350	9.071968	248,066.86	463,333.07	No considerar
1	400	7.366064	259,220.95	465,120.45	No considerar

Tabla 3-8. Verificación del uso de los efectos P-Delta. Dirección Y.

Nivel	H (cm)	Δ (cm)	V (kgf)	P_y (kgf)	Observación
10	350	4.849992	55,527.66	349,378.05	Considerar
9	350	6.792664	102,420.83	451,748.83	Considerar
8	350	8.322976	132,690.13	451,748.83	Considerar
7	350	9.151216	152,647.76	454,977.89	No considerar
6	350	9.30728	168,083.39	458,045.48	No considerar
5	350	9.80284	183,608.14	459,708.08	No considerar
4	350	10.14288	200,952.39	460,470.02	No considerar
3	350	9.826208	219,903.28	462,162.74	No considerar
2	350	9.724728	238,198.71	463,333.07	No considerar
1	400	7.761568	250,416.83	465,120.45	No considerar

Por lo tanto, ya que en su gran mayoría se tiene la opción de no considerar los efectos P-Delta, se concluye que se pueden despreciar dichos efectos, lo cual se definirá en el programa de análisis, desactivando la consideración de los efectos P-Delta. Esta comprobación también puede realizarse bajo el apartado 12.8.7 del ASCE 7-16; lo cual lleva a las mismas conclusiones.

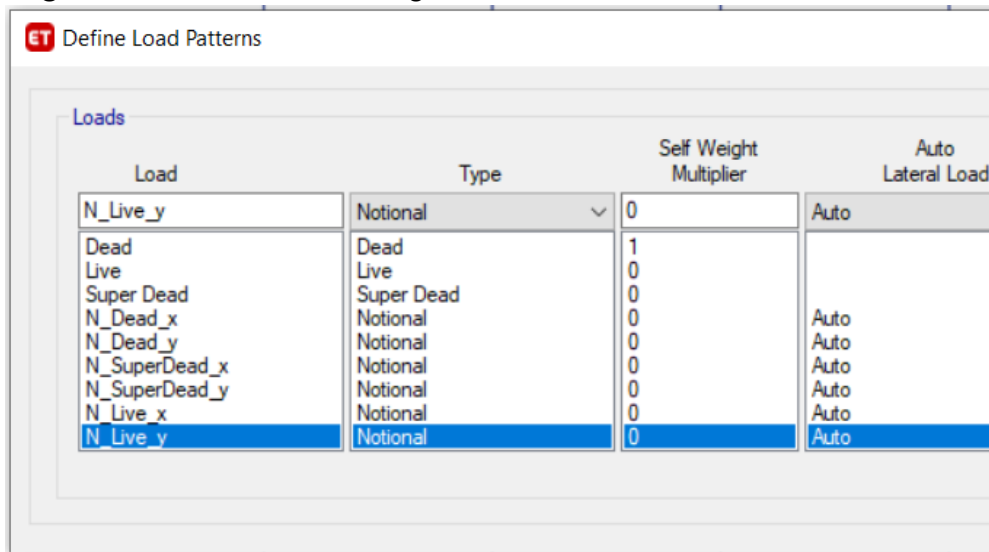
3.4.3. Caso modal

Se definió el caso modal con “Eigen vectors” o Auto-vectores, usando un número máximo de 30 modos para alcanzar una participación de masas mayor al 90%, considerando tres grados dinámicos de libertad por nivel. La acción de considerar efectos de segundo orden se desactivó según lo determinado en el inciso “3.4.2” de este documento (ver Figura 3-5).

3.4.4. Patrones de carga

El patrón de carga “Dead” representa la carga muerta por peso propio de los elementos, “Live” la carga viva, “Super Dead” la carga muerta súper impuesta, los patrones de carga “N_Dead_x, N_Dead_y, N_SuperDead_x...” son cargas nocionales para considerar posibles imperfecciones geométricas (ver Figura 3-4).

Figura 3-4. Patrones de carga.



Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
N_Live_y	Notional	0	Auto
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
Super Dead	Super Dead	0	
N_Dead_x	Notional	0	Auto
N_Dead_y	Notional	0	Auto
N_SuperDead_x	Notional	0	Auto
N_SuperDead_y	Notional	0	Auto
N_Live_x	Notional	0	Auto
N_Live_y	Notional	0	Auto

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Figura 3-5. Parámetros para análisis modal.

The image shows the 'Modal Case Data' dialog box in ETABS. The 'General' tab is selected. The 'Modal Case Name' is 'Modal'. The 'Modal Case SubType' is 'Eigen', indicated by a red arrow. The 'Mass Source' is 'Fuente de Masa'. The 'Analysis Model' is 'Default'. In the 'P-Delta/Nonlinear Stiffness' section, the 'Use Preset P-Delta Settings' radio button is selected, and the 'None' button is highlighted with a red box. In the 'Other Parameters' section, the 'Maximum Number of Modes' is set to '30', which is also highlighted with a red box. Other parameters include 'Minimum Number of Modes' (1), 'Frequency Shift (Center)' (0), 'Cutoff Frequency (Radius)' (0), 'Convergence Tolerance' (1E-09), and the 'Allow Auto Frequency Shifting' checkbox is checked. Buttons for 'Design...', 'Notes...', 'OK', and 'Cancel' are visible at the bottom.

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

3.4.5. Caso de carga

Dentro del análisis sísmico del edificio se hace necesario definir un caso de carga sísmico. Caso de carga en base al espectro de respuesta y cuyas escalas de aceleración tanto en “X” como en “Y” sean correspondientes al valor de la gravedad o a la misma multiplicada por un factor de escala que represente el 80% del cortante estático, tras analizar lo establecido en el arto. 33 inciso a) del RNC-07. En el método de combinación modal se utilizó el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC) el cual se basa en la teoría de las vibraciones aleatorias considerando el efecto de acoplamiento entre dos modos con periodos de vibrar muy cercanos (con una cercanía alrededor del 10% según Aguiar) y para la combinación direccional se utilizó el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS), el cual para estructuras regulares, según estudios (Hernández Eliud, 2018), tiene buena correlación con el método de combinación direccional planteado en el inciso f) del arto.32 del RNC-07.

Figura 3-6. Caso de carga para análisis sísmico.

ET Load Case Data

General

Load Case Name: Sismo

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (Fuente de Masa)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	RNC-07 SMF	9.81
Acceleration	U2	RNC-07 SMF	10.3005

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.1 for All Diaphragms

Modify/Show... (for Damping)

Modify/Show... (for Eccentricity)

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

La excentricidad de los diafragmas fue definida en 0.1 en todos los pisos; ver Figura 3-6.

3.4.6. Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas especificadas fueron generadas en base a las del RNC-07 y las sugeridas por el código AISC, para el diseño del sistema sismorresistente. Las combinaciones “UDStlD” son empleadas para verificar deflexiones y las “UDStlS” para verificar resistencia última (ver Figura 3-7).

Resistencia última:

UDStlS1: $1.4CM + 1.4NLx_CM$

UDStlS2: $1.4CM - 1.4NLx_CM$

UDStlS3: $1.4CM + 1.4NLy_CM$

UDStlS4: $1.4CM - 1.4NLy_CM$

UDStlS5: $1.2CM + 1.6CV + 1.4NLx_CM + 1.6NLx_CV$

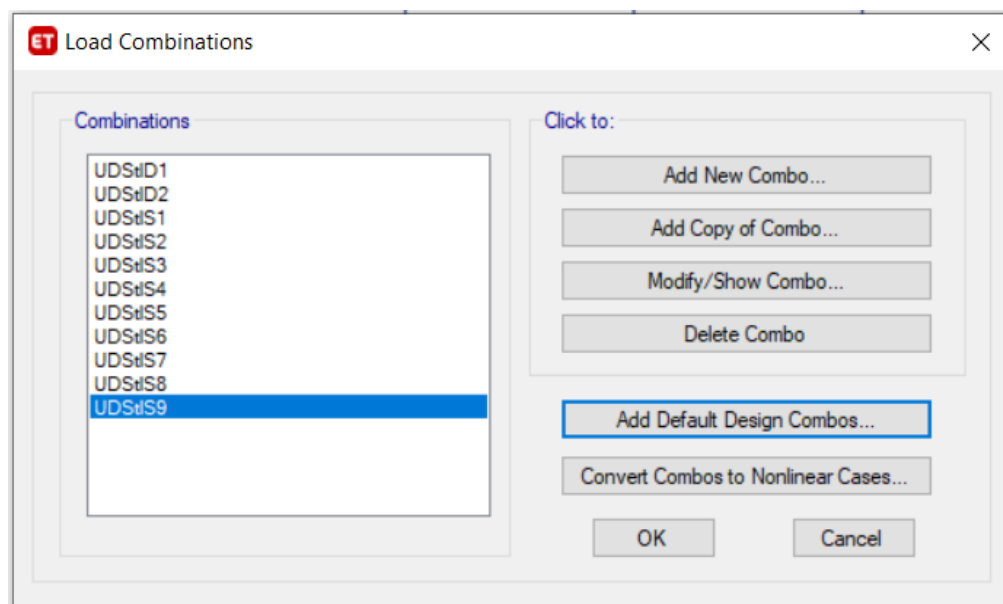
UDStlS6: $1.2CM + 1.6CV - 1.4NLx_CM - 1.6NLx_CV$

UDStlS7: $1.2CM + 1.6CV + 1.4NLy_CM + 1.6NLy_CV$

UDStlS8: $1.2CM + 1.6CV - 1.4NLy_CM - 1.6NLy_CV$

UDStlS9: $(1.2+0.2Sds) CM + \gamma CV + Fs = 1.5294CM + 0.4CV + Fs$

Figura 3-7. Combinaciones de carga.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

3.4.7. Sección de losa

Las losas empleadas en el edificio son de lámina troquelada con concreto, en ETABS se ha modelado como una losa tipo "Deck"; bajo parámetros típicos (ya que no está dentro de los objetivos de este trabajo diseñar la losa). El concreto se ha especificado para una resistencia a la compresión (f'_c) de 250 kgf/cm^2 , la lámina troquelada como una A992 con fluencia (F_y) de 50 ksi; las demás características de la lámina empleada se muestran en la Figura 3-8.

Figura 3-8. Parámetros de la losa.

General Data	
Property Name	Losa cero
Type	Filled
Slab Material	fc=250
Deck Material	A992Fy50
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

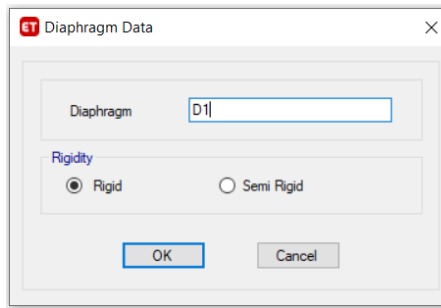
Property Data	
Slab Depth, tc	6.2 cm
Rib Depth, hr	3.8 cm
Rib Width Top, wrt	6.4 cm
Rib Width Bottom, wrb	3.7 cm
Rib Spacing, sr	15 cm
Deck Shear Thickness	0.1 cm
Deck Unit Weight	0.001 kgf/cm ²
Shear Stud Diameter	1.905 cm
Shear Stud Height, hs	7.5 cm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	4080 kgf/cm ²

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

3.4.8. Diafragma

Las losas de entrepiso se consideran como un diafragma rígido, contemplando lo estipulado en el arto. 7 inciso n) punto 3. del RNC-07 (ya que en el programa no hay deformaciones axiales apreciables, se asigne como rígida o semirrígida). A cada losa se le asignará esta condición de diafragma para el análisis sísmico; de manera que todos los nodos en un mismo nivel y sobre un mismo eje, se muevan a través de un mismo desplazamiento (ver Figura 3-9).

Figura 3-9. Definición de diafragmas.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

3.5. Resultados de análisis dinámico modal espectral

3.5.1. Verificación de la necesidad de ajuste del cortante de diseño

Según lo establecido por el RNC-07 en el arto. 33 inciso a) para el análisis sísmico por el método dinámico modal espectral se debe verificar que el cortante basal dinámico alcance el 80% del cortante basal estático en la estructura; para así definir de mejor manera el cortante de diseño. En la Tabla 3-9, se observan los cortantes calculados en ETABS (cortantes dinámicos), así como los cortantes estáticos calculados por el arto. 26 del RNC-07:

Tabla 3-9. Revisión de los cortantes basales de la estructura.

Dirección	Cortante Estático (kgf)	80% del Cortante Estático (kgf)	Cortante dinámico (kgf)	Cortante de diseño (kgf)
X	313,816.21	251,052.97	259,220.95	259,220.95
Y	313,816.21	251,052.97	238,710.47	251,052.97

Tras una primera iteración se puede apreciar que el cortante de diseño en dirección X será igual al cortante dinámico, por ser este mayor que el 80% del cortante estático. Mientras que en dirección Y, el cortante de diseño será igual al 80% del cortante estático, por ser este mayor que el cortante dinámico, esto en el programa se ajustó a través de un factor de 1.05, afectando lo que es el factor de la gravedad en el espectro de respuesta de la dirección Y, quedando ahora en 10.3005 m/s^2 (ver Figura 3-6).

3.5.2. Períodos de vibración

Para el cálculo de los periodos de la estructura se estableció en ETABS el contemplar 30 modos de vibración (3 grados de libertad dinámicos por nivel). A continuación se muestran los periodos y masas participativas por cada modo de vibración:

Tabla 3-10. Periodos y masa participativa.

Modo	Periodo (seg)	Masa participativa		ΣX	ΣY
		X	Y		
1	2.0380	0	0.7774	0	0.7774
2	1.8750	0.7994	0	0.7994	0.7774
3	1.4020	0	0	0.7994	0.7774
4	0.6880	0	0.1281	0.7994	0.9056
5	0.6540	0.1111	0	0.9105	0.9056
6	0.4840	0	0	0.9105	0.9056
7	0.3810	0	0.0432	0.9105	0.9487
8	0.3730	0.0399	0	0.9504	0.9487
9	0.2750	0	0	0.9504	0.9487
10	0.2550	0	0.0209	0.9504	0.9696
11	0.2470	0.0205	0	0.9709	0.9696
12	0.1850	0	0	0.9709	0.9696
13	0.1830	0	0.0123	0.9709	0.9819
14	0.1810	0.0123	0	0.9832	0.9819
15	0.1400	0	0.0079	0.9832	0.9898
16	0.1380	0.0073	0	0.9905	0.9898
17	0.1350	0	0	0.9905	0.9898
18	0.1110	0	0.0051	0.9905	0.9948
19	0.1090	0.0045	0	0.9949	0.9948
20	0.1050	0	0	0.9949	0.9948
21	0.0920	0	0.0023	0.9949	0.9971
22	0.0910	0.0026	0	0.9976	0.9971
23	0.0840	0	0	0.9976	0.9971
24	0.0790	0	0.0016	0.9976	0.9987
25	0.0790	0.0013	0	0.9989	0.9987
26	0.0710	0	0	0.9989	0.9987
27	0.0680	0.0011	0	1	0.9987
28	0.0680	0	0.0013	1	1
29	0.0620	0	0	1	1
30	0.0540	0	0	1	1

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

3.5.3. Participación de masas

Según lo establecido en el arto. 33 del RNC-07, se requiere que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura. Se podrá observar en la Tabla 3-10, que tanto para la dirección X como en Y, en el modo No.5 se alcanza una participación ligeramente mayor al 90%. Por lo tanto, la estructura con 30 modos de vibración establecidos en el análisis sísmico modal espectral cumple con el requerimiento del RNC-07.

3.5.4. Derivas de piso

Para el apartado de derivas de piso, solo se contemplará a detalle el cumplimiento de las derivas por colapso (según arto. 34 del RNC-07), ya que las derivas de servicio no tienen como función principal el contribuir a la estabilidad estructural, sino más bien atender a la protección de la estética del edificio, basado meramente en un acuerdo con el arquitecto, el cliente y el ingeniero. Las derivas de servicio en el RNC-07, así como las de cualquier otro código, bajo lo mencionado anteriormente, se vuelven un parámetro de carácter referencial. Si se planteara cumplir con las derivas de servicio (ver Anexos E.7), tomando en cuenta los lineamientos del RNC-07, estas tendrían que refinarse más; incluso a costa de ductilidad. Aunque, se analizarán más a detalle en el Anexo E.8, bajo los lineamientos del NTC-DF; que posee un proceso de análisis más detallado.

Para la representación de las derivas de colapso que se presentan en las Tablas 3-11 y 3-12, los valores se obtuvieron manualmente, tomando del modelo en ETABS los desplazamientos elásticos (relativos a la base).

Donde;

$\Delta_{elástico}$: Desplazamiento elástico relativo por nivel.

$\Delta_{inelástico}$: Desplazamiento inelástico relativo por nivel ($\Delta_{elástico} * Q * \Omega$). En el caso de derivas de servicio ($\Delta_{elástico} * Q' * \Omega$)/2.5.

Θ : Distorsión de piso ($\Delta_{inelástico}$ / altura del entrepiso).

Tabla 3-11. Derivas de colapso. Dirección X.

Nivel	Altura (cm)	Ubicación	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Distorsión (Θ)	D/C
10	350	Top	8.9631	0.4051	3.2414	0.0092	0.307
9	350	Top	8.5579	0.6406	5.1252	0.0146	0.486
8	350	Top	7.9173	0.8128	6.5028	0.0185	0.616
7	350	Top	7.1044	0.8804	7.0439	0.0201	0.670
6	350	Top	6.2239	0.9698	7.7586	0.0221	0.736
5	350	Top	5.2541	1.0392	8.3142	0.0237	0.790
4	350	Top	4.2148	1.0488	8.3909	0.0239	0.796
3	350	Top	3.1660	1.1112	8.8901	0.0254	0.846
2	350	Top	2.0547	1.1339	9.0719	0.0259	0.863
1	400	Top	0.9207	0.9207	7.3660	0.0184	0.613

Tabla 3-12. Derivas de colapso. Dirección Y.

Nivel	Altura (cm)	Ubicación	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Distorsión (Θ)	D/C
10	350	Top	10.7102	0.6062	4.8499	0.0138	0.46
9	350	Top	10.1040	0.8490	6.7926	0.0194	0.646
8	350	Top	9.2549	1.0403	8.3229	0.0237	0.790
7	350	Top	8.2145	1.1439	9.1512	0.0261	0.870
6	350	Top	7.0706	1.1634	9.3072	0.0265	0.883
5	350	Top	5.9072	1.2253	9.8028	0.0280	0.933
4	350	Top	4.6819	1.2678	10.1428	0.0289	0.963
3	350	Top	3.4140	1.2282	9.8262	0.0280	0.933
2	350	Top	2.1857	1.2155	9.7247	0.0277	0.923
1	400	Top	0.9701	0.9701	7.7615	0.0194	0.646

Cómo se puede apreciar tanto en dirección X como Y, las distorsiones de piso cumplen satisfactoriamente con lo establecido en el arto. 34, inciso c) y Tabla 4 del RNC-07; bajo el límite de distorsión de 0.03 (ver Anexo I.6).

3.5.5. Centro de rigidez

Los valores de los centros de masa (CM_x y CM_y) y rigidez (CR_x y CR_y), como se planteó en el apartado “3.2.2” inciso “12”, son valores casi iguales (ver Tabla 3-6), lo cual es muy satisfactorio ya que ayuda en el control de las torsiones de piso en el edificio.

3.5.6. Cortantes de piso

Los cortantes generados por la acción sísmica en cada nivel son representados en la Tabla 3-13. Donde el cortante basal en dirección X es de 259,220.95 kgf y en dirección Y de 250,416.83 kgf.

Tabla 3-13. Cortantes de piso.

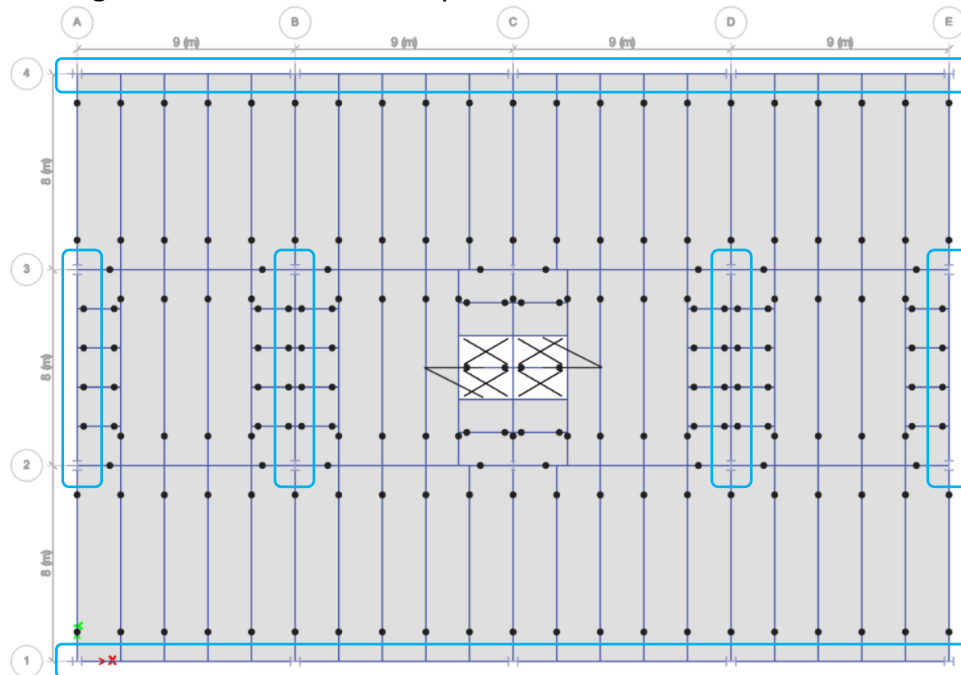
Nivel	V _x (kgf)	V _y (kgf)
10	53,657.94	55,527.66
9	101,327.03	102,420.83
8	134,173.54	132,690.13
7	157,431.16	152,647.76
6	176,513.88	168,083.39
5	194,221.21	183,608.14
4	212,228.34	200,952.39
3	230,966.25	219,903.28
2	248,066.86	238,198.71
1	259,220.95	250,416.83

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

CAPITULO IV: DISEÑO DEL SISTEMA SISMO RESISTENTE

4.1. Distribución espacial

Figura 4-1. Distribución espacial de los marcos sismorresistentes.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

La definición de la distribución espacial de los marcos especiales resistentes a momento (SMF) se señala en la Figura 4-1; todo de la misma forma desde el nivel uno al diez. En la dirección Y se designaron los marcos en el centro de los ejes A, B, D y E, mientras que en la dirección X se designaron los marcos a lo largo de los ejes 1 y 4. La distribución del lado fuerte de la columna (el que posee mayor inercia) en los marcos señalados es para garantizar la unión de una conexión a momento precalificada; requerida por el AISC 341-16 para el tipo de marco SMF. Las demás uniones se establecieron como articulaciones para evitar la transferencia de momentos a las columnas (la condición de articulación está representada por los puntos en la Figura 4-1). Con esta distribución se garantizó que la estructura cumpliera con los requisitos sísmicos especiales establecidos por el AISC 341-16 y límites de derivas requeridos.

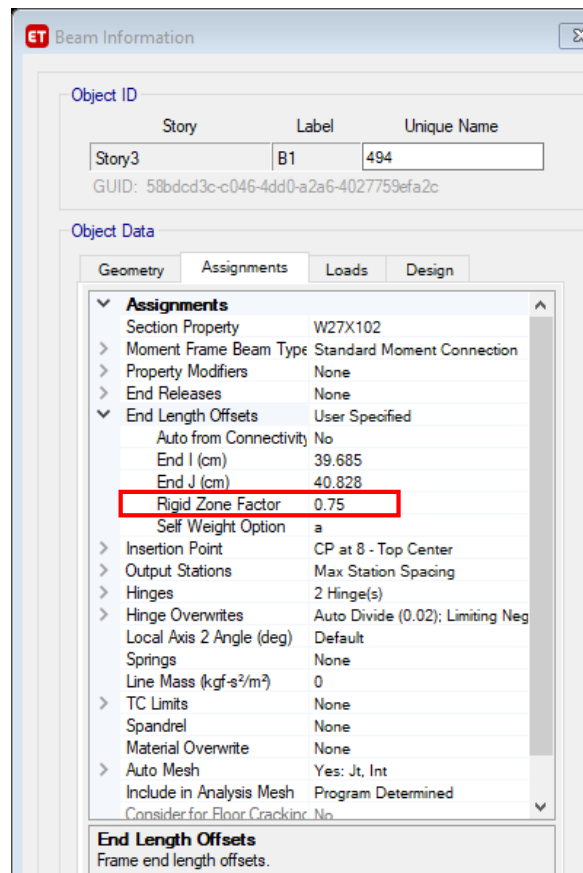
4.2. Definición de los marcos especiales resistentes a momento (SMF)

4.2.1. Análisis iterativo para pre-dimensionamiento

Las fuerzas utilizadas para evaluar la deriva de diseño, dependen del periodo de la estructura. Por lo tanto, se requiere de cierta iteración para seleccionar miembros que satisfagan los requisitos de deriva de manera eficiente (es decir, para evitar un sobre diseño). Inicialmente se supone que el periodo de la estructura es igual al límite superior propuesto por el ASCE 7 – 16, sección 12.8.2, para un análisis sísmico (C_uT_a). Además, la selección de miembros debe también satisfacer los requisitos destinados a favorecer la relación de columna fuerte - viga débil, es por ello que para la selección de secciones preliminares, se tomarán en cuenta las consideraciones propuestas por Naeim F. (2001), adoptadas y refinadas por Sabelli R., et al. (2011).

Según Sabelli R., et al. (2011), para garantizar un control de deriva adecuado, se debe de considerar la flexibilidad de la zona panel en el modelo analítico, lo cual se ha tomado en consideración en el proceso de análisis para el pre-dimensionamiento. Sin embargo, para el análisis sísmico del capítulo III de este documento, se han tomado las simplificaciones realizadas por Hernández E. (2018), en las cuales se propone usar un factor de rigidez en la zona rígida igual a 0.75 (ver Figura 4-2), sin tener que considerar la flexibilidad de la zona panel. Dichas simplificaciones han arrojado resultados bastante similares a los que se encontrarían trabajando con un factor igual a 1; en dónde sí se tiene que considerar la flexibilidad de la zona panel y la influencia de las planchas adosadas al alma de la columna.

Figura 4-2. Información de zona rígida en viga.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Para empezar el diseño preliminar, se ha tomado como base el procedimiento de fuerza lateral equivalente, el cual consiste en:

- Determinación del cortante basal.
- Distribución vertical de fuerzas.
- Distribución horizontal de fuerzas en los miembros.
- Usar la ecuación aproximada de Naiem F. (2001), relacionando el cortante de piso, momento de inercia de columnas y vigas, y la deflexión para determinar dimensiones de miembros preliminares.

En base a las cargas estáticas definidas en las Tablas 3-1 y 3-2, además de las limitaciones del RNC-07, mostradas en la sección 3.1.2.3 y el periodo aproximado del límite superior propuesto por el ASCE 7 -16, calculado en la

sección 3.3.2, es posible calcular el cortante basal estático a través del arto. 26 del RNC-07, como sigue:

$$V_b = 1.1 * c * W$$

$$V_b = (1.1)(0.0701)(3188.160 \text{ tonf})$$

$$V_b = 245.839 \text{ tonf}$$

En donde el factor de 1.1 representa el efecto de torsión accidental (Naiem F., 2001).

Ahora en base al cortante basal, es posible obtener la distribución vertical del cortante de piso, el cual es obtenido por la ecuación 11 en el Arto. 32 del RNC-07, sin embargo, se le ha agregado un exponente “k” que considera la participación de los modos superiores, lo cual se traduce en mayores esfuerzos cortantes a medida que la altura aumenta, el cual fue extraído de la sección 12.8.3 del ASCE 7-16 (k = 1 para T ≤ 0.5s; k = “Interpolación” para 0.5s < T < 2.5s; k = 2 para T ≥ 2.5s); donde para este trabajo se tiene un k = 1.6311.

$$F_{si} = V_b \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k}$$

A modo de resumen se presenta la Tabla 4-1, dónde se muestran las fuerzas sísmicas y cortantes en cada nivel.

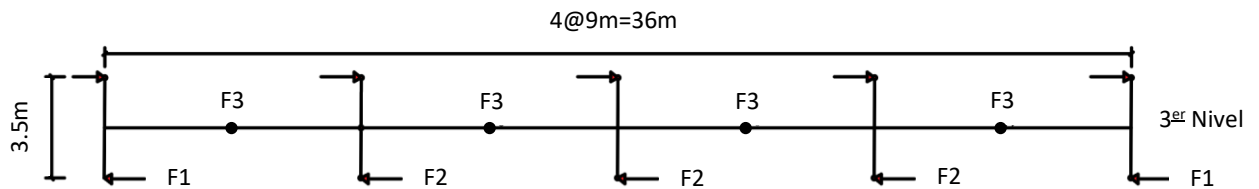
Tabla 4-1. Distribución fuerzas sísmicas y cortante en cada nivel.

Nivel	Wi (tonf)	hi (m)	Wi * hi ^k	Cvi	Fsi (tonf)	Vi(tonf)
10	186.624	35.5	63026.961	0.143	35.035	35.035
9	333.504	32	95089.622	0.215	52.858	87.893
8	333.504	28.5	78719.268	0.178	43.758	131.651
7	333.504	25	63571.759	0.144	35.338	166.989
6	333.504	21.5	49707.902	0.112	27.631	194.620
5	333.504	18	37201.545	0.084	20.679	215.299
4	333.504	14.5	26145.350	0.059	14.534	229.833
3	333.504	11	16661.119	0.038	9.261	239.094
2	333.504	7.5	8920.783	0.020	4.959	244.053
1	333.504	4	3199.734	0.007	1.779	245.832
Σ			442244.043		245.832	

De manera práctica en esta sección, solo se determinarán las secciones preliminares para el nivel 3 del eje X.

Continuando con el diseño preliminar, se asumirá que el punto de inflexión sucede a la mitad de cada miembro, ver Figura 4-3, en el cual se determinarán las fuerzas internas de las columnas F2 y F1, donde se asume que la fuerza F1 es la mitad de la fuerza F2.

Figura 4-3. Distribuciones típicas de fuerza cortante en columnas.



Como se mencionó en la sección 3.1.1 del presente documento y también como puede observarse en la Figura 4-1, se han dispuesto dos marcos SMF en la dirección X, por lo tanto el V_i de piso se distribuye entre ambos marcos, por lo que se tiene:

$$2F1 + 3F2 = \frac{V_i}{2}$$

En donde $F1 = \frac{F2}{2}$ como se mencionó anteriormente. Realizando una sustitución se tiene que $F2 = 29.89$ tonf.

Ahora que se tienen las fuerzas F2 que actúan en el marco, se puede tomar una porción del mismo entre puntos de inflexión (ver Anexo B.5) y calcular el desplazamiento total, el cual se debe a la contribución de los desplazamientos de las columnas y vigas respectivamente, este deberá estar limitado por el desplazamiento relativo permitido según normativas, en este caso y según el RNC -07 art. 34 se establece un límite igual a 0.03.

$$\Delta = \Delta_c + \Delta_g = \frac{F_2 h^3}{12EI_{xc}} + \frac{F_2 L h^2}{12EI_{xg}}$$

Donde;

Δ : Deriva de piso.

Δ_c : Deriva producida por la deformación de la columna.

Δ_g : Deriva producida por la deformación de la viga.

F_2 : Cortante en columna.

h : Altura del piso.

L : Longitud entre los puntos de inflexión de la viga.

I_{xc} : Momento de inercia de columna.

I_{xg} : Momento de inercia de viga.

Igualando la ecuación anterior con la deriva permisible y tomando en cuenta que la deformación de la zona del panel contribuirá al 15% de la deriva de piso, se tiene lo siguiente:

$$\theta = C_d \Delta = Q' \Omega \Delta \leq (0.85)(0.03)(h)$$

$$\Delta = \frac{(0.85)(0.03)(h)}{Q' \Omega} = \frac{(0.85)(0.03)(3.5m)}{(4)(2)} = 0.01116m$$

$$\frac{F_2 h^2}{12E} \left(\frac{h}{I_{xc}} + \frac{L}{I_{xg}} \right) \leq 0.01116$$

La relación anterior dicta la rigidez requerida tanto para las vigas como para las columnas lo cual cumple con el requisito de deriva de piso, por lo tanto, realizando un proceso de tanteo y tomando en cuenta las recomendaciones de Sabelli R., et al. (2011), el cual recomienda que las columnas posean un módulo plástico dos veces mayor al de la viga para que se pueda cumplir con la relación de columna fuerte - viga débil, se llega a una columna W14X311 (169,822.42 cm⁴) y a una viga W27X114 (180,228.21 cm⁴); empleando un acero A992.

Finalmente, es necesario verificar la relación de columna fuerte - viga débil de la ecuación E3-1 del AISC 341-16, lo cual se hace con mayor detalle en la sección 4.7. Sin embargo, se ha realizado un chequeo rápido de este requisito, ya que vale la pena realizarlo antes de modelar las secciones preliminares en un modelo computacional. Se supondrá que el esfuerzo de carga axial (P_u/A_g) es igual a $0.15F_y$, además el momento provocado por el cortante gravitacional (M_v) en la rótula plástica, se tomará como un incremento del 15% del momento plástico de diseño en la ubicación de la rótula plástica (Naiem F., 2001).

$$\sum M^*_{pc} = 2 \left[Z_{xc} \left(F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) \right] \approx 2 [Z_{xc} (F_y - 0.15F_y)] = 1.7 Z_{xc} F_y$$

$$\sum M^*_{pb} = 2 [1.1 R_y Z_{xb} F_y + M_v] \approx 2 [1.1 R_y Z_{xb} F_y] * 1.15 = 2.53 R_y Z_{xb} F_y$$

Satisfaciendo la ecuación E3-1 del AISC 341-16:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} = \frac{1.7 Z_{xc}}{2.53 R_y Z_{xb}} = \frac{(1.7)(603 \text{ in}^3)}{(2.53)(1.1)(343 \text{ in}^3)} \geq 1.0$$

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} = 1.07 \geq 1.0$$

Hay que tener en cuenta que estas relaciones preliminares de módulos de sección plástica se reducirán en última instancia tanto por la sobrerresistencia de la estructura como por las cargas axiales en las columnas (Sabelli R., et al, 2011). Por lo tanto, realizando una segunda iteración se llegan a las secciones finales, las cuales se muestran en sección 4.2.2 de este documento.

4.2.2. Secciones empleadas

Las secciones empleadas en el sistema sismorresistente se representan en las Figuras 4-4, 4-5 y 4-6. Secciones ya optimizadas, las cuales parten del método de pre-dimensionamiento mostrado en la sección 4.2.1, con los requerimientos establecidos en la norma AISC 341-16, además de la verificación del cumplimiento de los requisitos de control de deriva según lo establece el RNC-07.

Figura 4-4. Perfiles empleados en el Eje 1.

	1 A		1 B		1 C		1 D		1 E		
	W24X76		W24X76		W24X76		W24X76		W24X76	Story0	
W14X145	W24X76	W14X193	W24X76	W14X193	W24X76	W14X193	W24X76	W14X193	W24X76	W14X145	Story9
W14X145	W24X76	W14X193	W24X76	W14X193	W24X76	W14X193	W24X76	W14X193	W24X76	W14X145	Story8
W14X145	W24X94	W14X193	W24X94	W14X193	W24X94	W14X193	W24X94	W14X193	W24X94	W14X145	Story7
W14X145	W24X103	W14X233	W24X103	W14X233	W24X103	W14X233	W24X103	W14X233	W24X103	W14X145	Story6
W14X145	W24X103	W14X233	W24X103	W14X233	W24X103	W14X233	W24X103	W14X233	W24X103	W14X145	Story5
W14X145	W27X102	W14X233	W27X102	W14X233	W27X102	W14X233	W27X102	W14X233	W27X102	W14X145	Story4
W14X193	W27X102	W14X257	W27X102	W14X257	W27X102	W14X257	W27X102	W14X257	W27X102	W14X193	Story3
W14X193	W27X102	W14X257	W27X102	W14X257	W27X102	W14X257	W27X102	W14X257	W27X102	W14X193	Story2
W14X193	W27X102	W14X257	W27X102	W14X257	W27X102	W14X257	W27X102	W14X257	W27X102	W14X193	Story1
W14X193		W14X257		W14X257		W14X257		W14X257		W14X193	Base

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: El eje 1 es igual al Eje 4.

Figura 4-5. Perfiles empleados en el Eje A.

	1 A		2 A		3 A		4 A	
	W18X50		W24X131		W18X50			Story0
W14X145	W18X50	W14X176	W24X131	W14X176	W18X50	W14X145		Story9
W14X145	W18X50	W14X176	W24X131	W14X176	W18X50	W14X145		Story8
W14X145	W18X50	W14X176	W24X146	W14X176	W18X50	W14X145		Story7
W14X145	W18X50	W14X176	W24X146	W14X176	W18X50	W14X145		Story6
W14X145	W18X50	W14X211	W24X162	W14X211	W18X50	W14X145		Story5
W14X145	W18X50	W14X211	W24X162	W14X211	W18X50	W14X145		Story4
W14X193	W18X50	W14X211	W27X161	W14X211	W18X50	W14X193		Story3
W14X193	W18X50	W14X283	W27X161	W14X283	W18X50	W14X193		Story2
W14X193	W18X50	W14X283	W27X161	W14X283	W18X50	W14X193		Story1
W14X193		W14X283		W14X283		W14X193		Base

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: El eje A es igual al Eje E.

Figura 4-6. Perfiles empleados en el Eje B.

1	2	3	4	
8	8	8	8	
W18X50	W24X131	W18X50		Story10
W18X50	W24X131	W18X50		Story9
W18X50	W24X131	W18X50		Story8
W18X50	W24X146	W18X50		Story7
W18X50	W24X162	W18X50		Story6
W18X50	W24X176	W18X50		Story5
W18X50	W24X176	W18X50		Story4
W18X50	W27X161	W18X50		Story3
W18X50	W27X161	W18X50		Story2
W18X50	W27X161	W18X50		Story1
W14X257	W14X283	W14X283	W14X257	Base

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: El eje B es igual al Eje D.

4.3. Proceso de chequeo para las secciones seleccionadas

Una vez estimadas las secciones para los marcos del edificio propuesto, se tiene que seguir verificando su buen comportamiento a través del siguiente proceso:

- a.** Definición de las propiedades del acero, así como la definición geométrica de cada sección.
- b.** Revisión de las vigas:
 - b.1.** Chequeo del alma y alas de la sección por pandeo local.
 - b.2.** Definición de la longitud no arriostrada de la viga; para el posterior chequeo ante esfuerzos de flexión con el objetivo de obtener la capacidad a flexión de la viga (M_n).
 - b.3.** Revisión de la relación demanda / capacidad del elemento; ya una vez encontrado el momento nominal (M_n) y el Momento último (M_u) más desfavorable al que estará sometido el elemento. Dicha relación tiene que ser menor o igual a 1.
- c.** Revisión de las columnas:
 - c.1.** Chequeo del alma y alas de la sección por pandeo local.
 - c.2.** Definición de la longitud efectiva de la viga, a través de los factores K_x y K_y , así como la definición de la longitud no arriostrada del elemento columna.
 - c.3.** Obtención de la resistencia nominal a la compresión del elemento.
 - c.4.** Revisión por flexión para encontrar la capacidad a flexión del elemento.
 - c.5.** Revisión de la relación demanda / capacidad a través de lo estipulado en las ecuaciones H1-1a y H1-1b del AISC 360-16. Dicha relación tiene que ser menor o igual a 1.
- d.** Revisión del criterio columna fuerte - viga débil:
 - d.1.** Definición de la ubicación de las rótulas plásticas.
 - d.2.** Cálculo de los momentos transferidos por las vigas a la zona panel.

- d.3.** Cálculo de los momentos transferidos por las columnas a la zona panel.
- d.4.** Relación de los momentos transferidos por las vigas (M_{pbR}) a los momentos transferidos por las columnas (M_{pcR}). Dicha relación tiene que ser menor o igual a 1 $\left(\frac{M_{pbR}}{M_{pcR}} \leq 1\right)$.
- e.** Revisión de la necesidad de planchas adosadas al alma de la columna en la zona panel:
 - e.1.** Obtención de los momentos esperados en la cara de la columna por cada viga que converge, en un plano, del nodo en estudio.
 - e.2.** Cálculo del cortante último esperado a través de los momentos esperados en la cara de la columna.
 - e.3.** Cálculo del esfuerzo cortante nominal a través de las ecuaciones J10-9 y J10-10 del AISC 360-16.
 - e.4.** Relación del cortante último al cortante nominal minorado $\left(\frac{R_u}{\phi R_n} \leq 1\right)$.
Si este estado límite no se cumple se requieren planchas adosadas al alma, para reforzar la zona panel.
 - e.5.** Cálculo del espesor de las planchas adosadas al alma de la columna, en el caso de ser requeridas.
- f.** Revisión de la necesidad de placas de continuidad en la zona panel:
 - f.1.** Revisión del espesor mínimo del ala de la columna para no colocar placas de continuidad.
 - f.2.** Cálculo de la resistencia mínima de la columna ante cargas concentradas; revisión de los estados límites: flexión local del ala, fluencia local del alma, aplastamiento del alma y pandeo del alma comprimida.
 - f.3.** Relación de las fuerzas cortantes en el ala de la columna ($F_{fu_máx}$) a la resistencia mínima minorada de la columna ante cargas concentradas (ϕR_{Vmin}). Esta relación debe ser menor o igual a 1 para no necesitar placas de continuidad $\left(\frac{F_{fu_máx}}{\phi R_{Vmin}} \leq 1\right)$.

- f.4. Cálculo del espesor de las placas de continuidad en caso de ser requeridas.

4.4. Criterios para el diseño sísmico de elementos de acero en ETABS

Figura 4-7. Preferencias de diseño.

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-16		
	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-16
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	SMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	1.647
08	Design System R	8
09	Design System Omega0	2
10	Design System Cd	8
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Effective Length
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	No Modification
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	Beta Factor	1.3
17	BetaOmega Factor	1.6
18	Phi(Bending)	0.9

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10		
	Item	Value
21	Phi(Tension-Fracture)	0.75
22	Phi(Shear)	0.9
23	Phi(Shear-Short Webbed Rolled I)	1
24	Phi(Torsion)	0.9
25	Ignore Seismic Code?	No
26	Ignore Special Seismic Load?	No
27	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
28	HSS Welding Type	ERW
29	Reduce HSS Thickness?	No
30	Consider Deflection?	Yes
31	DL Limit, L /	120
32	Super DL+LL Limit, L /	120
33	Live Load Limit, L /	360
34	Total Limit, L/	240
35	Total-Camber Limit, L/	240
36	Pattern Live Load Factor	0.75
37	Demand/Capacity Ratio Limit	1
38	Max Number of Auto Iterations	1

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

En las preferencias mostradas en la Figura 4-7, en cuanto al diseño de elementos de acero se establecieron los siguientes parámetros:

- En el ítem 01 se especificó el uso del código AISC 360-16.
- En el ítem 03 se definió el uso de marcos especiales resistentes a momento (SMF).
- En el ítem 04 se especifica en “D” la categoría de diseño sísmico; según la Tabla 11.6-1 del ASCE 7-16 (Ver Anexo I.10). Teniendo en cuenta un parámetro de aceleración espectral de diseño (S_d) de 1.647g, como una categoría de riesgo II (equivalente al grupo B del RNC-07, arto.20).
- En el ítem 05 se establece un factor de importancia igual a 1, según la Tabla 1.5-2 del ASCE 7-16 (ver Anexos I.8 e I.9).
- En el ítem 07, referente al parámetro de aceleración espectral de diseño a períodos cortos (S_d), se especifica en 1.647g; según lo establecido en la zona constante del espectro de diseño para Nicaragua (ver Anexo I.5).
- En el ítem 09 se estableció un factor de reducción por sobre resistencia (Ω) igual a 2; según el arto. 22 del RNC-07.
- En el ítem 10 se empleó un factor de amplificación sísmica ($Q \cdot \Omega$), igual a 8; según el arto. 34 inciso “b” del RNC-07.
- En el ítem 11 se especificó el método de diseño por estados límites (LRFD).
- En el ítem 12, referente al método de diseño por estabilidad, se definió el método de la Longitud efectiva.
- En el ítem 14, referente a la reducción de la rigidez, por estar empleando el método de la Longitud Efectiva, se ha establecido que no haya ninguna reducción en la rigidez.
- En los ítems 25 y 26 se ha especificado que se considere el código sísmico (AISC 341) y no se ignoren las cargas sísmicas especiales.
- El ítem 37 se ha establecido en 1 para cotejar de mejor manera lo establecido en la ecuación H1-1a y H1-1b del AISC 360-16.
- Los ítems que no han sido mencionados son valores indiferentes en el análisis o recomendaciones del código que no hay necesidad de modificar.

Estos criterios de diseño se emplearon tanto para cálculos manuales como para verificaciones en los programas de análisis estructural empleados; con el objetivo de tener un modelo tanto manual como computacional lo más similar posible.

4.5. Propiedades de los materiales (A992)

$F_{yb} = 50 \text{ ksi}$	Tensión cedente de la viga.
$F_{yc} = 50 \text{ ksi}$	Tensión cedente de la columna.
$F_{yp} = 50 \text{ ksi}$	Tensión cedente de las planchas y placas.
$R_{yb} = 1.1$	Factor de sobrerresistencia de la viga (Tabla A3.1 del AISC 341-16, ver Anexo I.13).
$R_{yc} = 1.1$	Factor de sobrerresistencia de la columna (Tabla A3.1 del AISC 341-16).
$E = 29,000 \text{ ksi}$	Módulo de elasticidad del acero.

4.6. Propiedades de los perfiles

En los apartados que continúan en este documento, para el diseño y verificación de los elementos sismorresistentes, aparte de conocer las propiedades del tipo de acero se requiere tener las características propias de los perfiles a emplear. Estas características o propiedades, necesarias para las verificaciones, que se definen a continuación, pueden ser obtenidas de la Tabla 1-1 del Manual de Construcción en Acero (publicado por el AISC):

d: Peralte de la sección (cm).	A: Área gruesa (cm ²).
b_f : Ancho del ala (cm).	S_x : Módulo elástico en X (cm ³).
t_f : Espesor del ala (cm).	Z_x : Módulo plástico en X (cm ³).
t_w : Espesor del alma (cm).	I_x : Inercia en X (cm ⁴).
r_x : Radio de giro en X (cm).	I_y : Inercia en Y (cm ⁴).
r_y : Radio de giro en Y (cm).	J: Constante de torsión (cm ⁴).
C_w : Constante de alabeo (cm ⁶).	h: Altura libre del alma (cm).

h_o : Distancia entre centroides de las alas (cm).

r_{ts} : Valor calculado de la ecuación F2-7 del AISC 360-16 (cm).

A estas variables se le agrega en el subíndice una “b” cuando nos referimos a las propiedades de una viga y una “c” cuando nos referimos a una columna.

4.7. Diseño sismorresistente de vigas

4.7.1. Revisión del pandeo local en vigas

a) Para las alas se tiene:

$$\lambda_{ala} = \frac{b_{fb}}{2 t_{fb}}$$

Esbeltez del ala de la viga.

$$\lambda_{ala_m\acute{a}x} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}}$$

Esbeltez máxima del ala de la viga (Tabla D1.1 del AISC 341-16, ver Anexo I.14).

Donde la relación $\lambda_{ala} < \lambda_{ala_m\acute{a}x}$ debe de cumplirse para que el perfil sea satisfactorio.

b) Para el alma se tiene:

$$\lambda_{alma} = \frac{h_b}{t_{wb}}$$

Esbeltez del ala de la viga.

$$\lambda_{alma_m\acute{a}x} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}}$$

Esbeltez máxima del ala de la viga (Tabla D1.1 del AISC 341-16; basado en el comentario [b]).

Donde la relación $\lambda_{alma} < \lambda_{alma_m\acute{a}x}$ debe de cumplirse para que el perfil sea satisfactorio.

A continuación se presenta la tabla resumen de las verificaciones por pandeo local de todos los perfiles empleados como vigas en el sistema de marcos SMF:

Tabla 4-2. Revisión del pandeo local en vigas.

Perfil	λ_{ala}	$\lambda_{ala_m\acute{a}x}$	$\lambda_{ala} < \lambda_{ala_m\acute{a}x}$	λ_{alma}	$\lambda_{alma_m\acute{a}x}$	$\lambda_{alma} < \lambda_{alma_m\acute{a}x}$
W27x161	6.48	7.35	Satisfactorio	35.80	59.01	Satisfactorio
W27x102	6.02	7.35	Satisfactorio	45.81	59.01	Satisfactorio
W24x176	4.81	7.35	Satisfactorio	27.67	59.01	Satisfactorio
W24x162	5.33	7.35	Satisfactorio	29.43	59.01	Satisfactorio
W24x146	5.92	7.35	Satisfactorio	31.92	59.01	Satisfactorio
W24x131	6.72	7.35	Satisfactorio	34.30	59.01	Satisfactorio
W24x103	4.59	7.35	Satisfactorio	37.65	59.01	Satisfactorio
W24x94	5.18	7.35	Satisfactorio	40.29	59.01	Satisfactorio
W24x76	2.93	7.35	Satisfactorio	47.16	59.01	Satisfactorio

4.7.2. Revisión de longitud no arriostrada de la viga

La revisión de la longitud no arriostrada de las vigas se define como sigue:

$$L_b = \frac{L}{N_{sl} - 1}$$

Longitud no arriostrada de la viga.

$$L_{b_m\acute{a}x} = 0.095 * r_{yb} * \frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}$$

Longitud no arriostrada máxima de conformidad al inciso “2b” del capítulo “D” del AISC 341-16.

Siendo;

N_{sl} : Número de soportes laterales de la viga.

L : Longitud del tramo en estudio.

Donde la relación $L_b < L_{b_m\acute{a}x}$ debe de cumplirse para que el perfil sea satisfactorio. A continuación se presentan las tablas resumen de esta verificación:

Tabla 4-3. Revisión de longitud no arriostrada – Eje 1.

Nivel	Perfil	Tramo	N _{sl}	L (m)	L _b (m)	L _{b_máx} (m)	L _b ≤ L _{b_máx}
1	W27x102	AB, BC, CD, DE	6	9	1.8	2.73	Satisfactorio
2	W27x102	AB, BC, CD, DE	6	9	1.8	2.73	Satisfactorio
3	W27x102	AB, BC, CD, DE	6	9	1.8	2.73	Satisfactorio
4	W27x102	AB, BC, CD, DE	6	9	1.8	2.73	Satisfactorio
5	W24x103	AB, BC, CD, DE	6	9	1.8	2.53	Satisfactorio
6	W24x103	AB, BC, CD, DE	6	9	1.8	2.53	Satisfactorio
7	W24x94	AB, BC, CD, DE	6	9	1.8	2.52	Satisfactorio
8	W24x76	AB, BC, CD, DE	6	9	1.8	2.44	Satisfactorio
9	W24x76	AB, BC, CD, DE	6	9	1.8	2.44	Satisfactorio
10	W24x76	AB, BC, CD, DE	6	9	1.8	2.44	Satisfactorio

Nota: Los resultados del Eje 1 son iguales a los del Eje 4.

Tabla 4-4. Revisión de longitud no arriostrada – Eje A.

Nivel	Perfil	Tramo	N _{sl}	L (m)	L _b (m)	L _{b_máx} (m)	L _b ≤ L _{b_máx}
1	W27x161	2-3	6	8	1.6	4.11	Satisfactorio
2	W27x161	2-3	6	8	1.6	4.11	Satisfactorio
3	W27x161	2-3	6	8	1.6	4.11	Satisfactorio
4	W24x162	2-3	6	8	1.6	3.88	Satisfactorio
5	W24x162	2-3	6	8	1.6	3.88	Satisfactorio
6	W24x146	2-3	6	8	1.6	3.83	Satisfactorio
7	W24x146	2-3	6	8	1.6	3.83	Satisfactorio
8	W24x131	2-3	6	8	1.6	3.78	Satisfactorio
9	W24x131	2-3	6	8	1.6	3.78	Satisfactorio
10	W24x131	2-3	6	8	1.6	3.78	Satisfactorio

Nota: Los resultados del Eje A son iguales a los del Eje E.

Tabla 4-5. Revisión de longitud no arriostrada – Eje B.

Nivel	Perfil	Tramo	N _{sl}	L (m)	L _b (m)	L _{b,máx} (m)	L _b ≤ L _{b,máx}
1	W27x161	2-3	6	8	1.6	4.11	Satisfactorio
2	W27x161	2-3	6	8	1.6	4.11	Satisfactorio
3	W27x161	2-3	6	8	1.6	4.11	Satisfactorio
4	W24x176	2-3	6	8	1.6	3.87	Satisfactorio
5	W24x176	2-3	6	8	1.6	3.87	Satisfactorio
6	W24x162	2-3	6	8	1.6	3.88	Satisfactorio
7	W24x146	2-3	6	8	1.6	3.83	Satisfactorio
8	W24x131	2-3	6	8	1.6	3.78	Satisfactorio
9	W24x131	2-3	6	8	1.6	3.78	Satisfactorio
10	W24x131	2-3	6	8	1.6	3.78	Satisfactorio

Nota: Los resultados del Eje B son iguales a los del Eje D.

4.7.3. Revisión de las vigas por flexión

Para la revisión por flexión y la determinación del momento nominal de las secciones se sigue el siguiente procedimiento:

$$c = 1 \quad (\text{Ecuación F2-8a del AISC 360-16})$$

$$L_p = 1.76 r_{yb} \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \quad (\text{Ecuación F2-5 del AISC 360-16})$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_{yb}} \sqrt{\frac{J_b * c}{S_{xb} * h_{ob}} + \sqrt{\left(\frac{J_b * c}{S_{xb} * h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_{yb}}{E}\right)^2}} \quad (\text{Ecuación F2-6 del AISC 360-16})$$

Si $L_b < L_p$ se tiene que el momento nominal M_n es:

$$M_n = M_p = Z_{xb} * F_{yb} \quad (\text{Ecuación F2-1 del AISC 360-16})$$

Si $L_p < L_b < L_r$ se tiene que el momento nominal M_n es:

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7F_{yb}S_{xb}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p \quad (\text{Ecuación F2-2 del AISC 360-16})$$

Si $L_p < L_b$ se tiene que el momento nominal M_n es:

$$M_n = F_{cr} * S_{xb} \leq M_p \quad (\text{Ecuación F2-3 del AISC 360-16})$$

Donde los términos “ C_b ” y “ F_{cr} ” se obtienen de las ecuaciones F1-1 y F2-4 del AISC 360-16. El término “ C_b ” también puede obtenerse directamente del modelo en ETABS.

A continuación se presentan las tablas resumen de este análisis:

Tabla 4-6. Revisión por Flexión – Eje 1.

Nivel	Perfil	Tramo	L_b (m)	L_p (m)	L_r (m)	M_n (tonf-m)
1	W27x102	AB, BC, CD, DE	1.8	2.31	6.34	175.7
2	W27x102	AB, BC, CD, DE	1.8	2.31	6.34	175.7
3	W27x102	AB, BC, CD, DE	1.8	2.31	6.34	175.7
4	W27x102	AB, BC, CD, DE	1.8	2.31	6.34	175.7
5	W24x103	AB, BC, CD, DE	1.8	2.14	6.68	161.30
6	W24x103	AB, BC, CD, DE	1.8	2.14	6.68	161.30
7	W24x94	AB, BC, CD, DE	1.8	2.13	6.47	146.32
8	W24x76	AB, BC, CD, DE	1.8	2.07	5.94	115.21
9	W24x76	AB, BC, CD, DE	1.8	2.07	5.94	115.21
10	W24x76	AB, BC, CD, DE	1.8	2.07	5.94	115.21

Nota: Los resultados del Eje 1 son iguales a los del Eje 4.

Tabla 4-7. Revisión por Flexión – Eje A.

Nivel	Perfil	Tramo	L _b (m)	L _p (m)	L _r (m)	Mn (tonf-m)
1	W27x161	2-3	1.6	3.48	10.57	296.67
2	W27x161	2-3	1.6	3.48	10.57	296.67
3	W27x161	2-3	1.6	3.48	10.57	296.67
4	W24x162	2-3	1.6	3.28	10.90	269.60
5	W24x162	2-3	1.6	3.28	10.90	269.60
6	W24x146	2-3	1.6	3.24	10.27	240.79
7	W24x146	2-3	1.6	3.24	10.27	240.79
8	W24x131	2-3	1.6	3.20	9.71	213.14
9	W24x131	2-3	1.6	3.20	9.71	213.14
10	W24x131	2-3	1.6	3.20	9.71	213.14

Nota: Los resultados del Eje A son iguales a los del Eje E.

Tabla 4-8. Revisión por Flexión – Eje B.

Nivel	Perfil	Tramo	L _b (m)	L _p (m)	L _r (m)	Mn (tonf-m)
1	W27x161	2-3	1.6	3.48	10.57	296.67
2	W27x161	2-3	1.6	3.48	10.57	296.67
3	W27x161	2-3	1.6	3.48	10.57	296.67
4	W24x176	2-3	1.6	3.27	11.41	294.37
5	W24x176	2-3	1.6	3.27	11.41	294.37
6	W24x162	2-3	1.6	3.28	10.90	269.60
7	W24x146	2-3	1.6	3.24	10.27	240.79
8	W24x131	2-3	1.6	3.20	9.71	213.14
9	W24x131	2-3	1.6	3.20	9.71	213.14
10	W24x131	2-3	1.6	3.20	9.71	213.14

Nota: Los resultados del Eje B son iguales a los del Eje D.

4.7.4. Relación demanda capacidad

La demanda capacidad de los miembros a flexión se verifica a través de la siguiente relación; que se debe de cumplir para ser satisfactoria:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1$$

Donde;

M_u : Momento último máximo en viga bajo la combinación más crítica.

ϕM_n : Momento nominal minorado por un factor $\phi = 0.9$.

En las Figuras 4-8, 4-9 y 4-10 se muestran los resultados de la relación demanda capacidad en las vigas de cada marco analizado.

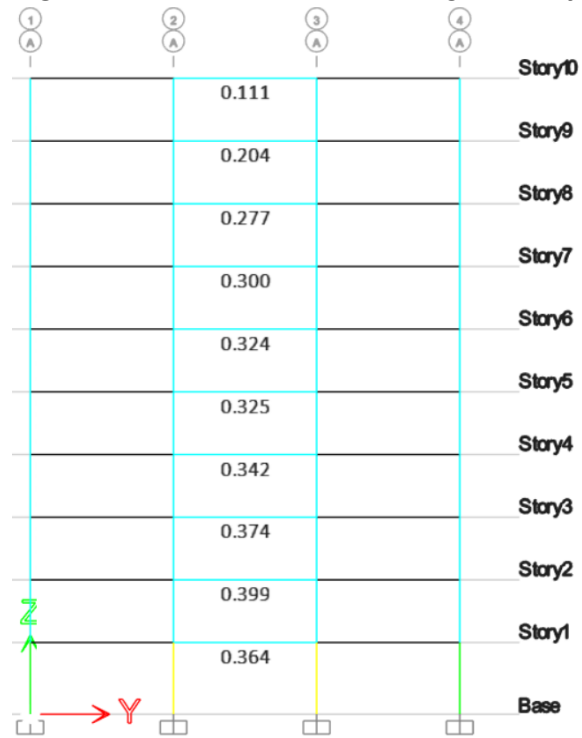
Figura 4-8. Relación D/C en vigas de Eje 1.

	1 A	1 B	1 C	1 D	1 E	
	0.211	0.225	0.225	0.211		Story10
	0.321	0.335	0.335	0.321		Story9
	0.386	0.397	0.397	0.386		Story8
	0.363	0.380	0.380	0.363		Story7
	0.362	0.381	0.381	0.362		Story6
	0.381	0.397	0.397	0.381		Story5
	0.397	0.402	0.402	0.397		Story4
	0.417	0.415	0.415	0.417		Story3
	0.431	0.428	0.428	0.431		Story2
	0.409	0.397	0.397	0.409		Story1
						Base

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La Relación D/C para el Eje 1 es igual en el Eje 4.

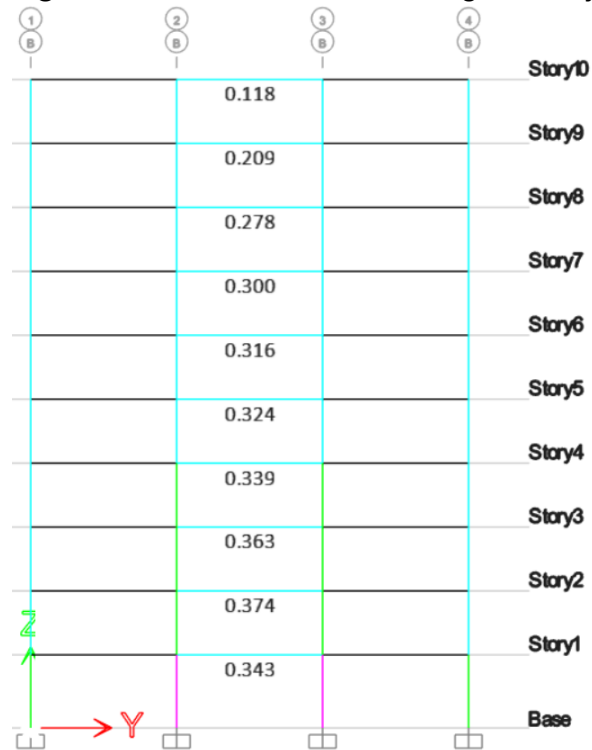
Figura 4-9. Relación D/C en vigas de Eje A.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La Relación D/C para el Eje A es igual en el Eje E.

Figura 4-10. Relación D/C en vigas de Eje B.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La Relación D/C para el Eje B es igual en el Eje D.

Cabe recalcar que aunque la relación demanda /capacidad es bastante holgada, esto es así simplemente por la optimización de las secciones, que se explica en la sección 4.2.2 de este documento, para cumplir de forma satisfactoria con las derivas establecidas por el RNC-07, estado límite determinante en el chequeo del buen comportamiento global del edificio, así como la relación columna fuerte / viga débil que dentro de todos los chequeos ha sido el más crítico.

4.8. Diseño sismorresistente de columnas

4.8.1. Revisión del pandeo local de las columnas

a) Para las alas se tiene:

$$\lambda_{ala} = \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}}$$

Esbeltez del ala de la columna.

$$\lambda_{ala_m\acute{a}x} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_{yc} * F_{yc}}}$$

Esbeltez máxima del ala de la columna (Tabla D1.1 del AISC 341-16, ver Anexo I.14).

Donde la relación $\lambda_{ala} < \lambda_{ala_m\acute{a}x}$ debe de cumplirse para que el perfil sea satisfactorio.

b) Para el alma, considerando lo establecido en Tabla D1.1 del AISC 341-16 se tiene:

$$\lambda_{alma} = \frac{h_c}{t_{wc}}$$

Esbeltez del alma de la columna.

Si el término $ca \leq 0.144$ se tiene que la esbeltez máxima es:

$$\lambda_{ala_m\acute{a}x} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yc} * F_{yc}}} (1 - 1.04 ca)$$

Si el término $ca > 0.144$ se tiene que la esbeltez máxima es:

$$\lambda_{ala_m\acute{a}x} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_{yc} * F_{yc}}} (2.68 - ca) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_{yc} * F_{yc}}}$$

Donde la relación $\lambda_{alma} < \lambda_{alma_m\acute{a}x}$ debe de cumplirse para que el perfil sea satisfactorio.

A continuación se presenta la tabla resumen de las verificaciones por pandeo local de todos los perfiles empleados como columnas en el sistema de marcos SMF:

Tabla 4-9. Revisión de pandeo local en columnas.

Perfil	λ_{ala}	$\lambda_{ala_m\acute{a}x}$	$\lambda_{ala} < \lambda_{ala_m\acute{a}x}$	λ_{alma}	$\lambda_{alma_m\acute{a}x}$	$\lambda_{alma} < \lambda_{alma_m\acute{a}x}$
W14x283	3.89	7.35	Satisfactorio	7.75	53.39	Satisfactorio
W14x257	4.23	7.35	Satisfactorio	8.47	52.81	Satisfactorio
W14x233	4.62	7.35	Satisfactorio	9.35	52.17	Satisfactorio
W14x211	5.06	7.35	Satisfactorio	10.20	51.45	Satisfactorio
W14x193	5.45	7.35	Satisfactorio	11.24	50.76	Satisfactorio
W14x176	5.99	7.35	Satisfactorio	12.05	51.18	Satisfactorio
W14x145	7.11	7.35	Satisfactorio	14.71	50.54	Satisfactorio

4.8.2. Revisión por flexo-compresión de las columnas

4.8.2.1. Definición de la longitud efectiva

En este procedimiento de cálculo se ha optado por el uso del método de la longitud efectiva, ya que el edificio es regular y su vez posee secciones prismáticas sin cambios bruscos en su geometría entre niveles; de no ser así se necesitaría utilizar el método de análisis directo, el cual es mucho más complejo. Los factores empleados en este método (K_x y K_y), para determinar la longitud efectiva de la columna, tanto en la dirección X como en Y se pueden calcular

mediante nomogramas o fórmulas deducidas de tales nomogramas. Aunque en este análisis fueron obtenidos directamente del modelo en ETABS.

4.8.2.2. Resistencia a la compresión

Para la revisión por compresión se sigue el siguiente procedimiento:

$L_{bc} = H - d_b$ Longitud libre de la columna en X (H es la altura de la columna).

$E_{m\acute{a}x} = \max\left(\frac{K_x * L_{bc}}{r_{xc}}, \frac{K_y * L_{bc}}{r_{yc}}\right)$ Esbeltez máxima de la columna.

$F_e = \frac{\pi^2 * E}{E_{m\acute{a}x}^2}$ Tensión de pandeo elástico (Ecuación E3-4 del AISC 360-16).

Si $F_{yc} / F_e \leq 2.25$ entonces la tensión crítica de pandeo será:

$F_{cr} = 0.658^{\frac{F_{yc}}{F_e}} * F_{yc}$ (Ecuación E3-2 del AISC 360-16)

Si $F_{yc} / F_e > 2.25$ entonces la tensión crítica de pandeo será:

$F_{cr} = 0.877 F_e$ (Ecuación E3-3 del AISC 360-16)

Una vez definido el F_{cr} la resistencia nominal a la compresión es:

$P_n = A_c * F_{cr}$ (Ecuación E3-1 del AISC 360-16)

A continuación se presenta las tablas resumen de este análisis:

Tabla 4-10. Resistencia a la compresión – Eje 1.

Ubicación	Perfil	Eje	Kx	Ky	E _{máx}	$\frac{F_{yc}}{Fe}$	Pn (tonf)
N0-N1	W14x193	A	1.388	1	32.19	0.18	1,194.19
	W14x257	B	1.307	1	31.57	0.17	1,594.08
	W14x257	C	1.307	1	31.57	0.17	1,594.08
	W14x257	D	1.307	1	31.57	0.17	1,594.08
	W14x193	E	1.388	1	32.19	0.18	1,194.19
N1-N2	W14x193	A	1.892	1	32.22	0.18	1,194.03
	W14x257	B	1.673	1	27.6	0.13	1,621.69
	W14x257	C	1.673	1	27.6	0.13	1,621.69
	W14x257	D	1.673	1	27.6	0.13	1,621.69
	W14x193	E	1.892	1	32.22	0.18	1,194.03
N2-N3	W14x193	A	1.915	1	32.61	0.19	1,191.82
	W14x257	B	1.691	1	27.9	0.14	1,619.74
	W14x257	C	1.691	1	27.9	0.14	1,619.74
	W14x257	D	1.691	1	27.9	0.14	1,619.74
	W14x193	E	1.915	1	32.61	0.19	1,191.82
N3-N4	W14x193	A	1.860	1	31.68	0.18	1,197.08
	W14x257	B	1.674	1	27.62	0.13	1,621.58
	W14x257	C	1.674	1	27.62	0.13	1,621.58
	W14x257	D	1.674	1	27.62	0.13	1,621.58
	W14x193	E	1.860	1	31.68	0.18	1,197.08
N4-N5	W14x145	A	1.809	1	32.38	0.18	896.96
	W14x233	B	1.694	1	31.78	0.18	1,442.94
	W14x233	C	1.694	1	31.78	0.18	1,442.94
	W14x233	D	1.694	1	31.78	0.18	1,442.94
	W14x145	E	1.809	1	32.38	0.18	896.96
N5-N6	W14x145	A	1.810	1	32.40	0.18	896.89
	W14x233	B	1.730	1	29.56	0.15	1,457.39
	W14x233	C	1.730	1	29.56	0.15	1,457.39
	W14x233	D	1.730	1	29.56	0.15	1,457.39
	W14x145	E	1.810	1	32.40	0.18	896.89

Nota: Los resultado del Eje 1 son iguales a los del Eje 4.

Tabla 4-10. Resistencia a la compresión – Eje 1. (Continuación)

Ubicación	Perfil	Eje	Kx	Ky	E _{máx}	$\frac{F_{yc}}{Fe}$	Pn (tonf)
N6-N7	W14x145	A	1.846	1	33.10	0.19	893.87
	W14x233	B	1.730	1	29.61	0.15	1,457.06
	W14x233	C	1.730	1	29.61	0.15	1,457.06
	W14x233	D	1.730	1	29.61	0.15	1,457.06
	W14x145	E	1.846	1	33.10	0.19	893.87
N7-N8	W14x145	A	1.974	1	35.52	0.22	883.09
	W14x193	B	1.770	1	31.01	0.17	1,200.71
	W14x193	C	1.770	1	31.01	0.17	1,200.71
	W14x193	D	1.770	1	31.01	0.17	1,200.71
	W14x145	E	1.974	1	35.52	0.22	883.09
N8-N9	W14x145	A	2.04	1	36.71	0.24	877.57
	W14x193	B	1.812	1	31.75	0.18	1,196.67
	W14x193	C	1.812	1	31.75	0.18	1,196.67
	W14x193	D	1.812	1	31.75	0.18	1,196.67
	W14x145	E	2.04	1	36.71	0.24	877.57
N9-N10	W14x145	A	1.823	1	32.80	0.19	895.16
	W14x193	B	1.620	1	28.39	0.14	1,214.50
	W14x193	C	1.620	1	28.39	0.14	1,214.50
	W14x193	D	1.620	1	28.39	0.14	1,214.50
	W14x145	E	1.823	1	32.80	0.19	895.16

Nota: Los resultados del Eje 1 son iguales a los del Eje 4.

Tabla 4-11. Resistencia a la compresión – Eje A.

Ubicación	Perfil	Eje	Kx	Ky	E _{máx}	$\frac{F_{yc}}{Fe}$	Pn (tonf)
N0-N1	W14x283	2	1.339	1	31.15	0.17	1,759.85
	W14x283	3	1.339	1	31.15	0.17	1,759.85
N1-N2	W14x283	2	1.757	1	28.51	0.14	1,780.17
	W14x283	3	1.757	1	28.51	0.14	1,780.17
N2-N3	W14x283	2	1.726	1	28.01	0.14	1,783.88
	W14x283	3	1.726	1	28.01	0.14	1,783.88
N3-N4	W14x211	2	1.676	1	28.86	0.15	1,323.05
	W14x211	3	1.676	1	28.86	0.15	1,323.05

Nota: Los resultado del Eje A son iguales a los del Eje E.

Tabla 4-11. Resistencia a la compresión – Eje A. (Continuación)

Ubicación	Perfil	Eje	Kx	Ky	E _{máx}	$\frac{F_{yc}}{F_e}$	Pn (tonf)
N4-N5	W14x211	2	1.676	1	28.86	0.15	1,323.05
	W14x211	3	1.676	1	28.86	0.15	1,323.05
N5-N6	W14x211	2	1.681	1	28.25	0.14	1,326.41
	W14x211	3	1.681	1	28.25	0.14	1,326.41
N6-N7	W14x176	2	1.655	1	28.34	0.14	1,107.81
	W14x176	3	1.655	1	28.34	0.14	1,107.81
N7-N8	W14x176	2	1.659	1	29.23	0.15	1,103.65
	W14x176	3	1.659	1	29.23	0.15	1,103.65
N8-N9	W14x176	2	1.696	1	29.88	0.16	1,100.55
	W14x176	3	1.696	1	29.88	0.16	1,100.55
N9-N10	W14x176	2	1.530	1	28.18	0.14	1,108.52
	W14x176	3	1.530	1	28.18	0.14	1,108.52

Nota: Los resultados del Eje A son iguales a los del Eje E.

Tabla 4-12. Resistencia a la compresión – Eje B.

Ubicación	Perfil	Eje	Kx	Ky	E _{máx}	$\frac{F_{yc}}{F_e}$	Pn (tonf)
N0-N1	W14x283	2	1.339	1	31.15	0.17	1,759.85
	W14x283	3	1.339	1	31.15	0.17	1,759.85
N1-N2	W14x283	2	1.757	1	28.51	0.14	1,780.17
	W14x283	3	1.757	1	28.51	0.14	1,780.17
N2-N3	W14x283	2	1.758	1	28.53	0.14	1,780.05
	W14x283	3	1.758	1	28.53	0.14	1,780.05
N3-N4	W14x257	2	1.753	1	29.42	0.15	1,609.46
	W14x257	3	1.753	1	29.42	0.15	1,609.46
N4-N5	W14x257	2	1.766	1	29.63	0.15	1,607.95
	W14x257	3	1.766	1	29.63	0.15	1,607.95
N5-N6	W14x257	2	1.746	1	29.30	0.15	1,610.27
	W14x257	3	1.746	1	29.30	0.15	1,610.27
N6-N7	W14x193	2	1.706	1	28.90	0.15	1,211.91
	W14x193	3	1.706	1	28.90	0.15	1,211.91
N7-N8	W14x193	2	1.725	1	30.07	0.16	1,205.81
	W14x193	3	1.725	1	30.07	0.16	1,205.81
N8-N9	W14x193	2	1.765	1	30.76	0.17	1,202.07
	W14x193	3	1.765	1	30.76	0.17	1,202.07
N9-N10	W14x193	2	1.584	1	27.97	0.14	1,216.56
	W14x193	3	1.584	1	27.97	0.14	1,216.56

Nota: Los resultados del Eje B son iguales a los del Eje D.

4.8.2.3. Resistencia a la flexión

Para la revisión por flexión se sigue el siguiente procedimiento:

$$c = 1 \quad (\text{Ecuación F2-8a del AISC 360-16})$$

$$L_p = 1.76 r_{yc} \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{Ecuación F2-5 del AISC 360-16})$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_{yc}} \sqrt{\frac{J_c * c}{S_{xc} * h_{oc}} + \sqrt{\left(\frac{J_c * c}{S_{xc} * h_{oc}}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_{yc}}{E}\right)^2}} \quad (\text{Ecuación F2-6 del AISC 360-16})$$

Si $L_b < L_p$ se tiene que el momento nominal M_n es:

$$M_n = M_p = Z_{xc} * F_{yc} \quad (\text{Ecuación F2-1 del AISC 360-16})$$

Si $L_p < L_b < L_r$ se tiene que el momento nominal M_n es:

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7 F_{yc} S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p \quad (\text{Ecuación F2-2 del AISC 360-16})$$

Si $L_p < L_b$ se tiene que el momento nominal M_n es:

$$M_n = F_{cr} * S_{xc} \leq M_p \quad (\text{Ecuación F2-3 del AISC 360-16})$$

Donde los términos “ C_b ” y “ F_{cr} ” se obtienen de las ecuaciones F1-1 y F2-4 del AISC 360-16. El término “ C_b ” también puede obtenerse directamente del modelo en ETABS.

A continuación se presentan las tablas resumen de este análisis:

Tabla 4-13. Resistencia a la Flexión – Eje 1.

Ubicación	Perfil	Eje	L _b (m)	L _p (m)	L _r (m)	Mn (tonf-m)
N0-N1	W14x193	A	3.31	4.36	24.21	204.50
	W14x257	B	3.31	4.45	31.83	280.54
	W14x257	C	3.31	4.45	31.83	280.54
	W14x257	D	3.31	4.45	31.83	280.54
	W14x193	E	3.31	4.36	24.21	204.50
N1-N2	W14x193	A	2.81	4.36	24.21	204.50
	W14x257	B	2.81	4.45	31.83	280.54
	W14x257	C	2.81	4.45	31.83	280.54
	W14x257	D	2.81	4.45	31.83	280.54
	W14x193	E	2.81	4.36	24.21	204.50
N2-N3	W14x193	A	2.81	4.36	24.21	204.50
	W14x257	B	2.81	4.45	31.83	280.54
	W14x257	C	2.81	4.45	31.83	280.54
	W14x257	D	2.81	4.45	31.83	280.54
	W14x193	E	2.81	4.36	24.21	204.50
N3-N4	W14x193	A	2.81	4.36	24.21	204.50
	W14x257	B	2.81	4.45	31.83	280.54
	W14x257	C	2.81	4.45	31.83	280.54
	W14x257	D	2.81	4.45	31.83	280.54
	W14x193	E	2.81	4.36	24.21	204.50
N4-N5	W14x145	A	2.88	4.28	18.80	149.78
	W14x233	B	2.88	4.41	28.95	251.16
	W14x233	C	2.88	4.41	28.95	251.16
	W14x233	D	2.88	4.41	28.95	251.16
	W14x145	E	2.88	4.28	18.80	149.78
N5-N6	W14x145	A	2.88	4.28	18.80	149.78
	W14x233	B	2.88	4.41	28.95	251.16
	W14x233	C	2.88	4.41	28.95	251.16
	W14x233	D	2.88	4.41	28.95	251.16
	W14x145	E	2.88	4.28	18.80	149.78

Nota: Los resultados del Eje 1 son iguales a los del Eje 4.

Tabla 4-13. Resistencia a la Flexión – Eje 1. (Continuación)

Ubicación	Perfil	Eje	L _b (m)	L _p (m)	L _r (m)	Mn (tonf-m)
N6-N7	W14x145	A	2.88	4.28	18.80	149.78
	W14x233	B	2.88	4.41	28.95	251.16
	W14x233	C	2.88	4.41	28.95	251.16
	W14x233	D	2.88	4.41	28.95	251.16
	W14x145	E	2.88	4.28	18.80	149.78
N7-N8	W14x145	A	2.89	4.28	18.80	149.78
	W14x193	B	2.89	4.36	24.21	204.50
	W14x193	C	2.89	4.36	24.21	204.50
	W14x193	D	2.89	4.36	24.21	204.50
	W14x145	E	2.89	4.28	18.80	149.78
N8-N9	W14x145	A	2.89	4.28	18.80	149.78
	W14x193	B	2.89	4.36	24.21	204.50
	W14x193	C	2.89	4.36	24.21	204.50
	W14x193	D	2.89	4.36	24.21	204.50
	W14x145	E	2.89	4.28	18.80	149.78
N9-N10	W14x145	A	2.89	4.28	18.80	149.78
	W14x193	B	2.89	4.36	24.21	204.50
	W14x193	C	2.89	4.36	24.21	204.50
	W14x193	D	2.89	4.36	24.21	204.50
	W14x145	E	2.89	4.28	18.80	149.78

Nota: Los resultados del Eje 1 son iguales a los del Eje 4.

Tabla 4-14. Resistencia a la Flexión – Eje A.

Ubicación	Perfil	Eje	L _b (m)	L _p (m)	L _r (m)	Mn (tonf-m)
N0-N1	W14x283	2	3.30	4.49	34.88	312.23
	W14x283	3	3.30	4.49	34.88	312.23
N1-N2	W14x283	2	2.80	4.49	34.88	312.23
	W14x283	3	2.80	4.49	34.88	312.23
N2-N3	W14x283	2	2.80	4.49	34.88	312.23
	W14x283	3	2.80	4.49	34.88	312.23
N3-N4	W14x211	2	2.80	4.38	26.41	224.66
	W14x211	3	2.80	4.38	26.41	224.66

Nota: Los resultados del Eje A son iguales a los del Eje E.

Tabla 4-14. Resistencia a la Flexión – Eje A.

Ubicación	Perfil	Eje	L _b (m)	L _p (m)	L _r (m)	Mn (tonf-m)
N4-N5	W14x211	2	2.80	4.38	26.41	224.66
	W14x211	3	2.80	4.38	26.41	224.66
N5-N6	W14x211	2	2.80	4.38	26.41	224.66
	W14x211	3	2.80	4.38	26.41	224.66
N6-N7	W14x176	2	2.80	4.33	22.30	184.34
	W14x176	3	2.80	4.33	22.30	184.34
N7-N8	W14x176	2	2.80	4.33	22.30	184.34
	W14x176	3	2.80	4.33	22.30	184.34
N8-N9	W14x176	2	2.80	4.33	22.30	184.34
	W14x176	3	2.80	4.33	22.30	184.34
N9-N10	W14x176	2	2.80	4.33	22.30	184.34
	W14x176	3	2.80	4.33	22.30	184.34

Nota: Los resultados del Eje A son iguales a los del Eje E.

Tabla 4-15. Resistencia a la Flexión – Eje B.

Ubicación	Perfil	Eje	L _b (m)	L _p (m)	L _r (m)	Mn (tonf-m)
N0-N1	W14x283	2	3.30	4.49	34.88	312.23
	W14x283	3	3.30	4.49	34.88	312.23
N1-N2	W14x283	2	2.80	4.49	34.88	312.23
	W14x283	3	2.80	4.49	34.88	312.23
N2-N3	W14x283	2	2.80	4.49	34.88	312.23
	W14x283	3	2.80	4.49	34.88	312.23
N3-N4	W14x257	2	2.86	4.45	31.83	280.54
	W14x257	3	2.86	4.45	31.83	280.54
N4-N5	W14x257	2	2.86	4.45	31.83	280.54
	W14x257	3	2.86	4.45	31.83	280.54
N5-N6	W14x257	2	2.86	4.45	31.83	280.54
	W14x257	3	2.86	4.45	31.83	280.54
N6-N7	W14x193	2	2.80	4.36	24.21	204.50
	W14x193	3	2.80	4.36	24.21	204.50
N7-N8	W14x193	2	2.88	4.36	24.21	204.50
	W14x193	3	2.88	4.36	24.21	204.50
N8-N9	W14x193	2	2.88	4.36	24.21	204.50
	W14x193	3	2.88	4.36	24.21	204.50
N9-N10	W14x193	2	2.88	4.36	24.21	204.50
	W14x193	3	2.88	4.36	24.21	204.50

Nota: Los resultados del Eje B son iguales a los del Eje D.

4.8.2.4. Relación demanda / capacidad

La verificación demanda capacidad se plantea según lo estipulado en la sección H1 sección 1 de AISC 360-16:

Si $P_u / \phi P_n > 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \quad (\text{Ecuación H1-1a del AISC 360-16})$$

Si $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{1}{2} \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \quad (\text{Ecuación H1-1b del AISC 360-16})$$

Donde;

P_u : Carga axial de la combinación de carga más crítica.

M_u : Momento último de la combinación de carga más crítica.

ϕM_n : Momento nominal minorado por un factor $\phi = 0.9$.

ϕP_n : Carga axial nominal minorado por un factor $\phi = 0.9$.

En las Figuras 4-11, 4-12 y 4-13 se muestran los resultados de la relación demanda capacidad en las columnas de cada marco analizado.

Figura 4-11. Relación D/C en columnas de Eje 1.

	1	2	3	4	5	
	A	B	C	D	E	Story10
	0.155	0.109	0.113	0.109	0.155	Story9
	0.200	0.179	0.178	0.179	0.200	Story8
	0.232	0.213	0.215	0.213	0.232	Story7
	0.256	0.220	0.223	0.220	0.256	Story6
	0.283	0.239	0.242	0.239	0.283	Story5
	0.305	0.277	0.278	0.277	0.305	Story4
	0.265	0.269	0.268	0.269	0.265	Story3
	0.269	0.279	0.277	0.279	0.269	Story2
	0.314	0.321	0.316	0.321	0.314	Story1
	0.642	0.626	0.609	0.626	0.642	Base

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La Relación D/C para el Eje 1 es igual en el Eje 4.

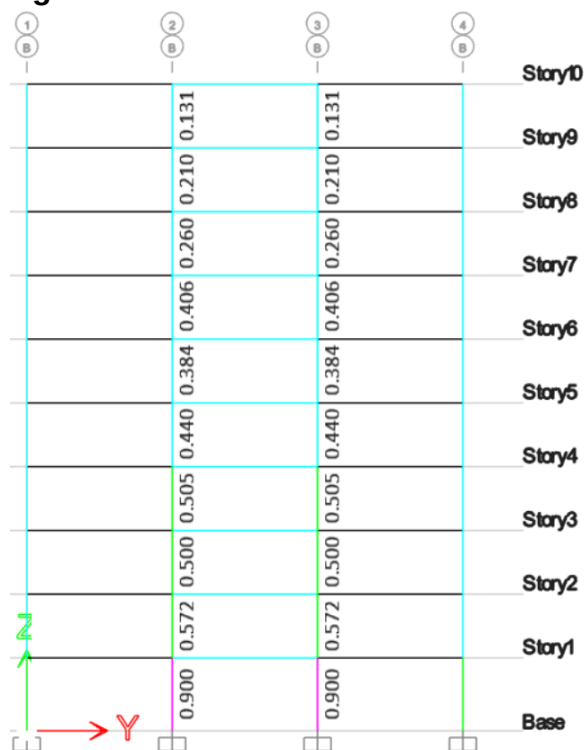
Figura 4-12. Relación D/C en columnas de Eje A.

	1	2	3	4	
	A	A	A	A	Story10
		0.153	0.153		Story9
		0.219	0.219		Story8
		0.272	0.272		Story7
		0.313	0.313		Story6
		0.304	0.304		Story5
		0.414	0.414		Story4
		0.466	0.466		Story3
		0.401	0.401		Story2
		0.458	0.458		Story1
		0.739	0.739		Base

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La Relación D/C para el Eje A es igual en el Eje E.

Figura 4-13. Relación D/C en columnas de Eje B.



Level	Column 1 (D/C)	Column 2 (D/C)	Column 3 (D/C)	Column 4 (D/C)
Story10		0.131	0.131	
Story9		0.210	0.210	
Story8		0.260	0.260	
Story7		0.406	0.406	
Story6		0.384	0.384	
Story5		0.440	0.440	
Story4		0.505	0.505	
Story3		0.500	0.500	
Story2		0.572	0.572	
Story1		0.900	0.900	
Base				

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La Relación D/C para el Eje B es igual en el Eje D.

Acá se puede notar como la relación demanda / capacidad es nuevamente holgada, la razón de esto es exactamente la misma que se explicó en el apartado 4.7.4; de este documento.

4.9. Revisión del criterio “Columna fuerte - Viga débil”

4.9.1. Definición de rótulas plásticas

Para la revisión de la zona panel se requiere tener en cuenta ciertos aspectos definidos a continuación:

$C_{pr} = 1.1$	Factor para tener en cuenta la resistencia máxima de la conexión (Ecuación 2.4-2 del AISC 358-16 bajo la consideración de la Sección 10.8).
$M_{pr} = C_{pr} * R_{yb} * Z_{xb} * F_{yb}$	Momento resistente en la rótula plástica (Ecuación 2.4-1 del AISC 358-16).
$S_h = 0.2 \text{ m}$	Distancia donde ocurre la rótula plástica. Medida desde la cara de la columna a la rótula plástica. Valor mínimo recomendado de 0.2 m; cuando se desconoce el tipo de conexión viga – columna a emplear.
$L_h = L - 2 * S_h - d_c$	Longitud entre rótulas plásticas. (L = claro de viga).
$V_p = 2 * \frac{M_{pr}}{L_h}$	Corte por capacidad en la rótula plástica. (Ecuación 6.8-2 del AISC 358-16).

También se requerirá el corte gravitacional en la rótula plástica (V_g), el cual puede ser obtenido directamente del modelo en ETABS. Aunque cabe destacar que ETABS no toma en cuenta las variables “ S_h ” y “ V_g ” (cortante gravitacional en rótula plástica), sin embargo se recomienda tomarlas en cuenta por obtener un resultado más preciso y más en aquellos casos donde los resultados estén muy cerca de los límites establecidos por código. Aun así en este documento solo se presentaran los resultados de ETABS; por cuestiones prácticas.

4.9.2. Sumatoria de momentos transferidos por las vigas en la junta

Para poder realizar una revisión en cada junta y verificar su comportamiento, primero necesitamos calcular la sumatoria de momentos de las vigas como sigue:

$$V_{ub1} = V_{p1} + V_{g1}$$

Corte resistente esperado en la rótula plástica - Viga 1 (Ecuación 6.8-2 del AISC 358-16).

$$V_{ub2} = V_{p2} - V_{g2}$$

Corte resistente esperado en la rótula plástica - Viga 2.

$$M_{pb1} = M_{pr1} + V_{ub1}(S_{h1} + 0.5 * d_c)$$

Momento máximo probable - Viga 1 (Ecuación E3-3 del AISC 341-16).

$$M_{pb2} = M_{pr2} + V_{ub2}(S_{h2} + 0.5 * d_c)$$

Momento máximo probable - Viga 2.

$$M_{pbR} = M_{pb1} + M_{pb2}$$

Sumatoria de momentos máximos probables de viga.

4.9.3. Sumatoria de momentos transferidos por las columnas en la junta

Para poder realizar una revisión en cada junta y verificar su comportamiento, ahora necesitamos calcular la sumatoria de momentos de las columnas como sigue:

$$M_{pc1} = Z_{xc} \left(F_{yc} - \frac{P_{r1}}{A_c} \right)$$

Momento máximo probable - Columna 1 (Ecuación E3-2 del AISC 341-16).

$$M_{pc2} = Z_{xc} \left(F_{yc} - \frac{P_{r2}}{A_c} \right)$$

Momento máximo probable - Columna 2.

$$M_{pcR} = M_{pc1} + M_{pc2}$$

Sumatoria de momentos máximos probables de columnas C1 y C2.

Donde;

P_{r1} y P_{r2} : Es la carga axial de la combinación de carga más crítica en la columna analizada.

4.9.4. Resultados finales

De acuerdo a la ecuación E3-1 del AISC 341-16, evaluamos la relación de momentos, en donde si la relación es menor a 1 es satisfactoria:

$$\frac{M_{pbR}}{M_{pcR}} \leq 1$$

A continuación se presentan los resultados:

Figura 4-14. Relación Viga / Columna en Eje 1.

	1	2	3	4	5	
	A	B	C	D	E	Story10
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	Story9
	0.522	0.770	0.769	0.770	0.522	Story8
	0.533	0.788	0.787	0.788	0.533	Story7
	0.693	0.915	0.914	0.915	0.693	Story6
	0.784	0.928	0.927	0.928	0.784	Story5
	0.805	0.947	0.946	0.947	0.805	Story4
	0.748	0.991	0.989	0.991	0.748	Story3
	0.652	0.952	0.950	0.952	0.652	Story2
	0.667	0.971	0.969	0.971	0.667	Story1
	0.684	0.991	0.989	0.991	0.684	Base

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La relación para el Eje 1 es igual en el Eje 4.

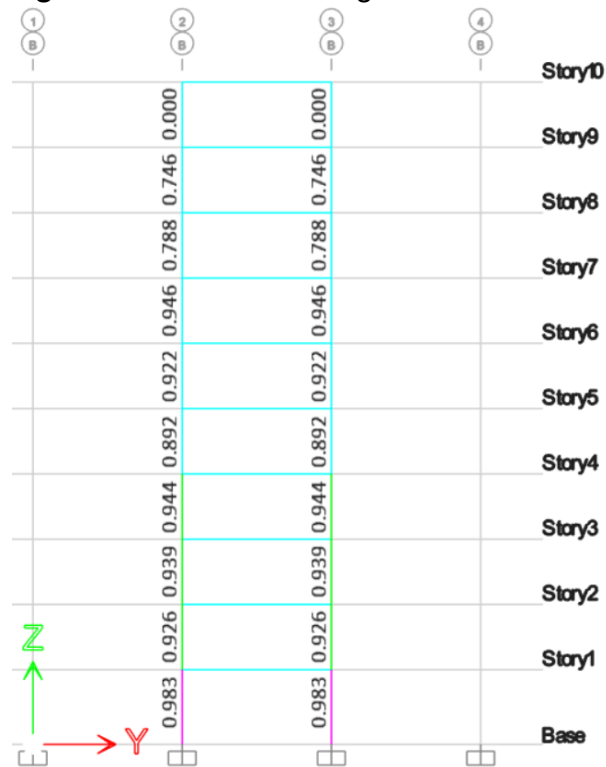
Figura 4-15. Relación Viga / Columna en Eje A.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La relación para el Eje A es igual en el Eje E.

Figura 4-16. Relación Viga / Columna en Eje B.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La relación para el Eje B es igual en el Eje D.

4.10. Revisión de la zona panel

4.10.1. Demanda en la zona panel

- a) En primer lugar, se determinan los momentos máximos esperados de las vigas en la cara de la columna, a fin de obtener las fuerzas resultantes concentradas sobre la misma.

$$M_{f1} = M_{pr1} + V_{ub1} * S_{h1}$$

Momento esperado en la cara de la columna
- Viga 1 (Ecuación 6.8-1 del AISC 358-16).

$$F_{fu1} = \frac{M_{f1}}{d_b - t_{fb}}$$

Fuerzas en la cara de la columna - Viga 1
(Ecuación 6.8-6 del AISC 358-16).

$$M_{f2} = M_{pr2} + V_{ub2} * S_{h2}$$

Momento esperado en la cara de la columna
- Viga 2.

$$F_{fu2} = \frac{M_{f2}}{d_b - t_{fb}}$$

Fuerzas en la cara de la columna - Viga 2.

- b) En segundo lugar, se determina el corte último que actúa en la columna considerando el menor valor entre los momentos resistentes de las mismas y los momentos máximos probables que pueden transferir las vigas. En general, se tiene:

$$L_V = H - d_b$$

Longitud libre de la columna.

$$V_{uc_{vigas}} = \frac{M_{pbR}}{d_b + L_V}$$

Corte esperado en la columna debido a la capacidad de las vigas.

$$V_{uc1} = \min \left(2 * \frac{M_{pc1}}{L_V}, V_{uc_{vigas}} \right)$$

Corte último esperado en la Columna 1.

$$V_{uc2} = \min \left(2 * \frac{M_{pc2}}{L_V}, V_{uc_{vigas}} \right)$$

Corte último esperado en la Columna 2.

$$V_{uc} = \min(V_{uc1}, V_{uc2})$$

Corte último esperado de las columnas.

$$R_u = F_{fu1} + F_{fu2} - V_{uc}$$

Demanda por corte en la zona del panel.

4.10.2. Revisión de la demanda / capacidad en la zona panel y necesidad de planchas adosadas al alma de la columna

En este procedimiento, no se considerará en el análisis la deformación de la zona panel en la estabilidad del pórtico; por lo tanto:

Si $P_{uc} / P_{uy} < 0.4$ se tiene que la resistencia nominal es:

$$R_n = 0.6 * F_{yc} * d_c * t_{wc} \quad (\text{Ecuación J10-9 del AISC 360-16})$$

Si $P_{uc} / P_{uy} > 0.4$ se tiene que la resistencia nominal es:

$$R_n = 0.6 * F_{yc} * d_c * t_{wc} * \left(1.4 - \frac{P_r}{P_y}\right) \quad (\text{Ecuación J10-10 del AISC 360-16})$$

Donde;

P_r : Es la carga axial última de la columna inferior bajo la combinación de carga más crítica.

P_y : Resistencia cedente axial de la columna inferior igual a $(A_c)(F_{yc})$.

Ahora para verificar la demanda capacidad se tiene:

$$\frac{R_u}{\phi R_n} \leq 1$$

Donde si este estado límite no se cumple se requieren planchas adosadas al alma.

4.10.3. Espesor requerido de planchas adosadas al alma

En el caso de requerir planchas adosadas al alma, para conocer el espesor requerido, se necesita la demanda requerida para dichas planchas, obtenido como sigue (bajo expresiones deducidas de las ecuaciones J10-9 y J10-10 del AISC 360-16):

$$R_{dpREQ} = R_u - \phi R_v$$

Ahora si $P_{uc} / P_{uy} < 0.4$ se tiene:

$$t_{dpREQ} = \frac{R_{dpREQ}}{0.6 * F_{yc} * d_c}$$

O si $P_{uc} / P_{uy} > 0.4$ se tiene:

$$t_{dpREQ} = \frac{R_{dpREQ}}{0.6 * F_{yc} * d_c * \left(1.4 - \frac{P_{uc}}{P_{uy}}\right)}$$

Por lo tanto el espesor requerido de cada plancha será:

$$t_{pREQ} = \frac{t_{dpREQ}}{2}$$

4.10.4. Resultados finales

A continuación se presentan los espesores en milímetros (mm) de las planchas adosadas al alma en cada junta de los marcos sismorresistentes. Cabe resaltar que ETABS representa “ t_{dpREQ} ”.

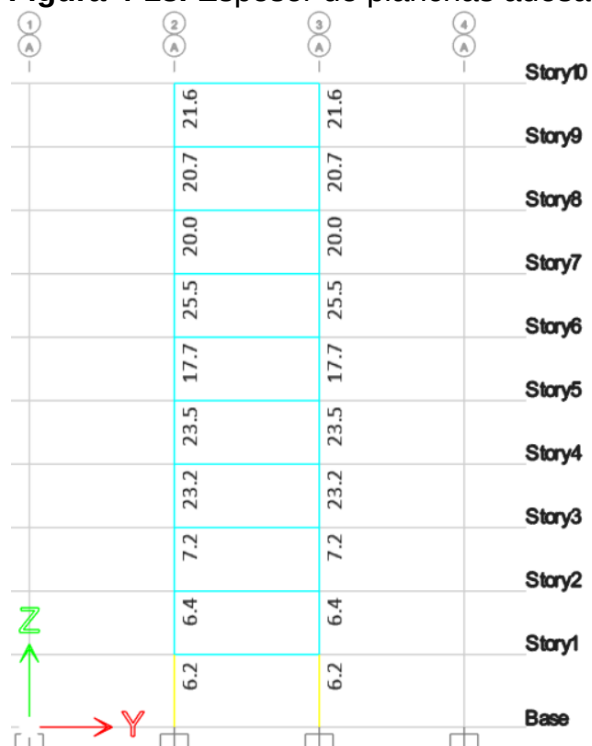
Figura 4-17. Espesor de planchas adosadas al alma en Eje 1.

	A	B	C	D	E	
	5.9	22.5	22.5	22.5	5.9	Story10
	5.5	21.4	21.3	21.4	5.5	Story9
	5.6	20.8	20.7	20.8	5.6	Story8
	12.4	24.6	24.6	24.6	12.4	Story6
	15.6	30.3	30.2	30.3	15.6	Story5
	15.5	30.1	30.0	30.1	15.5	Story4
	5.4	23.1	23.0	23.1	5.4	Story3
	5.2	22.7	22.7	22.7	5.2	Story2
	5.0	22.6	22.6	22.6	5.0	Story1
	4.9	22.2	22.2	22.2	4.9	Base

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: Los espesores para el Eje 1 son iguales en el Eje 4.

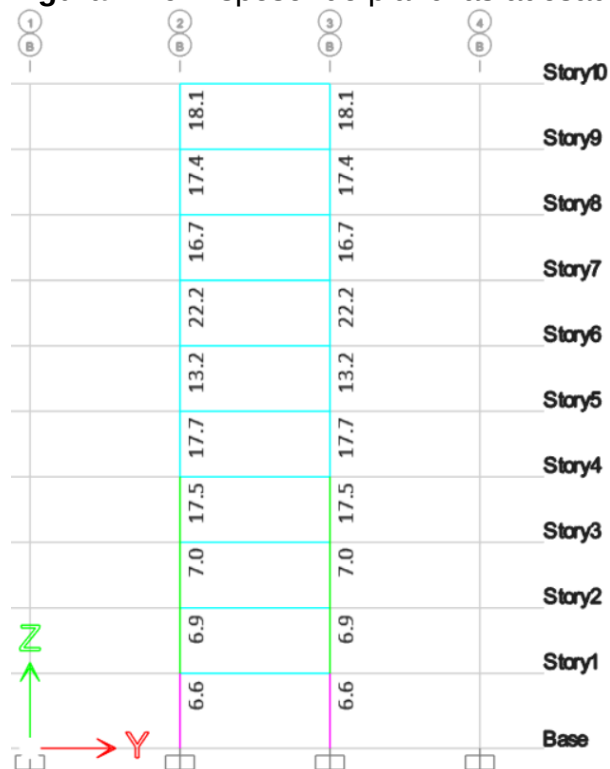
Figura 4-18. Espesor de planchas adosadas al alma en Eje A.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: Los espesores para el Eje A son iguales en el Eje E.

Figura 4-19. Espesor de planchas adosadas al alma en Eje B.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: Los espesores para el Eje B son iguales en el Eje D.

4.11. Placas de continuidad

4.11.1. Espesor mínimo del alma para no colocar placas de continuidad

Referente al uso de placas de continuidad primero verificaremos si son requeridas o no, en base al espesor del alma de la columna. Si el espesor del alma de la columna (t_{fc}) es mayor que el espesor requerido (t_{fcREQ}) no se requerirán placas de continuidad. El espesor requerido se define a continuación:

$$t_{fcREQ} = \max \left(0.4 \sqrt{1.8 * b_{fb} * t_{fb} * \frac{R_{yb} * F_{yb}}{R_{yc} * F_{yc}}}, \frac{d_{fb}}{6} \right) \quad (\text{Ecuación E3-8 del AISC 341-16})$$

4.11.2. Resistencia mínima de la columna ante cargas concentradas

Para seguir verificando la necesidad de placas de continuidad es necesario revisar ciertos estados límites que responden a la resistencia de la columna ante cargas concentradas, los cuales se muestran a continuación:

a) Flexión local del ala

$$\phi_1 R_{V1} = 0.9 * (6.25 * t_{fc}^2 * F_{yc}) \quad (\text{Ecuación J10-1 del AISC 360-16})$$

b) Fluencia local del alma

$$t_s = 8 \text{ mm} \quad \text{Soldadura asumida.}$$

$$l_b = t_{fb} + t_s$$

$$\phi_2 R_{V2} = 1 * [F_{yc} * t_{wc} (5 * k_c + l_b)] \quad (\text{Ecuación J10-2 del AISC 360-16})$$

c) Pandeo del alma comprimida

$$\phi_3 R_{V3} = 0.9 * \left(24 * t_{wc}^3 * \frac{\sqrt{E * F_{yc}}}{h_c} \right) \quad (\text{Ecuación J10-8 del AISC 360-16})$$

d) Aplastamiento del alma

$$t_s = 8 \text{ mm}$$

Soldadura asumida.

$$N = t_{fb} + t_s$$

$$\phi_4 R_{V4} = 0.75 * \left[0.8 * t_{wc}^2 \left(1 + 3 * \frac{N}{d_c} \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{E * F_{yc} * t_{fc}}{t_{wc}}} \right]$$

(Ecuación J10-4 del AISC 360-16)

Finalmente, se define la mínima resistencia de la columna ante las cargas concentradas:

$$\phi R_{Vmin} = \min(\phi_1 R_{V1}, \phi_2 R_{V2}, \phi_3 R_{V3}, \phi_4 R_{V4})$$

4.11.3. Revisión de la relación demanda / capacidad

Para definir completamente el uso o no de placas de continuidad se hará una verificación de demanda capacidad. Primeramente definiremos la fuerza máxima actuante en la cara de la columna; siendo:

$$F_{fu_{m\acute{a}x}} = \max(F_{fu1}, F_{fu2})$$

Posteriormente se tiene:

$$\frac{F_{fu_{m\acute{a}x}}}{\phi R_{Vmin}} \leq 1$$

En dónde si este estado límite no se cumple se requieren placas de continuidad.

4.11.4. Espesor de placas de continuidad

Para la necesidad de placas de continuidad se presenta el siguiente proceso:

$$F_{cp} = F_{fu_{m\acute{a}x}} - \phi R_{Vmin}$$

Fuerza requerida en placas de continuidad.

$$F_{crp} = 0.9 F_{yp}$$

Tensión crítica estimada de la plancha de continuidad.

$$A_{cp} = \max \left(\left(\frac{F_{cp}}{0.9 F_{crp}} \right) - 25 t_{wc}^2, 0 \right)$$

Área requerida en placas de continuidad considerando el aporte de resistencia del alma de la columna (Apartado J10.8 del AISC 360-16).

$$b_{cp} = 2 * \left(\frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \right)$$

Ancho de placas de continuidad (Apartado J10.8 del AISC 360-16). También puede usarse de forma conservadora “ $b_{fc} - t_{wc}$ ”.

$$t_{cp} = \frac{A_{cp}}{b_{cp}}$$

Espesor requerido de placas de continuidad.

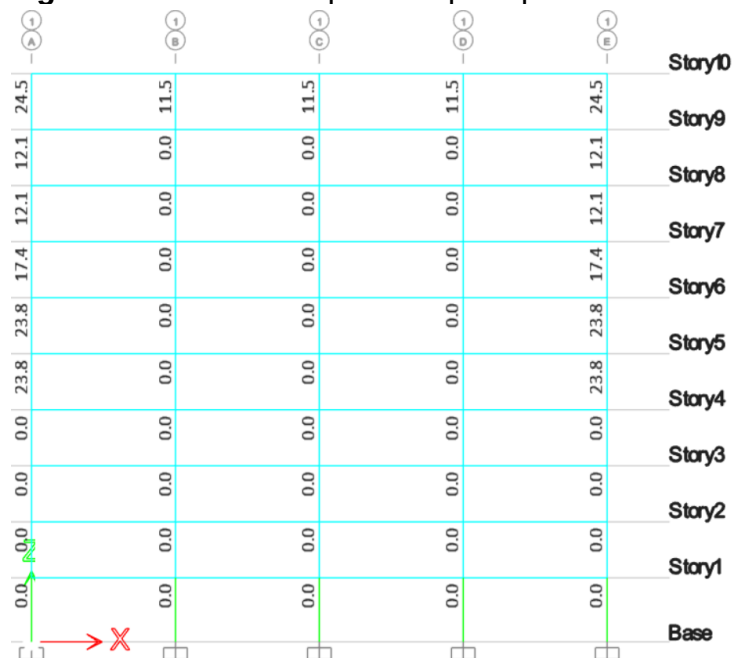
$$t_{cp_min} = \max \left(0.5 t_{fb}, \frac{b_{fb}}{16} \right)$$

Espesor mínimo de placas de continuidad (Apartado J10.8 del AISC 360-16).

4.11.5. Resultados finales

A continuación se presentan las áreas requeridas ($A_{req} = b_{cp} * t_{cp_util}$) de las placas de continuidad (cm²) en cada junta de los marcos sismorresistentes:

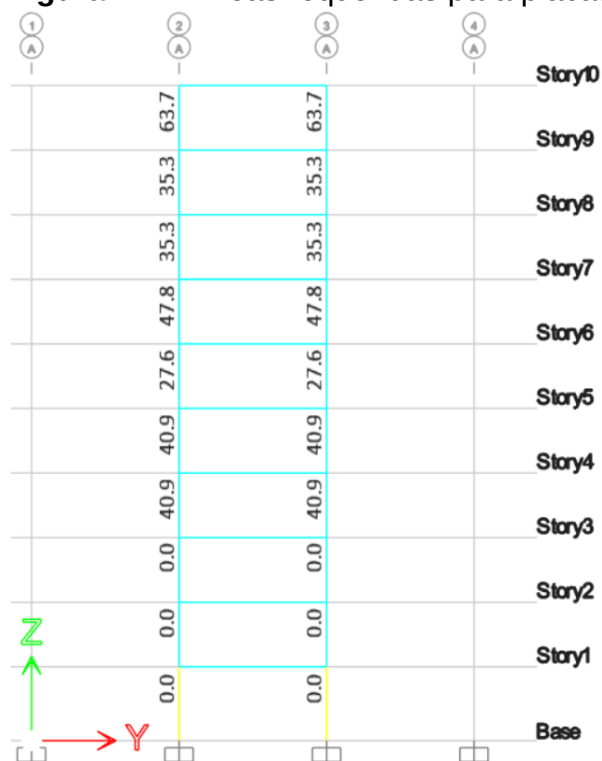
Figura 4-20. Áreas requeridas para placas de continuidad en Eje 1.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: Las áreas para el Eje 1 con iguales en el Eje 4.

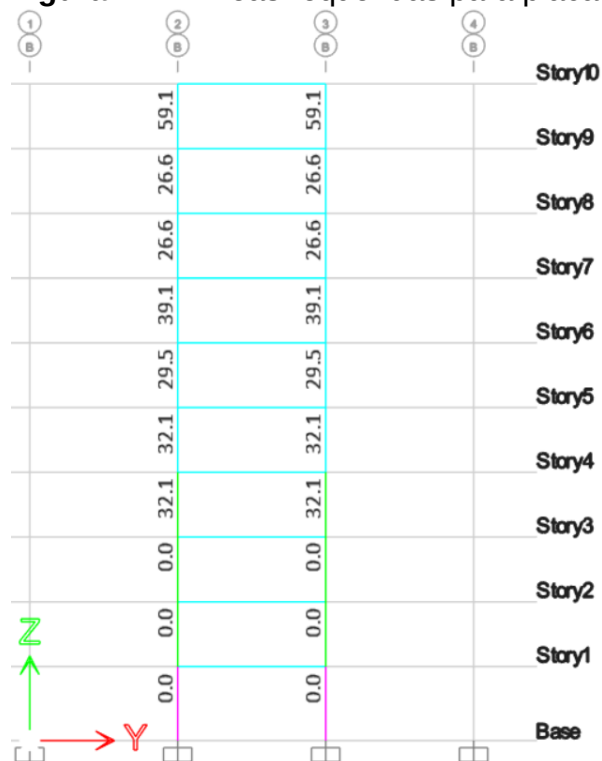
Figura 4-21. Áreas requeridas para placas de continuidad en Eje A.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: Las áreas para el Eje A son iguales en el Eje E.

Figura 4-22. Áreas requeridas para placas de continuidad en Eje B.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: Las áreas para el Eje A son iguales en el Eje E.

CAPITULO V: ANÁLISIS INCREMENTAL PASO A PASO PUSHOVER

5.1. Criterios generales del análisis

La intención de la aplicación del análisis Pushover, en este documento, es aproximar los resultados de un análisis no lineal Tiempo – Historia, enfocándose en la parte modal; convirtiéndolo en un análisis Pushover modal. Se pretende estimar las demandas más críticas en los elementos y a su vez combinar esos resultados con la respuesta de cada modo, empleando el método SRSS (de ser necesario), con la finalidad de encontrar datos importantes en los diferentes modos de vibración; es decir verificar la formación de rótulas plásticas en las columnas por la influencia de cada modo de vibración (Bondy Drik K, M. EERI 1996). Este análisis será realizado en SAP2000.

5.2. Criterios para el análisis Estático No Lineal Pushover en SAP2000

En general, los criterios para el modelaje estructural previo a los análisis por sismo y Pushover se definen ampliamente en el apartado “3.4.” de este documento, salvo el caso de carga necesario para el análisis Pushover; lo cual se planteará en esta sección.

Primeramente se generó un caso de carga gravitacional no lineal (CGNL), el cual establecerá una serie de cargas y deformación inicial, para luego plantear el análisis Pushover de las fuerzas; que en este caso será en función de los modos de vibración. Como se aprecia en la Figura 5-1, dicho caso de carga, configurado como no lineal, partirá de una condición sin estrés soportando carga muerta y carga viva reducida. Este caso de carga no considerará la inclusión de los efectos P-Delta.

Figura 5-1. Caso de Carga Gravitacional No Lineal.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name
CgNL [Set Def Name]

Notes
[Modify/Show...]

Load Case Type
Static [Design...]

Initial Conditions
☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☐ Continue from State at End of Nonlinear Case
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case
All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	Live	0.4
Load Pattern	Super Dead	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Geometric Nonlinearity Parameters
☒ None
☐ P-Delta
☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source
Previous

Other Parameters
 Load Application: Full Load [Modify/Show...]
 Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Posteriormente se definen los casos de carga para el análisis Pushover; tanto en la dirección X como en Y. Dichos casos de carga, como se aprecia en las Figuras 5-2, 5-3, 5-4 y 5-5, se establecen como un caso estático no lineal y se define que el análisis comience a partir del estado en el que se deja a la estructura el caso de carga “CGNL” (carga gravitacional no lineal). Las cargas aplicadas en este caso serán basadas en los modos de vibración. Y ya que se analizará un marco en cada dirección, se abarcarán los dos primeros modos tanto en dirección X como en Y (por brevedad en este documento) que en el modelo tridimensional son representados por los modos 2 y 5, para dirección X, así como 1 y 4, para dirección Y.

Figura 5-2. Caso de Carga Pushover – X, Modo 1 (equivalente al Modo 2 tridimensional).

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Push-X Modo 2

Initial Conditions:

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1.
Mode	2	1.

Other Parameters:

Load Application: Displ Control

Results Saved: Multiple States

Nonlinear Parameters: User Defined

Analysis Type: Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters: None

Mass Source: Previous

OK Cancel

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Figura 5-3. Caso de Carga Pushover – X, Modo 2 (equivalente al Modo 5 tridimensional).

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Push-X Modo 5

Initial Conditions:

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	5	1.
Mode	5	1.

Other Parameters:

Load Application: Displ Control

Results Saved: Multiple States

Nonlinear Parameters: User Defined

Analysis Type: Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters: None

Mass Source: Previous

OK Cancel

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Figura 5-4. Caso de Carga Pushover – Y, Modo 1 (equivalente al Modo 1 tridimensional).

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Push-Y Modo 1 **Set Def Name** **Notes** **Modify/Show...**

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case **CgNL** **▼**

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case **MODAL** **▼**

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1.
Mode	1	1.

Add **Modify** **Delete**

Other Parameters

Load Application **Displ Control** **Modify/Show...**

Results Saved **Multiple States** **Modify/Show...**

Nonlinear Parameters **User Defined** **Modify/Show...**

Load Case Type **Static** **▼** **Design...**

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None

☐ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source

Previous **▼**

OK **Cancel**

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Figura 5-5. Caso de Carga Pushover – Y, Modo 2 (equivalente al Modo 4 tridimensional).

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Push-Y Modo 4 **Set Def Name** **Notes** **Modify/Show...**

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case **CgNL** **▼**

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case **MODAL** **▼**

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	4	1.
Mode	4	1.

Add **Modify** **Delete**

Other Parameters

Load Application **Displ Control** **Modify/Show...**

Results Saved **Multiple States** **Modify/Show...**

Nonlinear Parameters **User Defined** **Modify/Show...**

Load Case Type **Static** **▼** **Design...**

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None

☐ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source

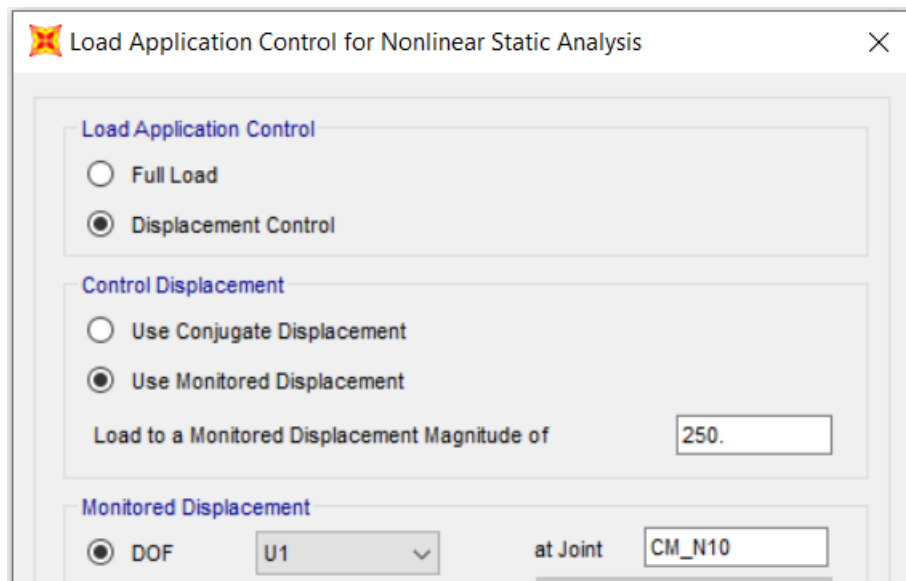
Previous **▼**

OK **Cancel**

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Respecto a la aplicación de la carga de empuje, como se puede contemplar en la Figura 5-6, se tendrá un control de los desplazamiento monitoreando hasta 250 cm en el centro de masa de cada nivel, aplicado en cada dirección de análisis (U1 para dirección X y U2 para dirección Y); recomendación de varios autores para tener margen de capturar toda la curva de capacidad en la estructura. En cuanto a los resultados obtenidos del análisis, se establece, como se muestra en la Figura 5-7, el mostrar varios estados (al menos 200) para tener una mejor convergencia con los resultados de la curva de capacidad; bajo el método *Fast Nonlinear Analysis* (propuesto por Edward Wilson, 2002).

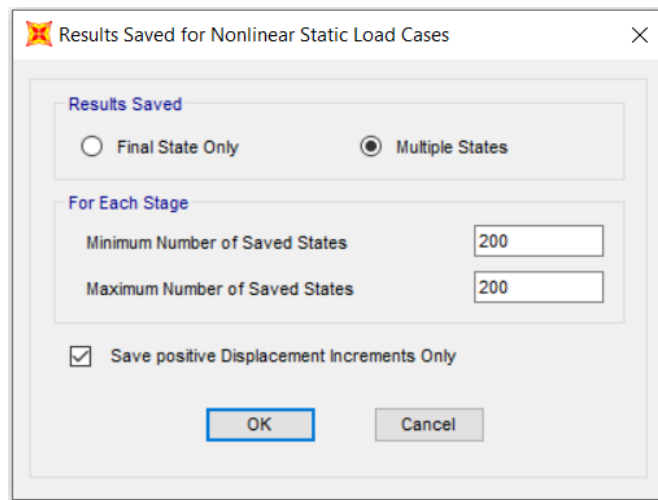
Figura 5-6. Control de la aplicación de cargas en caso Pushover.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: Este control es igual en todos los casos de Pushover. Salvo que en X se usa "U1" y en Y "U2".

Figura 5-7. Guardado de resultados en caso Pushover.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: Este guardado es igual en todos los casos de Pushover.

5.3. Rótulas Plásticas

Para el análisis no lineal de la estructura, es necesario conocer el diagrama momento-rotación o el diagrama momento-curvatura, para las vigas y columnas de acero.

La asignación del número de rótulas plásticas dentro de los elementos estructurales persigue capturar cualquier comportamiento no lineal que se presente en dichos elementos. De esta forma, se puede determinar si las rótulas se forman primero en las vigas (mecanismo deseado) o en las columnas (mecanismo indeseado).

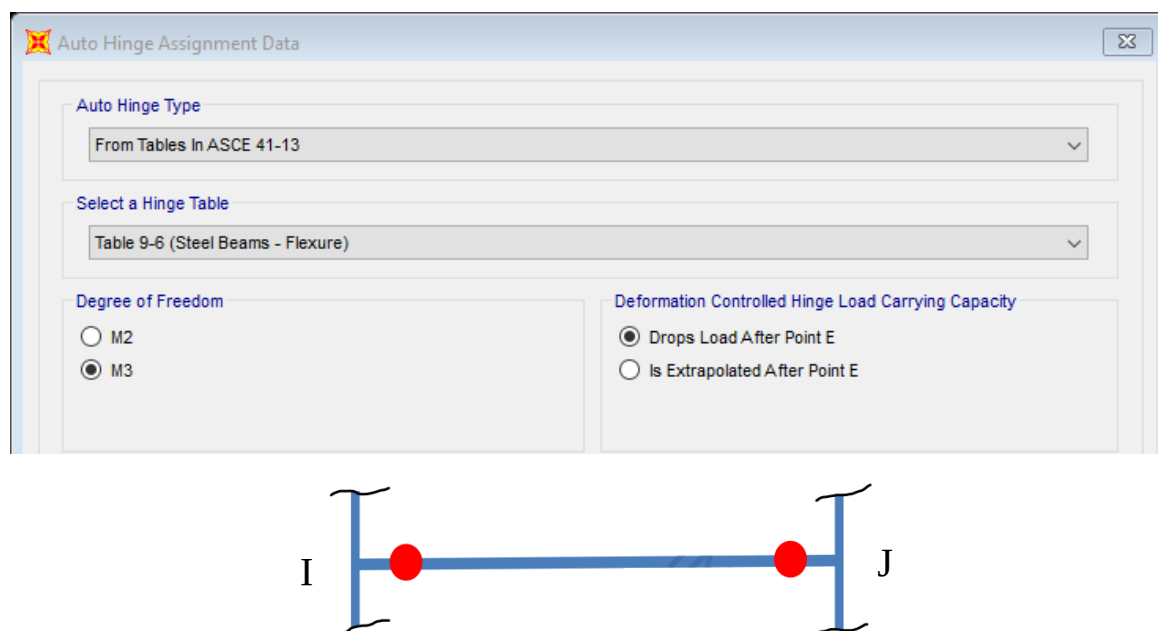
La asignación de las rótulas plásticas del sistema sismorresistente, será para vigas por flexión y en columnas por flexo-compresión, realizándolo con la función automática del software SAP2000, mediante la tabla 9-6 del ASCE 41-13 (ver Figuras 5-8 y 5-9, y Anexo I.15). Las rótulas en las vigas se generaron a una distancia medida desde la cara de la columna de 20 cm y en las columnas para la

parte superior e inferior del nivel i , a una distancia igual a la mitad del peralte de la viga del piso correspondiente (Hernández E., 2018); ver anexos F.1 y F.2. A modo de resumen se presentan las Tablas 5-1 y 5-2, donde se muestran las distancias relativas de las rótulas plásticas en los niveles 1 y 2 de la dirección Y en el eje A, introducidas en el modelo de análisis.

Tabla 5-1. Longitud relativa de rótula plástica en viga del nivel 1 del eje A.

Disposición de rótulas plásticas en vigas del eje A	
Tramo	2A-3B
Long(m)	8
Col. Izq (m)	0.4120
Col. Der (m)	0.4120
L-libre(m)	7.1758
Li-Rótula % (análisis)	5.151
Li-Rótula Relativa (Análisis)	0.0515
Lj-Rótula % (Análisis)	97.848
Lj-Rótula Relativa (Análisis)	0.9484

Figura 5-8. Función automática de asignación de rótula plástica en vigas.

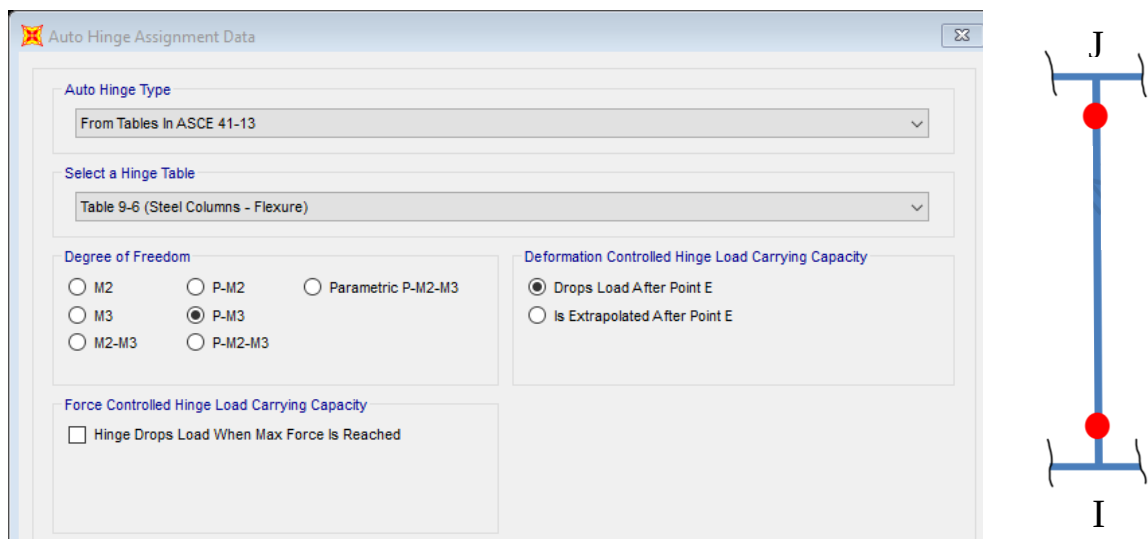


Nota: Los puntos rojos representan rótulas plásticas.

Tabla 5-2. Longitud relativa de rótula plástica en columna del nivel 1 y 2 del eje A.

Disposición de rótulas plásticas en Columnas del eje A		
Nivel(m)	1	2
Long(m)	4	3.5
h Viga nivel i (m)	0.00	0.7010
h Viga nivel j (m)	0.7010	0.7010
L-libre(m)	3.550	2.799
Li-Rótula % (análisis)	2.500	10.0
Li-Rótula Relativa (Análisis)	0.025	0.100
Lj-Rótula % (Análisis)	91.237	89.985
Lj-Rótula Relativa (Análisis)	0.9123	0.8998

Figura 5-9. Función automática de asignación de rótula plástica en columnas.



Nota: Los puntos rojos representan rótulas plásticas.

5.4. Curva de capacidad

Con todos los criterios anteriores definidos en el software SAP2000, se obtuvo una curva de capacidad, la cual corresponde a una distribución uniforme de carga lateral (Pushover modal), consistente en fuerzas laterales proporcionales al modo de vibración 1 y 2 de la dirección en análisis, correspondiente a “X” y “Y” (para observar resultados de las rótulas en columnas, ver Anexo F.4). Por otra

parte, se ha usado el lenguaje de programación MATLAB, para compilar dichos datos (referirse a Anexo F.3). Los resultados se muestran a continuación:

Figura 5-10. Curva de capacidad del sistema sismorresistente en “X” (Análisis Estático No Lineal) correspondiente al modo 1.

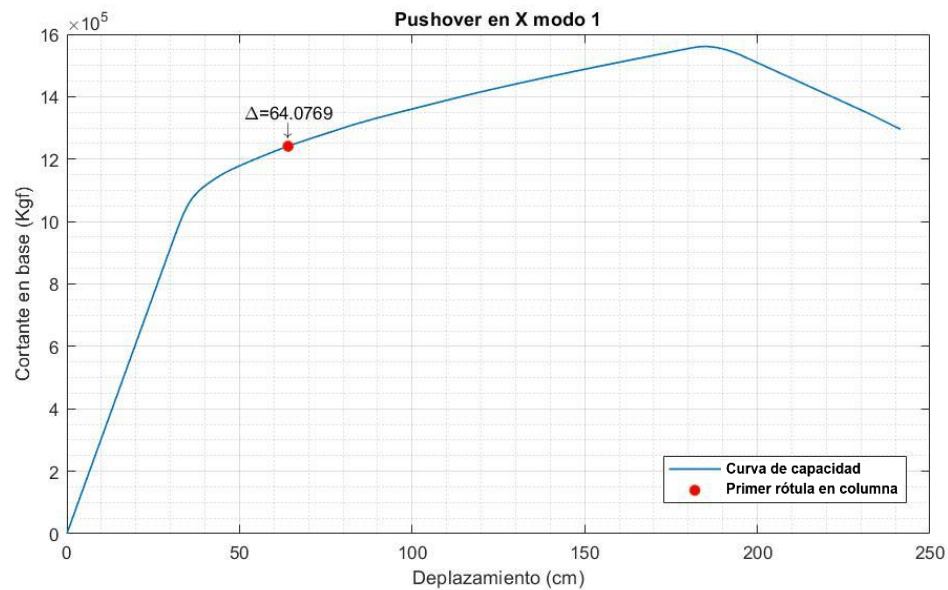


Figura 5-11. Curva de capacidad del sistema sismorresistente en “Y” (Análisis Estático No Lineal) correspondiente al modo 1.

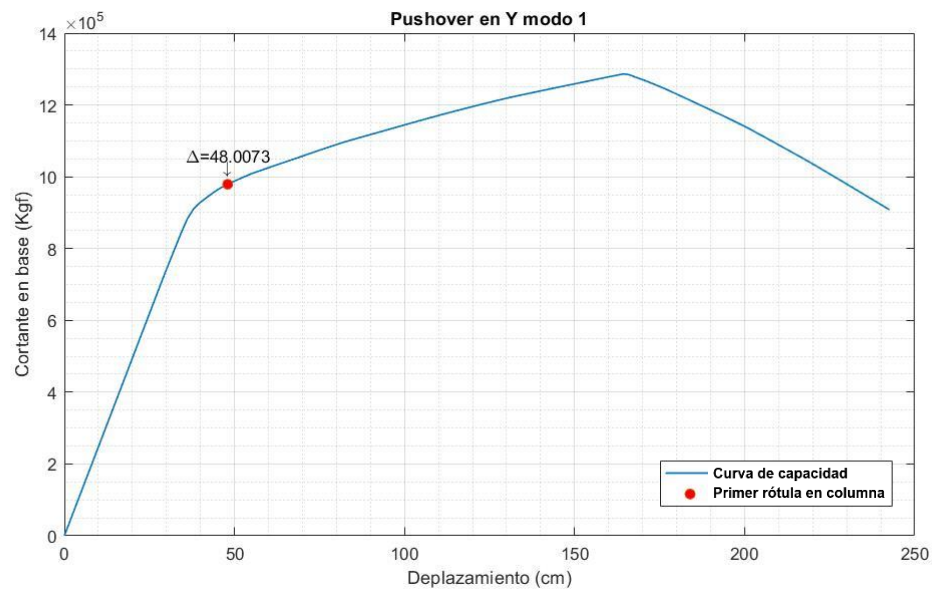


Figura 5-12. Curva de capacidad del sistema sismorresistente en “X” (Análisis Estático No Lineal) correspondiente al modo 2.

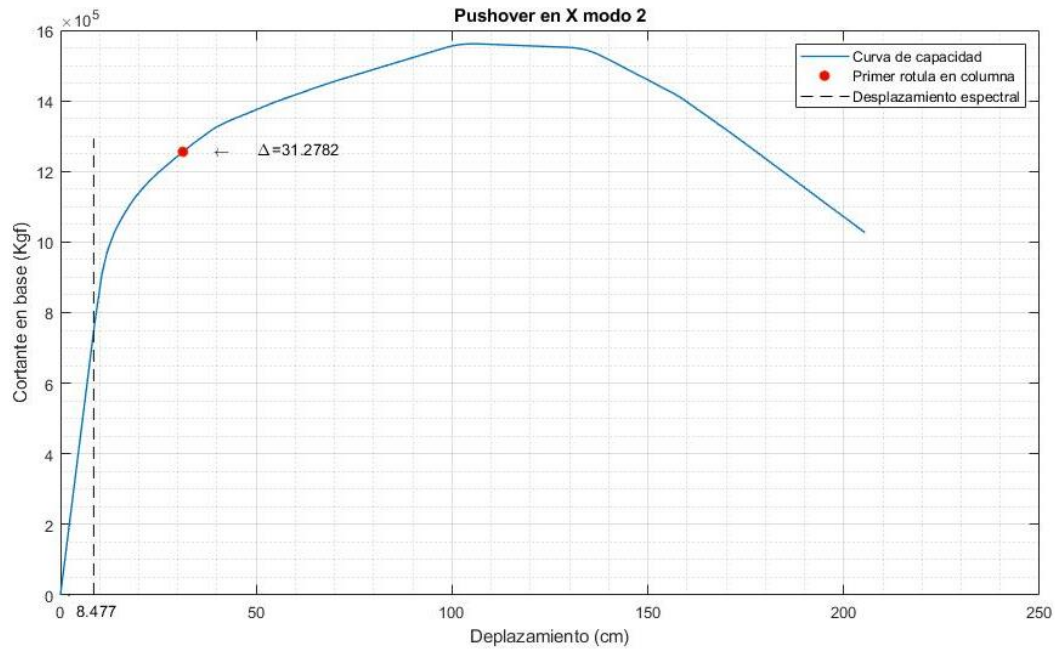


Figura 5-13. Curva de capacidad del sistema sismorresistente en “Y” (Análisis Estático No Lineal) correspondiente al modo 2.

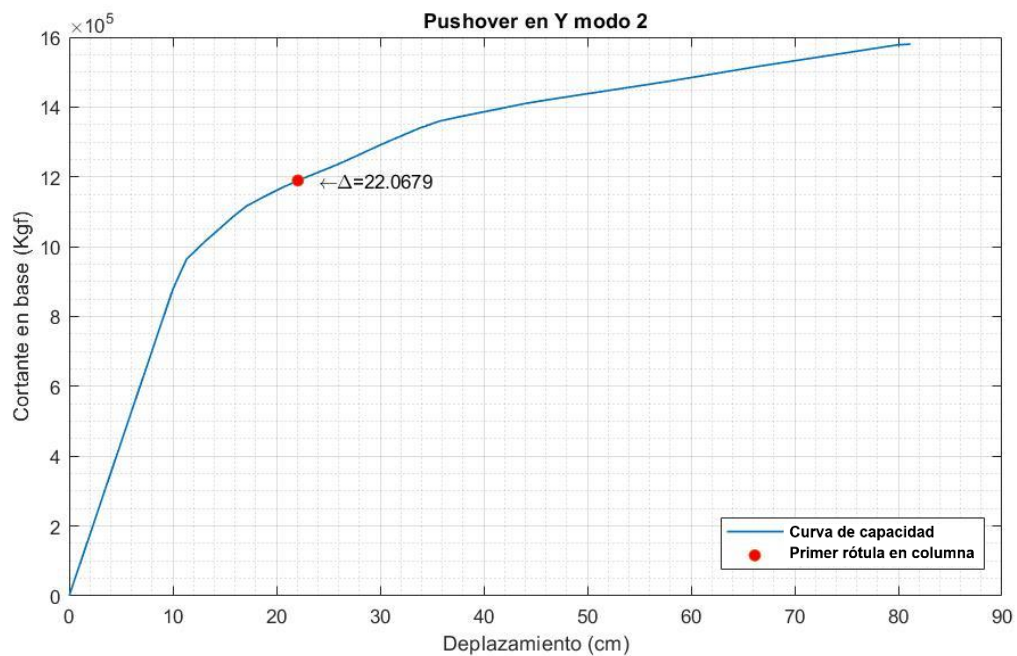


Tabla 5-3. Datos sobre la curva de capacidad en la dirección “X” del modo 1.

Datos sobre curva de capacidad	
Número de "steps" en análisis Pushover	187 pasos
Máximo desplazamiento alcanzado, S_{du}	241.452 cm
Desplazamiento correspondiente a la aparición de la primera rótula en columna, S_{dy_c}	64.0769 cm
Máximo cortante basal V_{b_max}	1,561,102.74 kgf
Cortante correspondiente a la aparición de la primera rótula en columna V_{y_c}	1,241,388.48 kgf

Tabla 5-4. Datos sobre la curva de capacidad en la dirección “Y” del modo 1.

Datos sobre curva de capacidad	
Número de "steps" en análisis Pushover	189 pasos
Máximo desplazamiento alcanzado, S_{du}	242.582 cm
Desplazamiento correspondiente a la aparición de la primera rótula en columna, S_{dy_c}	48.007 cm
Máximo cortante basal V_{b_max}	1,286,195.66 kgf
Cortante correspondiente a la aparición de la primera rótula en columna V_{y_c}	979,043.98 kgf

Tabla 5-5. Datos sobre la curva de capacidad en la dirección “X” del modo 2.

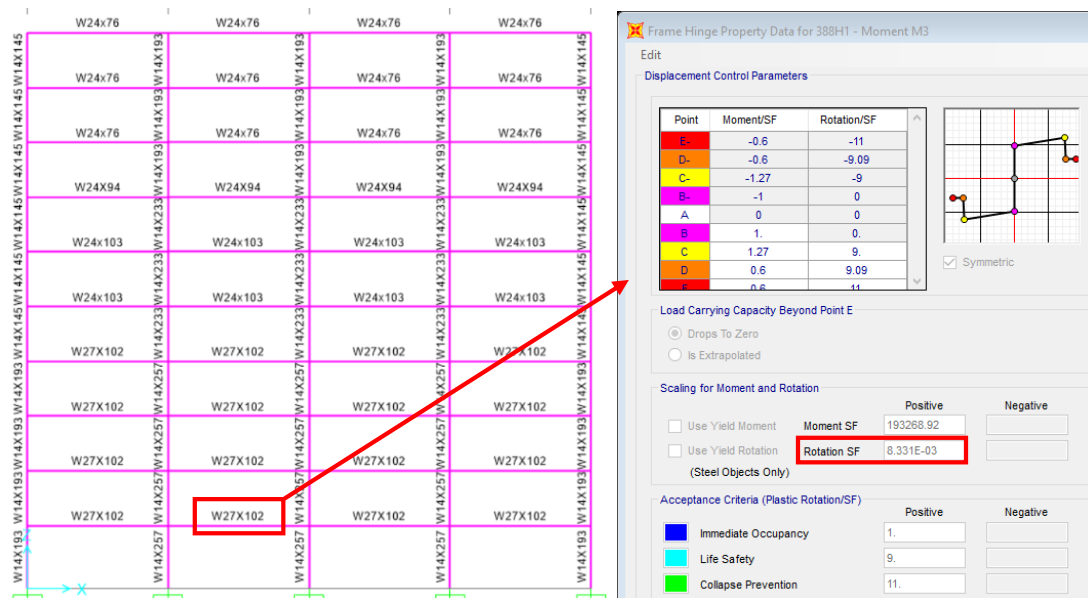
Datos sobre curva de capacidad	
Número de "steps" en análisis Pushover	158 pasos
Máximo desplazamiento alcanzado, S_{du}	205.3765 cm
Desplazamiento correspondiente a la aparición de la primera rótula en columna, S_{dy_c}	31.278 cm
Máximo cortante basal V_{b_max}	1,561,431.66 kgf
Cortante correspondiente a la aparición de la primera rótula en columna V_{y_c}	1,255,772.7 kgf

Tabla 5-6. Datos sobre la curva de capacidad en la dirección “Y” del modo 2.

Datos sobre curva de capacidad	
Número de "steps" en análisis Pushover	60 pasos
Máximo desplazamiento alcanzado, S_{du}	81.1743 cm
Desplazamiento correspondiente a la aparición de la primera rótula en columna, S_{dy_c}	22.067 cm
Máximo cortante basal V_{b_max}	1,580,245.95 kgf
Cortante correspondiente a la aparición de la primera rótula en columna V_{y_c}	1,189,611.23 kgf

Las figuras de arriba muestran los resultados del Pushover, por medio del modelo bilineal de esfuerzo-deformación considerando el *Strain Hardening* (endurecimiento por deformación) de las columnas y vigas, como el que se muestra en las Figuras F-5 y F-7 (Anexo F). Sin embargo, es posible verificar los resultados mediante un modelo elástico perfectamente plástico, el cual consiste en que el momento de plastificación es igual a $M_p = F_y * Z_x$. No obstante, para considerar en un modelo elasto-plástico el endurecimiento por deformación, algunos autores sugieren realizar el análisis utilizando el 125% del valor de M_p , o el 90% del mismo (K. Dirk Bondy & Bryan Allred, 2017). Por lo tanto, para el caso particular de este chequeo, se propone verificar el diagrama momento-rotación de la viga W27X102 del marco en la dirección X (ver Figura 5-14), con un incremento del $1.25M_p$.

Figura 5-14. Momento y rotación de plastificación de la viga W27X102.



Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Para un modelo elasto-plástico, el momento de plastificación, considerando el endurecimiento por deformación es igual a:

$$1.25M_p = 1.25(F_y * Z_{xb}) = (1.25) \left(35,153,500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right) (0.004998 \text{ m}^3) = 219,623.88 \text{ kgf} - \text{m}$$

Según el planteamiento del ASCE 41-13, se sabe que la rotación de plastificación de la viga es igual a la siguiente ecuación (ecuación 9-1 del ASCE 41-13):

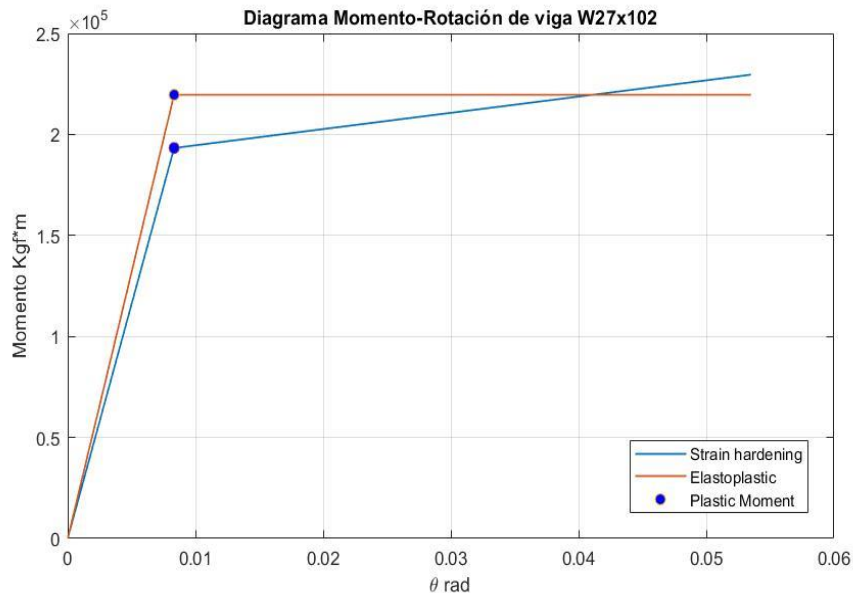
$$\theta_y = \frac{Z_{xb} F_y R_{yb} L_b}{6 E I_b}$$

Donde conociendo el valor de “L_b” que es igual al claro libre de la viga (entre rótulas plásticas) y los demás parámetros debido a la geometría y propiedades de la sección, se tiene:

$$\theta_y = \frac{(4,998.055 \text{ cm}^3) \left(3,515.35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) (1.1) (818.344 \text{ cm})}{(6) \left(2.1 * 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) (150,675.7761 \text{ cm}^4)} = 0.00833$$

Por lo tanto, puede observarse que la rotación cedente es igual a la calculada en el software (ver Figura 5-14). Ahora superponiendo los datos del modelo elasto-plástico, con el modelo de endurecimiento por deformación realizado por SAP2000, se obtiene la Figura 5-15.

Figura 5-15. Diagrama de momento rotación de la viga W27X102, de los modelos elasto-plástico y de endurecimiento por deformación (realizado en SAP2000).



Puede notarse que ambos modelos son similares, por lo tanto puede decirse que los resultados obtenidos del SAP2000, son satisfactorios.

5.5. Desplazamiento máximo anticipado en el techo

Con el objetivo de verificar si la relación de columna fuerte - viga débil, propuesta en un diseño por capacidad, se conserva en un análisis estático no lineal, es necesario proyectar el máximo desplazamiento anticipado en el techo, versus la curva de capacidad; es decir, verificar si el desplazamiento correspondiente a la rótula plástica en la columna, no sobrepasa el límite de Δ_{techo} .

El máximo desplazamiento anticipado en el techo se puede encontrar utilizando el espectro elástico de diseño (idealizado para un sistema de un grado de libertad). Convirtiendo dicho espectro en un sistema de varios grados de libertad, a través de la función de participación para un modo de vibración y un nivel de piso “ n_i ” en particular (nivel de techo como punto de control). Esto se debe a que generalmente se asume que el máximo desplazamiento inelástico y el máximo desplazamiento elástico son aproximadamente iguales; según las investigaciones de Newmark, N. M (1960), mostradas en la sección “2.7.5”.

La relación que existe entre la aceleración espectral elástica máxima y el desplazamiento espectral máximo a partir de un espectro de respuesta idealizado, la cual se asume por el código ASCE 7-16 es:

$$S_a = \omega^2 S_d$$

$$S_d = S_a / \omega^2$$

Por dinámica se sabe que $\omega = 2\pi/T$; siendo:

S_a : Aceleración espectral.

S_d : Desplazamiento espectral.

ω : Frecuencia natural.

T : Periodo de la estructura.

Del análisis modal espectral realizado en SAP2000, se ha determinado que el periodo correspondiente al modo 1 de vibración tanto en “X” como en “Y” son de 1.903seg y de 2.062seg, respectivamente; además que la aceleración

espectral correspondiente a dichos periodos, en base al espectro del RNC-07 (ver Figura 3-1); son de 0.5192 g y 0.4790 g. Por lo tanto, el desplazamiento espectral, basado en un sistema de un grado de libertad, con un periodo correspondiente a los modos antes mencionados, se calcula como:

$$S_{d1_x} = \frac{(0.5192)(981\text{cm/s}^2)}{\left(\frac{2\pi}{1.903\text{s}}\right)^2} = 46.729 \text{ cm}$$

$$S_{d1_y} = \frac{(0.4790)(981\text{cm/s}^2)}{\left(\frac{2\pi}{2.062\text{s}}\right)^2} = 50.651 \text{ cm}$$

Respecto al modo de vibración 2, se ha determinado que los periodos tanto en “X” como en “Y” son de 0.662seg y de 0.698seg, respectivamente; además que las aceleraciones espectrales correspondientes a dichos periodos, en base al espectro del RNC-07 son de 1.491 g y 1.415 g. Por lo tanto, el desplazamiento espectral, basado en un sistema de un grado de libertad, con un periodo correspondiente a los modos antes mencionados, se calcula como:

$$S_{d2_x} = \frac{(1.491)(981\text{cm/s}^2)}{\left(\frac{2\pi}{0.662\text{s}}\right)^2} = 16.273 \text{ cm}$$

$$S_{d2_y} = \frac{(1.415)(981\text{cm/s}^2)}{\left(\frac{2\pi}{0.698\text{s}}\right)^2} = 17.164 \text{ cm}$$

Debido a que el edificio es un sistema de varios grados de libertad, y no un sistema de un solo grado de libertad, el desplazamiento anticipado del techo se puede calcular usando la función de participación Γ_1 y Γ_2 , correspondiente a las direcciones de análisis X y Y (para mayor detalle de la obtención de Γ_1 y Γ_2 , ver anexo E-9).

Modo 1

$$\Gamma_{1_X} = \begin{bmatrix} 1.3383 \\ 1.2862 \\ 1.1989 \\ 1.0815 \\ 0.9479 \\ 0.7961 \\ 0.6345 \\ 0.4734 \\ 0.3061 \\ 0.1389 \end{bmatrix}$$

Modo 2

$$\Gamma_{2_X} = \begin{bmatrix} -0.5209 \\ -0.3825 \\ -0.1692 \\ 0.0680 \\ 0.2621 \\ 0.3921 \\ 0.4399 \\ 0.4031 \\ 0.2973 \\ 0.1457 \end{bmatrix}$$

$$\Gamma_{1_Y} = \begin{bmatrix} 1.3666 \\ 1.2962 \\ 1.1948 \\ 1.0640 \\ 0.9124 \\ 0.7553 \\ 0.5899 \\ 0.4234 \\ 0.2678 \\ 0.1193 \end{bmatrix}$$

$$\Gamma_{2_Y} = \begin{bmatrix} -0.5516 \\ -0.3938 \\ -0.1660 \\ 0.0878 \\ 0.3059 \\ 0.4398 \\ 0.4813 \\ 0.4320 \\ 0.3153 \\ 0.1537 \end{bmatrix}$$

Es importante destacar que la forma que tomaría la estructura inelástica cuando es empujada hasta el desplazamiento de techo en el primer modo, no será la misma forma que tomará la estructura elástica. La cedencia de las vigas cambiaría la forma del desplazamiento. Sin embargo, es razonable empujar el techo inelásticamente hacia el mismo desplazamiento elástico (K. Dirk Bondy and Bryan Allred, 1996). Por lo tanto, si los desplazamientos elásticos e inelásticos son aproximadamente iguales (Newmark, N. M, 1960), el desplazamiento en el techo puede ser calculado a partir del espectro de respuesta elástico:

$$\Delta_{techo_x} = S_{d1_x} * |\Gamma_{1_{x_{techo}}}| = 46.729 \text{ cm} * (1.3383) = 62.5295 \text{ cm} \quad (\text{Modo 1})$$

$$\Delta_{techo_y} = S_{d1_y} * |\Gamma_{1_{y_{techo}}}| = 50.651 \text{ cm} * (1.3666) = 69.2242 \text{ cm} \quad (\text{Modo 1})$$

$$\Delta_{techo_x} = S_{d2_x} * |\Gamma_{2_{x_{techo}}}| = 16.2731 \text{ cm} * (0.5209) = 8.4773 \text{ cm} \quad (\text{Modo 2})$$

$$\Delta_{techo_y} = S_{d2_y} * |\Gamma_{2_{y_{techo}}}| = 17.1645 \text{ cm} * (0.5516) = 9.4682 \text{ cm} \quad (\text{Modo 2})$$

Por consiguiente, utilizando el desplazamiento anticipado en el techo, es posible superponerlo en la curva de capacidad, y así determinar la localización de las formaciones anticipadas de rótulas. En las Figuras 5-16, 5-17, 5-18 y 5-19, se muestran dichos datos:

Figura 5-16. (a) Desplazamiento espectral en X del modo 1 en curva de capacidad y (b) Nivel de daño de la estructura al momento de rótula plástica en columna (step 47).

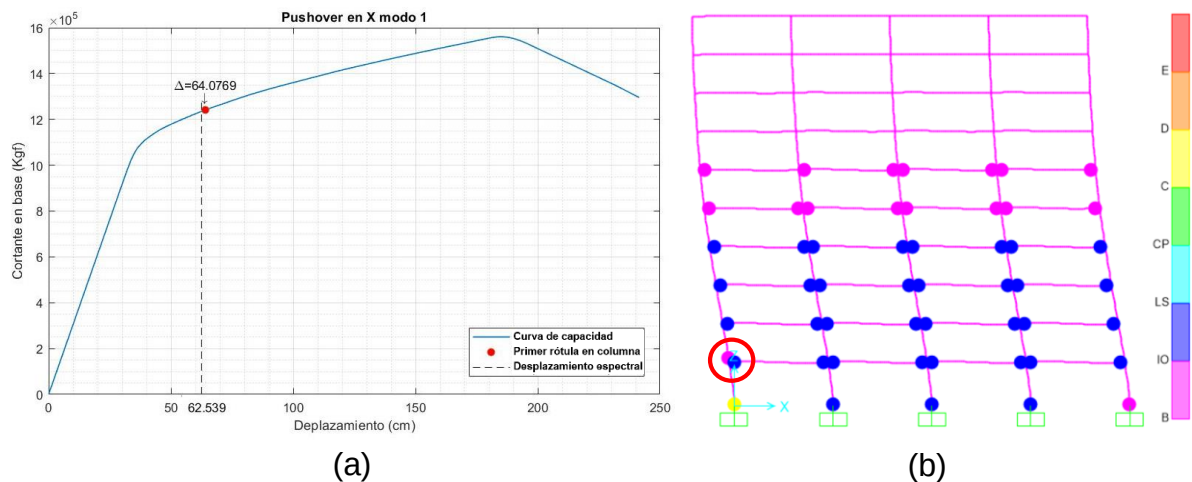


Figura 5-17. Desplazamiento espectral en Y del modo 1 en curva de capacidad y (b) Nivel de daño de la estructura al momento de rótula plástica en columna (step 36).

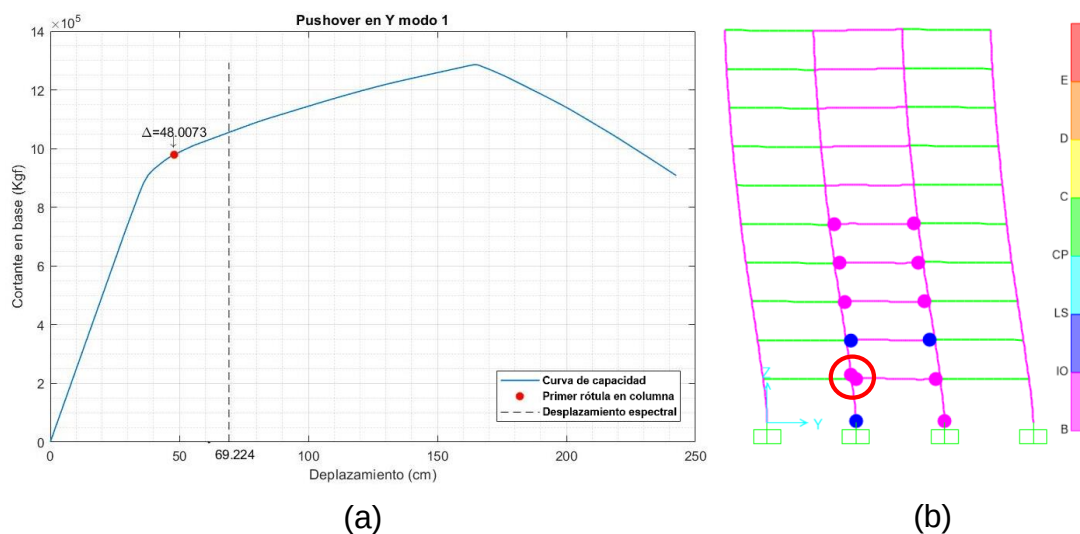


Figura 5-18. (a) Desplazamiento espectral en X del modo 2 en curva de capacidad y (b) Nivel de daño de la estructura al momento de rótula plástica en columna (step 21).

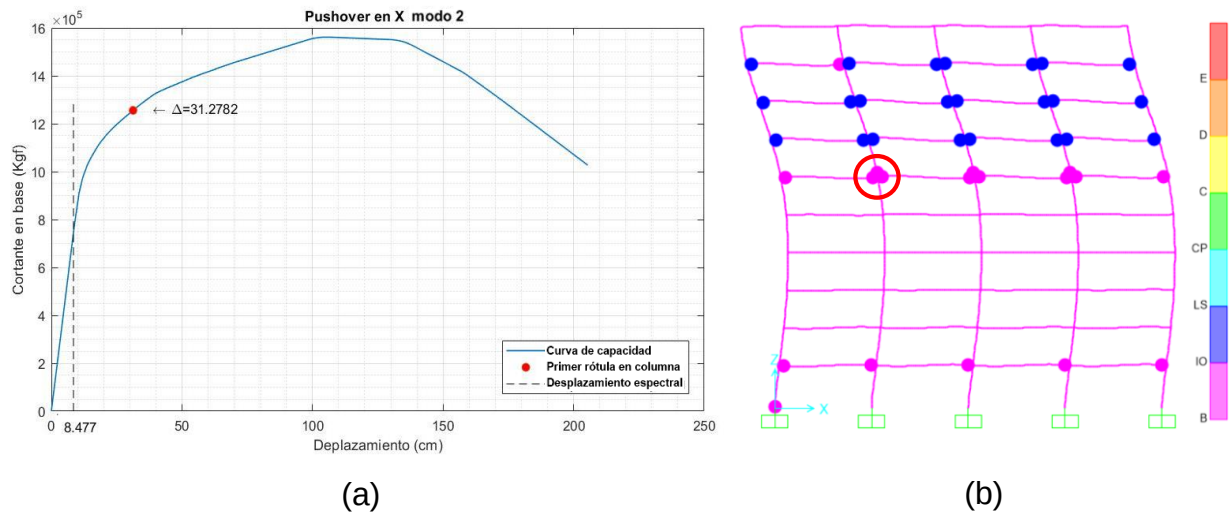
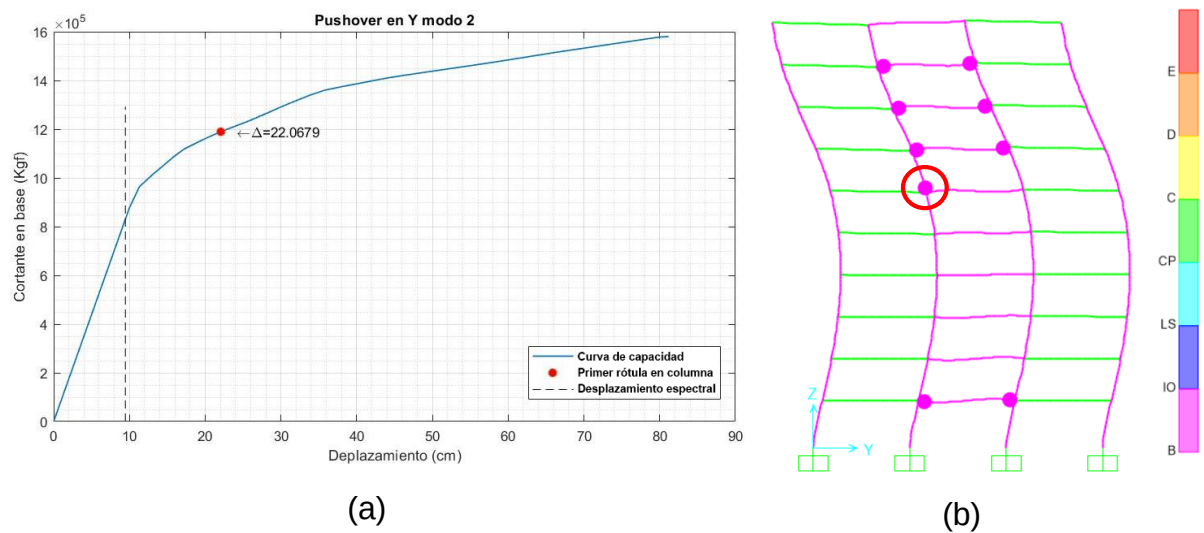


Figura 5-19. Desplazamiento espectral en Y del modo 2 en curva de capacidad y (b) Nivel de daño de la estructura al momento de rótula plástica en columna (step 13).



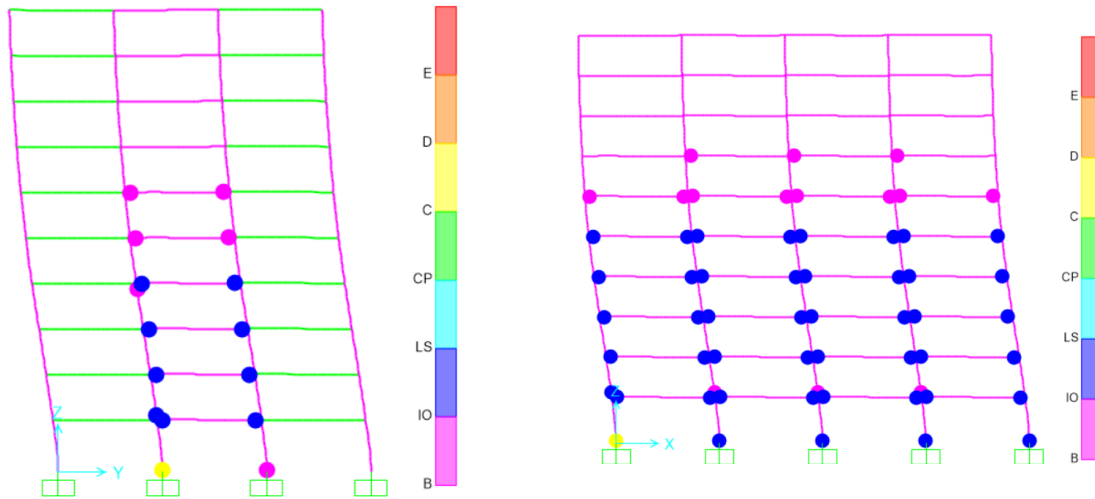
Nótese que podría también llegarse a casi el mismo desplazamiento de techo utilizando las fuerzas del cortante basal de diseño, que luego con la distribución de cortante en cada nivel del edificio, basado en la distribución vertical del análisis modal (ver Tabla 3-13), nos lleve a los desplazamientos elásticos de la Tabla 3-11, y entonces multiplicando el desplazamiento de techo por el factor de amplificación de desplazamiento inelástico ($Q\Omega$) del reglamento RNC-07, Art. 34 inciso b, poder llegar así al desplazamiento anticipado en el techo.

$$\Delta_{techo_x(inelastico)} = Q\Omega\Delta_{techo} = 4 * 2 * 8.963 = 71.704cm$$

Por otra parte, como puede observarse en la Figura 5-17, la rótula plástica en la primera columna de la dirección Y, queda más allá del desplazamiento espectral. Por lo tanto, el criterio de “columna fuerte - viga débil” no está cumpliéndose. Por ende, es necesario volver a diseñar el edificio, de tal modo que el diseño elástico sea satisfactorio luego de someterlo a un análisis plástico no lineal.

Posteriormente, se pudo observar que a medida que se avanza en los steps de carga Pushover, la formación de rótulas en las columnas continúa de tal modo que las vigas de los niveles superiores no se plastifican, por lo tanto no se cumple el criterio de diseño para un SMF, establecido en el AISC 341-16, sección E3.2, el cual establece que la mayor parte de las deformaciones inelásticas suceden primeramente en las rótulas de las vigas (ver Figura 5-20).

Figura 5-20. Nivel de daño de la estructura en la dirección Y y X del modo 1 (step 85).



Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

También es importante agregar, que como se menciona en el capítulo siguiente, el marco de la dirección X poseía suficiente redundancia estructural como para quedar fuera del límite de la aceleración espectral (ver Figura 5-16). No obstante, este solo ha quedado a un 2.4% del límite del desplazamiento espectral al momento de la primera rótula indeseada en columna, lo cual indica que el criterio columna fuerte - viga débil propuesto por AISC 341-16 podría no ser suficiente, ya que este podría presentar problemas para un terremoto ligeramente mayor que aquel para el cuál se está diseñando, además de que el desplazamiento anticipado no es estrictamente inelástico, un desplazamiento puramente inelástico podría perfectamente ser poco más de 2.4% mayor que aquel calculado elásticamente, por lo tanto, no se puede asegurar que la formación de esa rótula quede realmente fuera del desplazamiento creíble de la estructura.

CAPITULO VI: REDISEÑO DEL EDIFICIO

6.1. Introducción

A continuación, se muestra una solución simplificada del problema de la relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas (criterio columna fuerte - viga débil), ya que las soluciones pueden ser diversas e involucrar más factores que lleven a una solución óptima. Una de ellas, es lo discutido en un artículo publicado por Hamdy Abou-Elfath (2018), en el cual se habla sobre un modelo simplificado de fibra para análisis inelástico, en dónde se toma en consideración la distribución de la flexibilidad entre viga y columna. Sin embargo, en el presente capítulo, solo se han tomado en consideración recomendaciones de algunos autores, sobre la causa de traslación lateral de columna (mecanismo de piso).

Como se pudo observar en el capítulo anterior, es necesario rediseñar el edificio, de tal modo que cumpla con el criterio de columna fuerte - viga débil. Para ello, se ha tomado en consideración, en primer lugar, la importancia que implica la redundancia estructural (Bertero y Bertero, 1999). Esta importancia se pudo observar anteriormente, en el sistema de la dirección en Y, donde ocurrió un mecanismo traslacional de columna, a causa de no poseer suficiente redundancia estructural. Esto lo explican autores como Graham H. (2010), denotando que las columnas en un marco que no posee múltiples rutas de cargas para distribuir las fuerzas internas generadas por un sismo, son menos resistentes. Los resultados (a través del Pushover), en el marco de la dirección en Y, muestran la fragilidad indirectamente inducida.

Además, se puede destacar, que la relación columna fuerte - viga débil, de la columna que ha fallado en la dirección en Y (ver Figura 4-15), era de 0.800 (o como lo expresan otras literaturas de 1.21; relación columna / viga), lo cual, según recomendaciones de algunos autores como Paulay y Priestley (1992), es un valor óptimo, ya que al radicar en un rango de 0.800 o menor, esto permite que la columna se mantenga elástica aún al someterse a efectos no lineales. Sin embargo, como se pudo apreciar, la columna falló, por lo tanto no fue suficiente

dicha consideración, lo cual permite concluir que el problema en este marco radica en la redundancia estructural. No obstante, para este caso particular la redundancia estructural no lo es todo, ya que como pudo observarse en la Figura 4-14, el marco de la dirección X poseía suficiente redundancia estructural, pero la formación de su rótula plástica en columna, queda prácticamente dentro de la zona del desplazamiento espectral (ver Figura 5-16), haciendo notar que tanto la redundancia estructural como el rango de 0.800 en la relación de columna fuerte - viga débil, son complementarios para lograr obtener una solución satisfactoria.

En base a lo expresado anteriormente, se rediseñará el edificio, tomando en cuenta la redundancia estructural (en base a parámetros del ASCE 7-16), así como las recomendaciones de Paulay y Priestley (1992). Por consiguiente, los marcos contarán con un mínimo de 2 vanos (ver Anexo G.1), según lo establecido en la sección 12.3.4.2 del ASCE 7-16, y las secciones a emplear en el nuevo modelo (ver Anexos G.2 y G.3) harán radicar la relación viga / columna, de los niveles inferiores (1 al 5), en un rango de 0.800. Por otra parte, se repetirá el mismo procedimiento de diseño, establecido en los capítulos 3 y 4 del presente documento, en lo cual, por brevedad de este capítulo, solo se mostrarán los resultados más relevantes.

6.2. Derivas de piso

A continuación se muestran las derivas de piso en el edificio rediseñado en comparativa con las del primer diseño:

Tabla 6-1. Derivas de colapso. Dirección X. Según RNC-07.

Nivel	Altura (cm)	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Θ (rediseño)	Θ (1er diseño)	%Dif.
10	350	8.4749	0.3426	2.7409	0.0078	0.0092	18%
9	350	8.1323	0.5371	4.2969	0.0123	0.0146	19%
8	350	7.5952	0.7223	5.7786	0.0165	0.0185	12%
7	350	6.8729	0.8471	6.7764	0.0194	0.0201	4%
6	350	6.0258	0.8913	7.1308	0.0204	0.0221	8%
5	350	5.1345	0.9907	7.9258	0.0226	0.0237	5%
4	350	4.1437	1.0848	8.6780	0.0248	0.0239	4%
3	350	3.0590	1.1200	8.9600	0.0256	0.0254	1%
2	350	1.9390	1.1022	8.8178	0.0252	0.0259	3%
1	400	0.8367	0.8367	6.6939	0.0167	0.0184	10%

Tabla 6-2. Derivas de colapso. Dirección Y. Según RNC-07.

Nivel	Altura (cm)	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Θ (rediseño)	Θ (1er diseño)	%Dif.
10	350	8.4916	0.3325	2.6597	0.0076	0.0138	82%
9	350	8.1591	0.5315	4.2516	0.0121	0.0194	60%
8	350	7.6277	0.7225	5.7804	0.0165	0.0237	44%
7	350	6.9051	0.8589	6.8709	0.0196	0.0261	33%
6	350	6.0463	0.9196	7.3567	0.0210	0.0265	26%
5	350	5.1267	1.0183	8.1465	0.0233	0.0280	20%
4	350	4.1084	1.0899	8.7188	0.0249	0.0289	16%
3	350	3.0185	1.0824	8.6589	0.0247	0.0280	13%
2	350	1.9362	1.0764	8.6115	0.0246	0.0277	13%
1	400	0.8597	0.8597	6.8777	0.0172	0.0194	13%

Tabla 6-3. Derivas de servicio. Dirección X. Según RNC-07.

Nivel	Altura (cm)	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Θ (rediseño)	Θ (1er diseño)	%Dif.
10	350	8.4749	0.3426	1.0964	0.0031	0.0093	200%
9	350	8.1323	0.5371	1.7188	0.0049	0.0146	198%
8	350	7.5952	0.7223	2.3114	0.0066	0.0186	182%
7	350	6.8729	0.8471	2.7106	0.0077	0.0201	161%
6	350	6.0258	0.8913	2.8523	0.0081	0.0222	174%
5	350	5.1345	0.9907	3.1703	0.0091	0.0238	162%
4	350	4.1437	1.0848	3.4712	0.0099	0.0240	142%
3	350	3.0590	1.1200	3.5840	0.0102	0.0254	149%
2	350	1.9390	1.1022	3.5271	0.0101	0.0259	156%
1	400	0.8367	0.8367	2.6776	0.0067	0.0184	175%

Tabla 6-4. Derivas de servicio. Dirección Y. Según RNC-07.

Nivel	Altura (cm)	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Θ (rediseño)	Θ (1er diseño)	%Dif.
10	350	8.4916	0.3325	1.0639	0.0030	0.0139	363%
9	350	8.1591	0.5315	1.7006	0.0049	0.0194	296%
8	350	7.6277	0.7225	2.3121	0.0066	0.0238	261%
7	350	6.9051	0.8589	2.7484	0.0079	0.0261	230%
6	350	6.0463	0.9196	2.9427	0.0084	0.0266	217%
5	350	5.1267	1.0183	3.2586	0.0093	0.0280	201%
4	350	4.1084	1.0899	3.4875	0.0100	0.0290	190%
3	350	3.0185	1.0824	3.4636	0.0099	0.0281	184%
2	350	1.9362	1.0764	3.4446	0.0098	0.0278	184%
1	400	0.8597	0.8597	2.7511	0.0069	0.0194	181%

Tabla 6-5. Derivas de servicio. Dirección X. Según NTC-DF.

Nivel	Altura (cm)	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Θ (rediseño)	Θ (1er diseño)	%Dif.
10	350	8.4749	0.3426	0.3917	0.0011	0.00165	50%
9	350	8.1323	0.5371	0.6141	0.00175	0.00261	49%
8	350	7.5952	0.7223	0.826	0.00236	0.00331	40%
7	350	6.8729	0.8471	0.9686	0.00276	0.00359	30%
6	350	6.0258	0.8913	1.0192	0.00291	0.00395	36%
5	350	5.1345	0.9907	1.133	0.00323	0.00402	24%
4	350	4.1437	1.0848	1.2404	0.00354	0.00410	16%
3	350	3.0590	1.1200	1.281	0.00366	0.00416	14%
2	350	1.9390	1.1022	1.2604	0.00360	0.00412	14%
1	400	0.8367	0.8367	0.957	0.0024	0.0033	38%

Tabla 6-5. Derivas de servicio. Dirección Y. Según NTC-DF.

Nivel	Altura (cm)	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Θ (rediseño)	Θ (1er diseño)	%Dif.
10	350	8.4916	0.3325	0.4774	0.00136	0.00196	44%
9	350	8.1591	0.5315	0.7632	0.00218	0.00275	26%
8	350	7.6277	0.7225	1.0377	0.00296	0.00337	14%
7	350	6.9051	0.8589	1.2335	0.00352	0.00371	5%
6	350	6.0463	0.9196	1.3207	0.00377	0.00377	0%
5	350	5.1267	1.0183	1.4625	0.00407	0.00397	2%
4	350	4.1084	1.0899	1.5652	0.00417	0.00411	1%
3	350	3.0185	1.0824	1.5545	0.00415	0.00398	4%
2	350	1.9362	1.0764	1.546	0.00414	0.00394	5%
1	400	0.8597	0.8597	1.2347	0.00308	0.00275	11%

Cómo se puede apreciar tanto en dirección X como Y, las distorsiones de piso cumplen satisfactoriamente con lo establecido en el arto. 34 del RNC-07; bajo los límite de distorsión de 0.03 (para colapso) y 0.004 (para servicio).

6.3. Cortantes de piso

A continuación, en la Tabla 6-7, se muestran los cortantes de piso calculados del edificio rediseñado en comparativa con los del primer diseño. Donde el cortante basal en dirección X es de 260,926.30 kgf y en dirección Y de 274,080.04 kgf.

Tabla 6-7. Cortantes de piso

Nivel	Rediseño		Primer diseño		% Diferencia	
	V _x (kgf)	V _y (kgf)	V _x (kgf)	V _y (kgf)	X	Y
10	54,050.68	55,850.86	53,657.94	55,527.66	0.73%	0.58%
9	102,372.68	107,056.29	101,327.03	102,420.83	1.02%	4.33%
8	136,181.18	143,084.29	134,173.54	132,690.13	1.47%	7.26%
7	159,678.71	167,868.48	157,431.16	152,647.76	1.41%	9.07%
6	177,932.29	186,773.66	176,513.88	168,083.39	0.80%	10.01%
5	195,316.14	204,692.71	194,221.21	183,608.14	0.56%	10.30%
4	213,491.18	223,726.28	212,228.34	200,952.39	0.59%	10.18%
3	232,444.51	243,803.68	230,966.25	219,903.28	0.64%	9.80%
2	249,808.34	262,296.44	248,066.86	238,198.71	0.70%	9.19%
1	260,926.30	274,080.04	259,220.95	250,416.83	0.65%	8.63%

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

6.4. Relación Demanda / Capacidad en vigas del sistema sismorresistente

En las Figuras 6-1 y 6-2 se muestran los resultados de la relación Demanda / Capacidad en las vigas de cada marco analizado del edificio rediseñado.

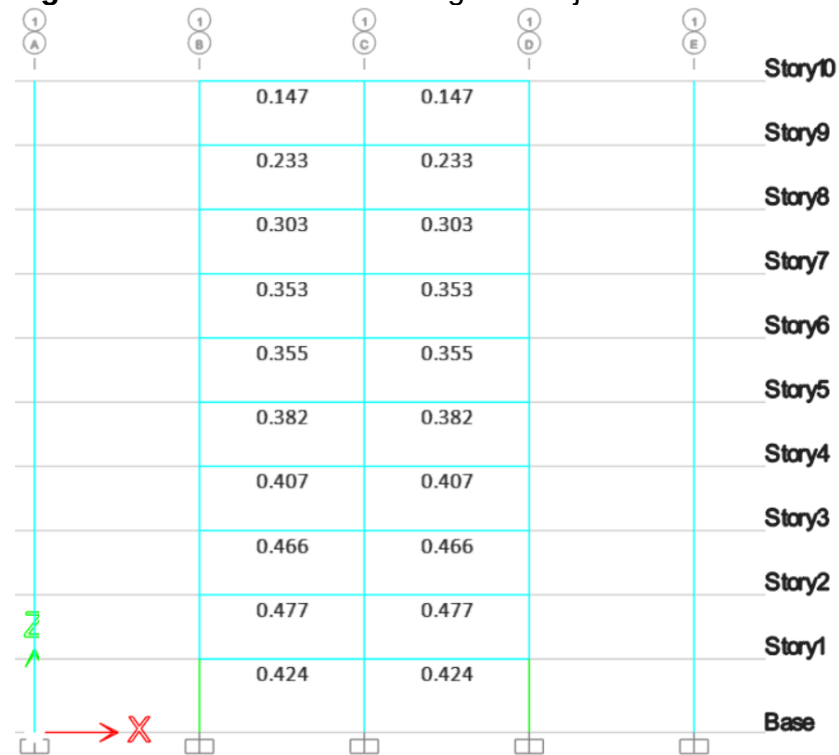
6.5. Relación Demanda / Capacidad en columnas del sistema sismorresistente

En las Figuras 6-3 y 6-4 se muestran los resultados de la relación Demanda / Capacidad de las columnas de cada marco analizado del edificio rediseñado.

6.6. Revisión del criterio “Columna fuerte - Viga débil”

En las Figuras 6-5 y 6-6 se muestran los resultados de la revisión del criterio “Columna fuerte - Viga débil” de las columnas de cada marco analizado del edificio rediseñado.

Figura 6-1. Relación D/C en vigas de Eje 1.

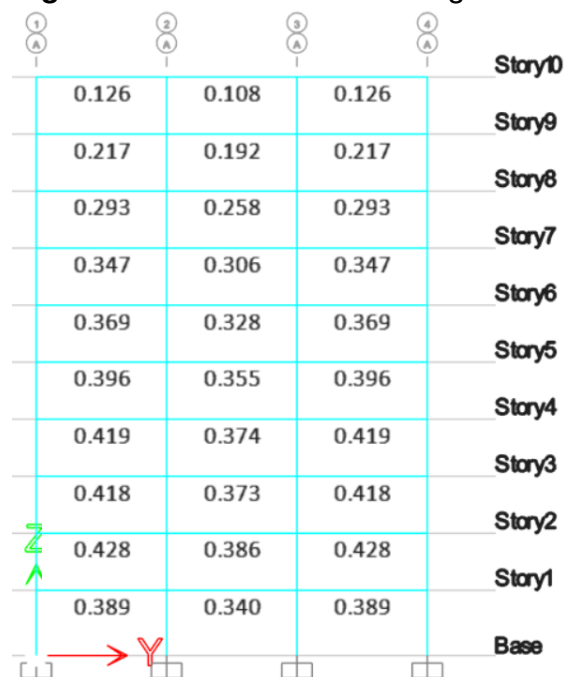


	1	2	3	4	5
Story10		0.147	0.147		
Story9		0.233	0.233		
Story8		0.303	0.303		
Story7		0.353	0.353		
Story6		0.355	0.355		
Story5		0.382	0.382		
Story4		0.407	0.407		
Story3		0.466	0.466		
Story2		0.477	0.477		
Story1		0.424	0.424		
Base					

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La relación D/C para el Eje 1 es igual en el Eje 4.

Figura 6-2. Relación D/C en vigas de Eje A.



	1	2	3	4
Story10	0.126	0.108	0.126	
Story9	0.217	0.192	0.217	
Story8	0.293	0.258	0.293	
Story7	0.347	0.306	0.347	
Story6	0.369	0.328	0.369	
Story5	0.396	0.355	0.396	
Story4	0.419	0.374	0.419	
Story3	0.418	0.373	0.418	
Story2	0.428	0.386	0.428	
Story1	0.389	0.340	0.389	
Base				

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La relación D/C para el Eje A es igual en el

Figura 6-3. Relación D/C en columnas de Eje 1.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La Relación D/C para el Eje 1 es igual en el Eje 4.

Figura 6-4. Relación D/C en columnas de Eje A.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La Relación D/C para el Eje A es igual en el Eje E.

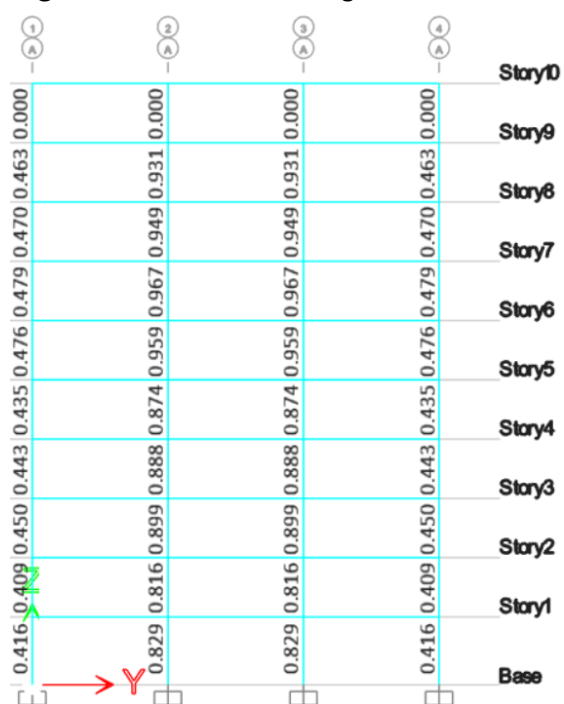
Figura 6-5. Relación Viga / Columna en Eje 1.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La relación para el Eje 1 es igual en el Eje 4.

Figura 6-6. Relación Viga / Columna en Eje A.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: La relación para el Eje A es igual en el Eje E.

6.7. Definición de las rótulas plásticas

Cómo se pudo apreciar en la sección 4.9.1 de este documento, inicialmente se asumió una distancia de la rótula plástica a la cara de la columna de 20 cm ($Sh = 20$ cm), que en muchas memorias de cálculo, es un valor mínimo recomendado cuando no se conoce la conexión precalificada a emplear. Sin embargo, es evidente que el diseñador debería definir el tipo de conexión a utilizar antes de empezar a dimensionar el sistema sismorresistente, ya que parámetros precisos llevarán a resultados más concluyentes y seguros. El modelo, aunque cumpla con lo establecido en códigos, si este se deja muy ajustado a los criterios límites sin conocer aún el tipo de conexión a emplear, se puede generar un problema si al definir la conexión final, esta, define un “ Sh ” mucho mayor de lo estimado. Una variación en la demanda, por pequeña que sea, en un modelo muy ajustado puede resultar en sobrepasar lo normado por los códigos. Por lo tanto, en vez de trabajar con estimaciones, se optó por definir el tipo de conexión precalificada a emplear, en el caso particular de esta investigación una conexión tipo “End-Plate” (ver Anexo H), teniéndose ahora un $Sh = 40$ cm.

6.8. Resultados del Pushover

A continuación se muestran los resultados del Pushover, en el cual, nuestro valor de interés es el desplazamiento esperado a nivel de techo y el desplazamiento que corresponde a la primera rótula en columna; y ya que el procedimiento de análisis y su aplicación son idénticos a los de las secciones 5.4 y 5.5 de este documento, solo se presentará un resumen de los resultados. Por otra parte, en esta sección, no se hará mención al Pushover que corresponde al modo 2 de cada dirección de análisis, ya que los resultados como se pueden observar en las Figuras 5-18 y 5-19, no son críticos en comparación al modo 1. Además, según Anil Chopra (2014), la contribución del modo fundamental (modo 1) a la distribución de fuerzas sísmicas efectivas, es la más grande, y también expresa que la contribución modal a estas fuerzas disminuye poco a poco para los modos superiores.

Tabla 6-8. Datos sobre la curva de capacidad en la dirección “X” del modo 1 (Rediseño).

Datos sobre curva de capacidad:	
Número de "steps" en análisis Pushover	152 pasos
Máximo desplazamiento alcanzado, S_{du}	197.816 cm
Desplazamiento correspondiente a la aparición de la primera rótula en columna, S_{dy_c}	83.089 cm
Máximo cortante basal V_{b_max}	1,354,122.59 kgf
Cortante correspondiente a la aparición de la primera rótula en columna V_{y_c}	1,168,371.48 kgf

Tabla 6-9. Datos sobre la curva de capacidad en la dirección “Y” del modo 1 (Rediseño).

Datos sobre curva de capacidad:	
Número de "steps" en análisis Pushover	96 pasos
Máximo desplazamiento alcanzado, S_{du}	126.180 cm
Desplazamiento correspondiente a la aparición de la primera rótula en columna, S_{dy_c}	94.26 cm
Máximo cortante basal V_{b_max}	1,404,929.09 kgf
Cortante correspondiente a la aparición de la primera rótula en columna V_{y_c}	1,299,125.81 kgf

Figura 6-7. (a) Desplazamiento espectral en X del modo 1 en curva de capacidad y (b) Nivel de daño de la estructura al momento de rótula plástica en columna (Step 60).

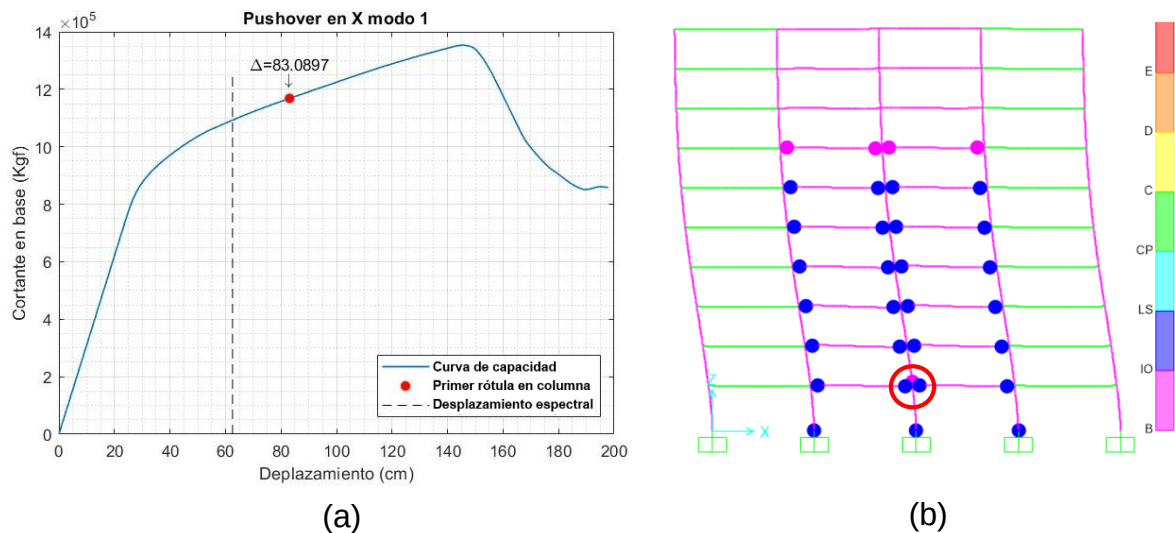
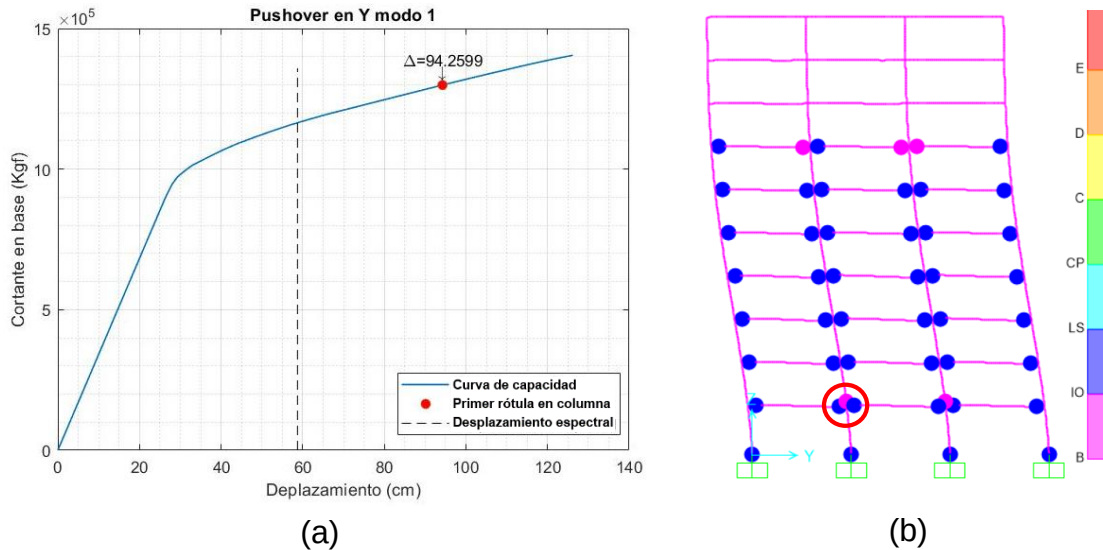


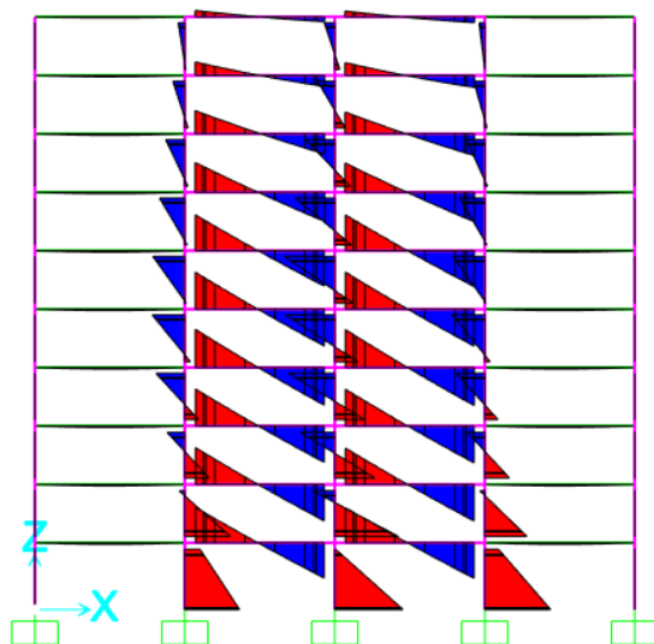
Figura 6-8. (a) Desplazamiento espectral en Y del modo 1 en curva de capacidad y (b) Nivel de daño de la estructura al momento de rótula plástica en columna (Step 65).



Cómo puede observarse se han obtenido mejores resultados, lo cual ha implicado considerar como mínimo 2 vanos en cada marco sismorresistente, además de inducir que la relación entre la resistencia flexional de columnas y vigas radique en un rango de 0.800 o menor, para los niveles inferiores, ya que son estos los que estarán sometidos a los mayores esfuerzos normales (ver Figura 6-9). Los niveles superiores poseerán menores sollicitaciones de momento, lo cual, hace que a medida que avanza el número de pasos del Pushover, las columnas de los niveles inferiores tiendan a ceder con mayor facilidad que las columnas de los niveles superiores, ya que las vigas de los niveles superiores no ceden y por lo tanto las columnas tienden a ceder primero, además de que estas poseen una mayor flexibilidad que las vigas (ver Figura 6-10).

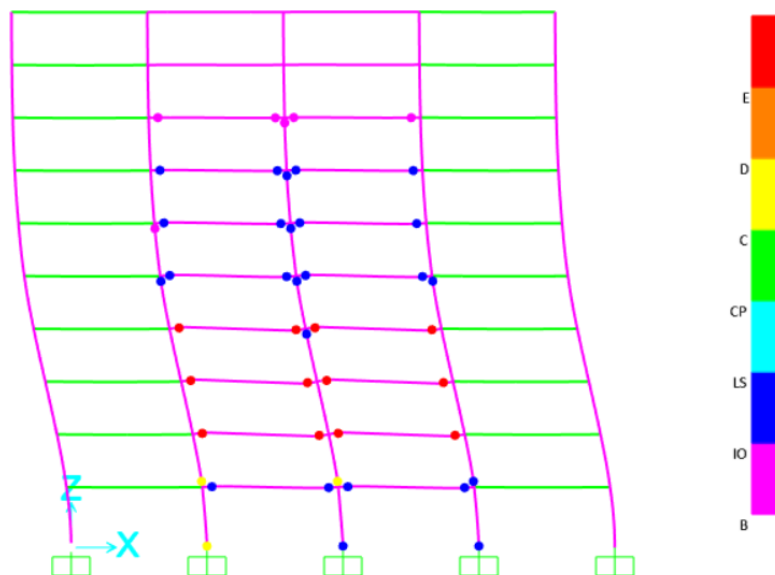
Por otra parte, el lector se estará preguntando ¿Por qué no simplemente se bajan las dimensiones de las vigas para que estas cedan con mayor facilidad? Esta no es una muy buena solución, ya que el concepto de los marcos sismorresistentes, es que las vigas sean mucho más rígidas que las columnas (Chopra A. 2014). Es por ello, que es conveniente adoptar como rango óptimo, en la relación columna fuerte - viga débil, un rango de 0.800 o menor.

Figura 6-9. Diagrama de momento del Pushover en step 60. Instante de la formación de la primera rótula plástica en columna.



Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Figura 6-10. Último step (152) de carga del análisis Pushover para el modo 1 de la dirección en X, del rediseño.



Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Por otro lado, si se deseara incrementar el peralte o rigidez de la viga, esto causaría un mayor problema, ya que de proponerse una viga mucho más aperaltada, causaría que el edificio se comporte de una manera más rígida, por lo tanto, perdería ductilidad y a su vez tendría un comportamiento frágil.

Finalmente, se puede destacar que el edificio que se ha usado en el análisis, es simétrico en sus dos ejes ortogonales. Sin embargo, esto es difícil llevarlo a la realidad, ya que de una u otra manera los edificios presentan movimientos de torsión accidentales, además de que las variaciones espaciales en el movimiento del terreno pueden provocar la rotación (alrededor del eje vertical) de la base del edificio. Por lo tanto, cabe la pregunta. ¿Cuál sería el comportamiento de la relación columna fuerte - viga débil, para un edificio asimétrico? Ya que como lo explica Chopra A. (2014) la asimetría en planta tiene el efecto de (1) modificar el desplazamiento lateral y el cortante basal de un marco y (2) provocar torsión en el sistema, y en tal caso las fuerzas sísmicas inerciales en la dirección X también poseerían componente en la dirección Y; además de intervenir otros factores como las características del movimiento del terreno y la ubicación del marco en la planta del edificio.

Adicionalmente, también se mencionará, que algunos estudios, hechos a través de análisis Tiempo-Historia inelásticos, han llegado a la conclusión que bajo el MCE (Maximum Considered Earthquake), se pueden formar rótulas plásticas indeseadas en las columnas, aun considerando valores en la relación viga / columna en un rango de 0.800 o menor (Crisafulli, 2018). Sin embargo, cabe recalcar que los parámetros expuestos en los códigos inducen un diseño considerando 2/3 del MCE (como sismo de diseño); planteamiento basado en serviciabilidad (Ingiben, 2016). En el caso de querer considerar los efectos del MCE (que tiene una probabilidad de ocurrencia del 2% en 50 años), en un diseño basado en los 2/3 del MCE, se deben restringir lateralmente las alas y almas de las columnas con rigidizadores, restricciones que deberán diseñarse para resistir una fuerza igual al 2% de la resistencia del ala de la viga (esto es $0.02 F_y b_{fb} t_{fb}$); para permitir que las columnas se mantengan elásticas aun fuera del panel nodal.

CONCLUSIONES

- 1- Tras haber realizado un análisis modal espectral el sistema sismorresistente ha mostrado resultados satisfactorios, cumpliendo las derivas de colapso, parámetro crítico y determinante en la estabilidad estructural, respetando los lineamientos del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07). Sin embargo, en cuanto a las derivas de servicio, se tendrían que refinar más en el modelo, aunque en este trabajo no se han considerado como un factor crítico, por no atender a la estabilidad estructural sino más bien a la estética. A pesar de ello, se analizaron más a detalle con la norma Mexicana NTC-DF, que dispone de un proceso más detallado para calcular las derivas de servicio contemplando el mismo límite que en el RNC-07 (0.004), donde sí se cumple satisfactoriamente.
- 2- El diseño de los marcos especiales resistentes a momento (SMF) cumple satisfactoriamente con los parámetros estipulados en las normativas estadounidenses AISC 3601-16 y AISC 341-16; para un edificio de diez niveles destinado para apartamentos. Parámetros determinantes como demanda / capacidad en vigas y columnas (que no sobrepasan el 0.9), así como la relación viga / columna (que radica en un rango de 0.9); siendo este último el parámetro más determinante en el diseño.
- 3- Tras analizar los marcos sismorresistentes, tanto en dirección X como en dirección Y, a través de un análisis Pushover modal, para una estructura de mediana altura, se ha observado que la respuesta dominante con respecto a la formación de rótulas plásticas en columnas, pertenece al empuje del primer modo de vibración.
- 4- Las demandas máximas en las columnas, tanto en dirección X como en dirección Y, se han revisado por medio del análisis Pushover modal, comparando los desplazamientos límite justo cuando se forma la primera

rótula indeseada en columna con el desplazamiento esperado a nivel de techo por cada modo de vibración en los marcos.

Para los marcos en dirección X, contemplando el modo 1, se ha observado que la primera rótula indeseada en columna ocurrirá a un desplazamiento de 64.0769 cm, mientras que el desplazamiento esperado a nivel de techo ocurrirá hasta 62.539 cm dejando un margen del 2.5%; margen que no resulta satisfactorio debido a que el desplazamiento anticipado en el techo no es estrictamente inelástico, un desplazamiento puramente inelástico podría resultar ligeramente mayor que aquel calculado y sobrepasar el límite.

En cuanto a los marcos en dirección Y, contemplando el modo 1, se ha observado que la primera rótula indeseada en columna ocurrirá a un desplazamiento de 48.0073 cm, mientras que el desplazamiento esperado a nivel de techo ocurrirá hasta 69.224 cm, para lo cual el criterio columna fuerte – viga débil no se cumple. Esto a pesar de que las relaciones de momentos viga / columna en los marcos radican en un rango de 0.9, indicando que el criterio columna fuerte - viga débil se cumpliría satisfactoriamente (según el AISC 341-16).

- 5- En base a los resultados obtenidos por medio del análisis Pushover modal, se ha concluido que era necesario rediseñar el edificio, para cumplir de forma más eficiente el criterio columna fuerte – viga débil.

En primer lugar, se ha considerado la importancia de la redundancia estructural, por lo ocurrido en los marcos de la dirección en Y, donde ocurrió un mecanismo traslacional de columna, a causa de no poseer suficiente redundancia estructural. Según varios autores, las columnas en un marco que no posee suficientes elementos para disipar las fuerzas internas generadas por un sismo, son menos resistentes.

En segundo lugar, se ha tomado la recomendación de autores como Paulay y Priestley (1992), que explican que es óptimo radicar la relación de momentos viga / columna en un rango de 0.800 o menor, para permitir que las columnas se mantengan elásticas aún al someterse a efectos no lineales. Esto último, por lo ocurrido en los marcos de la dirección en X, que a pesar de poseer buena redundancia estructural, al radicar su relación de momentos viga / columna en un rango de 0.900, no termina de garantizar un buen comportamiento estructural.

Por ende, los marcos (tanto en dirección X como en Y) abarcaron como mínimo dos vanos y en general tuvieron un arreglo de secciones que garantizó que la relación de momentos viga / columna radicara en un rango de 0.800 para los niveles inferiores (1 al 5); que son los que poseen mayor demanda de momento. Luego de los cambios anteriormente mencionados y tras realizar nuevamente un análisis Pushover modal a la nueva configuración, para los marcos tanto en dirección X como en Y (con respecto al modo 1), se tiene que (respectivamente) la primera rótula indeseada en columna ocurrió a un desplazamiento de 83.0897 cm y 94.2599 cm, mientras que el desplazamiento espectral ocurrirá hasta 61.855 cm y 58.721 cm. Cumpliéndose así el criterio de columna fuerte – viga débil. Todo esto contemplando en conjunto una mejor redundancia y una relación de momentos viga / columna en un rango de 0.800.

RECOMENDACIONES

De manera general, se destacan aquellas líneas las cuales apuntan hacia objetivos valiosos convenientes a perseguir en futuros estudios. Así, se presentan también una serie de recomendaciones de investigación que se considera pueden complementar lo hasta aquí realizado y contribuir al desarrollo del tema de una forma natural.

- 1- Dado que la mayor parte de la población del territorio nacional se encuentra en una zona de alta sismicidad (Graben de Nicaragua), en la cual se pueden generar excitaciones sísmicas que hagan que las estructuras incursionen en el rango inelástico, se considera necesario complementar los lineamientos de diseño sísmico requeridos por el RNC-07, con una filosofía de diseño por desempeño para el diseño de edificios de mediana altura. De manera específica, se recomienda implementar el análisis incremental paso a paso (Pushover) como una opción de diseño.
- 2- La consideración del parámetro redundancia, en este trabajo, ha traído muy buenos resultados, por lo tanto, sería recomendable incorporar dicho parámetro de forma complementaria a lo ya establecido en el Reglamento Nacional de la Construcción de Nicaragua (RNC-07). Para ello, se pueden seguir los lineamientos de la sección 12.3.4 del ASCE 7-16, que a través de factores (según la redundancia presente en la estructura), incrementa la acción sísmica. También, se pudiera optar seguir el camino de muchos otros reglamentos, que consideran la redundancia aplicando una reducción del factor de respuesta R ; que en el caso del RNC-07 está dado como el producto de $Q \cdot \Omega$.
- 3- Se recomienda usar un factor de rigidez en la zona panel de 0.75 para los elementos sismorresistentes, ya que según pruebas realizadas por Hernández E. (2018), se comprobó que dicho factor, es lo suficientemente conservador y aproximado, que considerar un factor de rigidez igual a 1 (en

donde se considera la deformación de la zona panel). De esta manera se tiene un modelo computacional simple pero lo suficientemente preciso.

- 4- Para tomar en cuenta de forma implícita los efectos no lineales en la estructura, se recomienda radicar el cociente de la relación de momentos viga / columna en un rango de 0.800 o menor. Sin embargo, si se quisiera considerar los efectos del MCE (Maximun Considered Earthquake) en un diseño realizado por códigos (que solo consideran 2/3 del MCE como sismo de diseño por serviciabilidad), se tendría que restringir lateralmente las alas y almas de las columnas con rigidizadores, restricciones que deberán diseñarse para resistir una fuerza igual al 2% de la resistencia del ala de la viga.
- 5- Al momento de realizar un análisis incremental paso a paso Pushover, se recomienda tomar una distribución de fuerzas equivalente a aquella que proviene de los modos de vibración, ya que algunos autores sugieren que estas arrojan resultados más conservadores en comparación con una distribución de fuerzas del análisis estático equivalente.
- 6- Antes de realizar un análisis Pushover, se recomienda haber definido con antelación el tipo de conexión a utilizar, esto capturará de forma más realista la ubicación de las rótulas plásticas. Trabajar con recomendaciones para la ubicación de las rótulas podría presentar resultados no muy acertados cuando la estructura sea analizada inelásticamente.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Quito. 9 – 325.
- Aguilar R., Vielma J., Mora D. (2017). *Diseño y analisis de vigas de acero con seccion tip "I"*. Centro de investigación de la vivienda, Facultad de Ingenieria Civil y Ambiental. Escuela Politecnica Nacional, Ecuador, Vol. 19, pp 285-2037.
- AISC, (2006): *Seismic Design Manual*, American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL.
- AISC, (2016a), ANSI/AISC 341-16: *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction Inc., Chiaco, IL.
- AISC, (2016b), ANSI/AISC 360-16: *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL.
- AISC, (2016c), ANSI/AISC 358-16: *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction Inc., Chigaco, IL.
- Bertero, R y Bertero, V. (1999). *Redundacy in Earth-quake-Resistant Design*. Journal of Structural Engineering of the American Society of Civil Engeers, Vol. 125, No. 1, pp. 81-88.
- Bertero, V. V., Anderson, J. C. y Krawinkler, H. (1994): *Performance of steel building structures during the Northridge earthquake*. UCB/EERC-94/09, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkely.
- Bondy D. y Allred B. (2017): *Seneca Seismic Analysis and Design*. 5^{ta}. ed. (s.l). 121pp.
- Bondy Dirk K. y Allred B. (1996): *Seneca Seismic Analysis and Design*. Principles and Practice. 1^{er} ed. pp 86-101.

- Bondy Dirk K.(1996): *A More Rational Approach to Capacity Design of Seismic Moment Frame Columns*, Earthquake Spectra, Vol. 12, No. 3, August 1996
- Bondy Dirk K, M. EERI (1996). *A more rational approach to capacity design of seismic moment frame columns*. Englekirk & Sabol, Inc. (s.l). Vol. 12, No3. p. 1-8.
- Bondy, K. D. (1995). *Simplified Techniques for Predicting Inelastic Demands on Flexible moment Frame Members*. SEAOC Proceedings.
- Chopra Anil K. (2014). *Dinamica de Estructuras*. 4^{ta}. ed., University of California at Berkeley, pp 325-587.
- CSICaribe, ETABS (2016): *Steel frame design*, AISC 360-10. s.i.s.a. 156p.
- CSICaribe, SAP2000 (2020): *Steel frame design*, AISC 360-10. s.i.s.a. 167p.
- FEMA (2000a), FEMA-350: *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- Francisco Javier Crisafulli (2018): *Diseño sismorresistente de construcciones de Acero*. 5^{ta}.ed. pp.16-67; 97-116; 188-207, Mendoza, Argentina, Universidad Nacional de Cuyo.
- Gaceta Oficial de la ciudad de México (2020). *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo con comentarios*. Órgano de Difusión del Gobierno de la ciudad de México pp 35-42.
- García T., Javier K., Álvarez H., Amir C. (2014). *Análisis del efecto de No-horizontalidad de estratos en la Evaluación de Respuesta Sísmica de Sitio, en el Área Noroeste de la Zona Urbana de la Ciudad de Managua, Nicaragua*. Tesis de pregrado., UCA
- Graham H. Powel (2010). *Modeling for Structural Analysis, Behavior an Basics*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA. pp.379.

- Hamdy Abou-Elfath (2018). *Simplified fiber beam-column model for inelastic analysis of moment-resisting Steel frames*. Structural Engineering Department, Alexandra University, Egypt. EL SEVIER.
- Hernández Eliud (2018): *Análisis de la Zona del Panel de un pórtico SMF de acero utilizando ETABS*. Curso de Diseño por Desempeño. Civil Engineering School and Consulting INESA-TECH. [Video].
- Hernández, R., Fernández, C., y Baptista, M.P.. (2010). *Metodología de la Investigación* (5ª Ed.). México: McGraw Hill Educación.
- INID.Nicaragua. Instituto Nacional de Información de desarrollo (2018): *Cifras oficiales del censo poblacional*. (s.p.i).11pp.
- INETER (2005): *Estudio de la vulnerabilidad sísmica de Managua*. Informe final. Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales, Managua, NICARAGUA.
- Ingeben. (2016). *Categorías de Diseño Sísmico – ASCE 7 [Video]*. YouTube. <https://www.youtube.com/watch?v=aSIRv2d-4HM&t=407s>
- Mario Paz (1992): *Dinámica Estructural, Teoría y Cálculo*. 3^{er}. ed., Universidad de Lousville, USA; Reverté, p.239.
- Naeim Farzad (2001): *The Seismic Design Handbook*. 2^{da} ed. Springer science+Business media. Vol. 1, pp. 444-449.
- Páiz Edgardo J. y Bendaña Ronald A. (2015). *Análisis de amenaza sísmica y respuesta de sitio considerando el potencial del fallamiento superficial en el campus del Recinto Universitario Ruben Dario de la UNAN-Managua*. Tesis de pre-grado., UCA.
- Park, R and T. Paulay, 1975. *Reinforced Concrete Structures* (p. 545). John Wiley & Sons, Inc.
- Pulay, T y Priestley, M. N. J. (1992): *Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Buildings*, John Wilwy and Sons, Inc.

Sabelli R., Chia-Ming U., Bruneau M. (2011): *Ductile Design of Steel Structures*. 2^{da} ed. The MCGrow-Hill companies, New York. pp. 467-470.

SASID, Gobierno de la Ciudad de Mexico. (2020). *Normas Técnicas Complementarias y SASID*. CDMX.
<https://www.isc.cdmx.gob.mx/servicios/servicio/normas-tecnicas-complementarias-y-sasid>

SEAOC (1995): Vision 2000, *Performance based seismic engineering of buildings*, Vols. I y II: Conceptual framework. Structural Engineers Association of California.

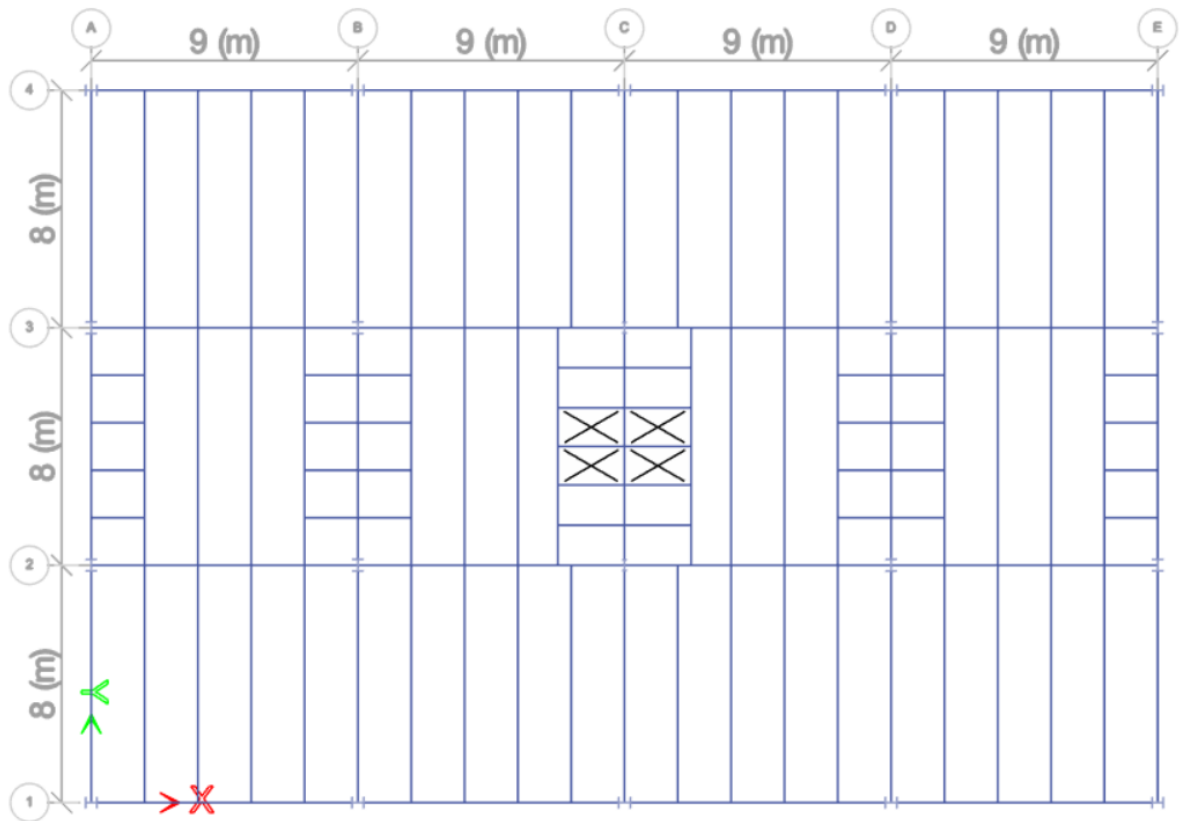
Veletsos, A. S., y Newmark, N. M(1960), *Effects of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Ground Motion, Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, Japón, Vol. II, pp 895-912.

Wilson Edward L. (2002): *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*. University of California at Berkeley. Computers and Structures. pp 272.

ANEXOS

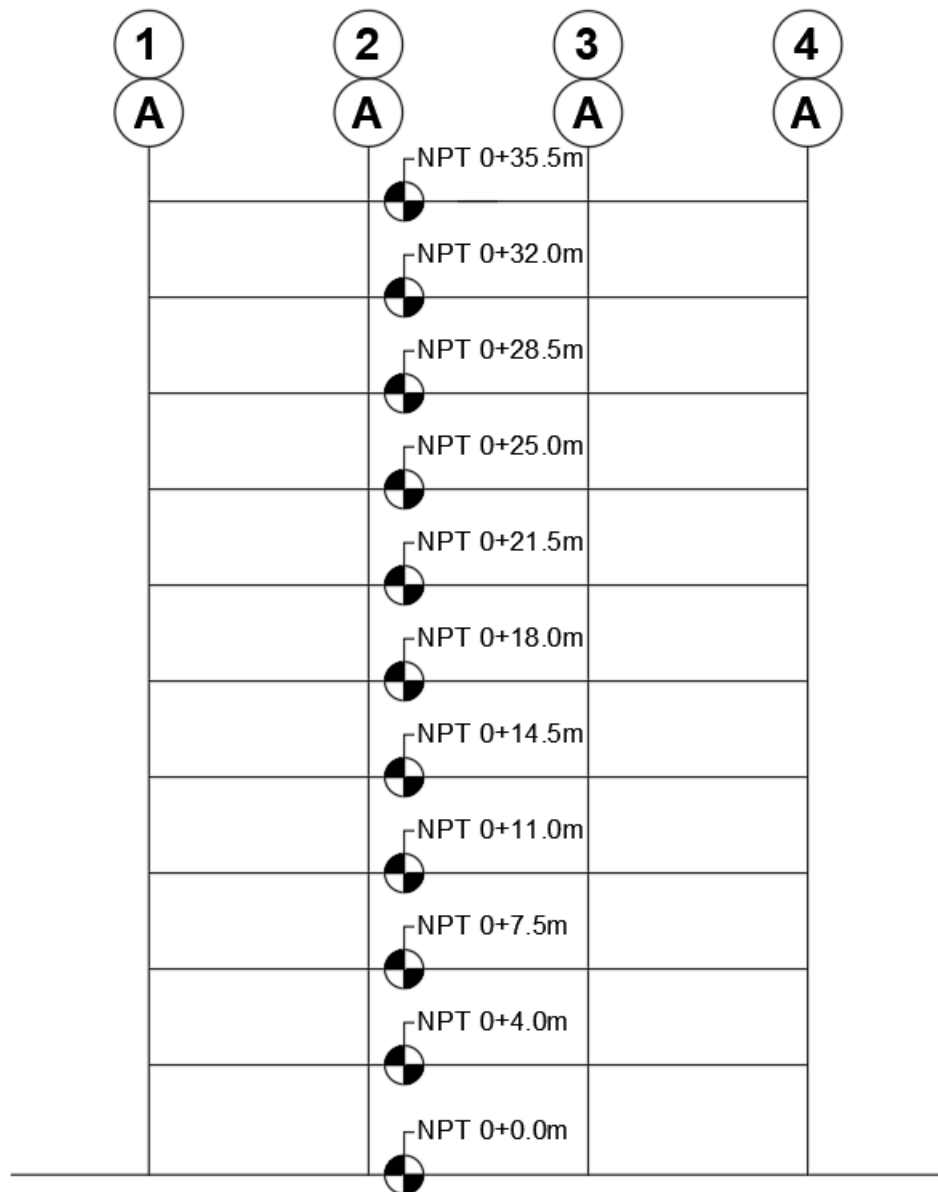
ANEXO A: DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL EDIFICIO

A.1. Planta típica del edificio a diseñar.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

A.2. Elevación del eje A del edificio a diseñar.

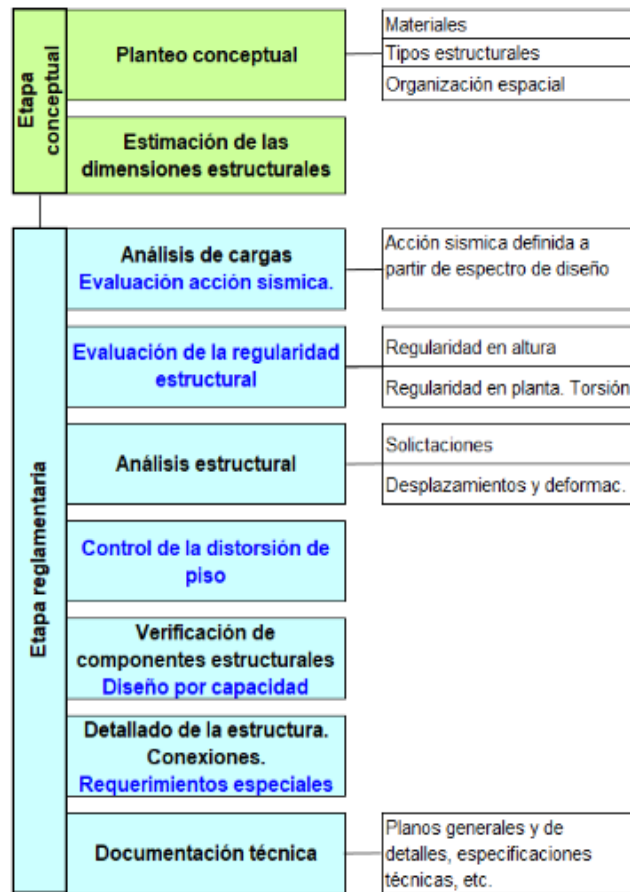


ANEXO B: ESQUEMAS

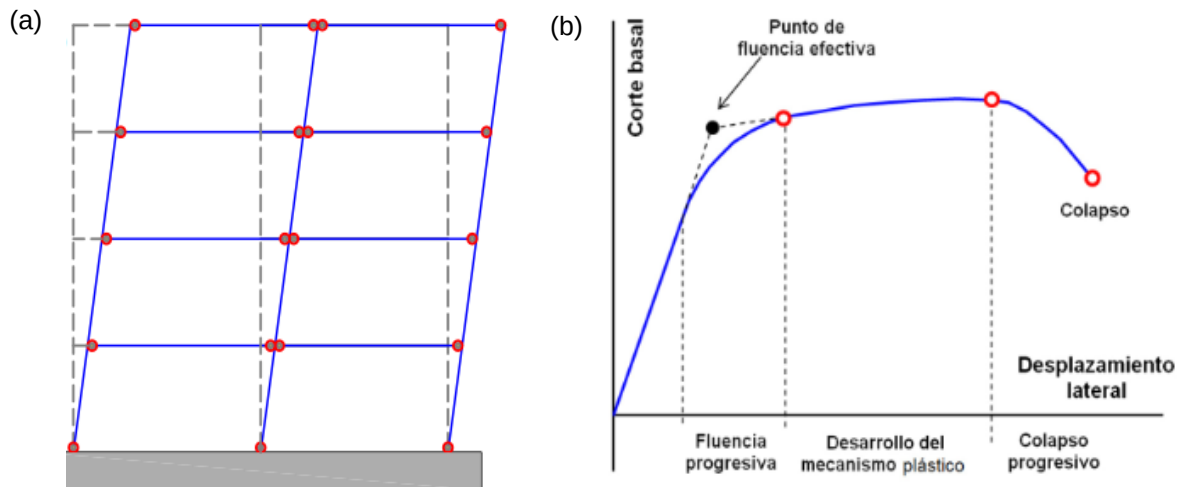
B.1. Resumen del procedimiento de diseño basado en fuerza, de acuerdo al ASCE y AISC.

Análisis de cargas	Determinación de cargas debidas a peso propio, sobrecargas de servicio, viento, nieve, etc, según reglamentación vigente.		
	- Evaluación de la acción sísmica (en dirección horizontal y vertical) - Zona sísmica y sitio de emplazamiento de la construcción → Espectro de diseño elástico - Destino de la construcción - Factores de respuesta estructural: R, Ω_0 y C_d.		
	Método estático	Método dinámico	
	- Periodo fundamental de vibración - Coeficiente sísmico (a partir del espectro de diseño) - Corte basal, $V=C W$, y distribución en altura de las fuerzas sísmicas	Análisis modal espectral	Análisis temporal
		Espectro de diseño	Registros de aceleración (compatibles con el espectro de diseño)
Evaluación de la regularidad estructural	- Regularidad en planta. Efectos torsionales → Momentos torsores por excentricidad accidental. - Regularidad en elevación		
Análisis estructural	- Modelación estructural - Análisis estructural para los distintos estados de carga (salvo la acción sísmica)		
	Análisis estructural para la acción sísmica		
	Método estático	Método dinámico	
	- Modelo estructural: Rigidez - Análisis estático con fuerzas laterales equivalentes	Análisis modal espectral	Análisis temporal
		- Modelo estructural: Rigidez y masa - Análisis modal - Combinación modal	- Análisis modal e integración temporal, o Integración temporal del sistema de ecuaciones. - Determinación de los valores máximos de respuesta.
	- Cálculo de esfuerzos internos (M, V, P), tensiones, desplazamientos y deformaciones. - Combinaciones de estados de carga según reglamento. - Determinación de valores máximos y mínimos para diseño (envolventes).		
Control de la distorsión de piso	Control de la distorsión de piso para diseño (a partir de los desplazamientos elásticos multiplicados por el factor de amplificación de desplazamientos, C_d)		
Verificación de componentes estructurales	- Diseño por capacidad: mecanismos plástico. - Dimensionamiento o verificación de vigas, columnas, muros, losas, riostras, etc. - Cálculo y verificación de fundaciones.		
Detallado estructural	- Cálculo de Conexiones - Detalles. Requerimientos especiales para estructuras sismorresistentes según reglamentación.		

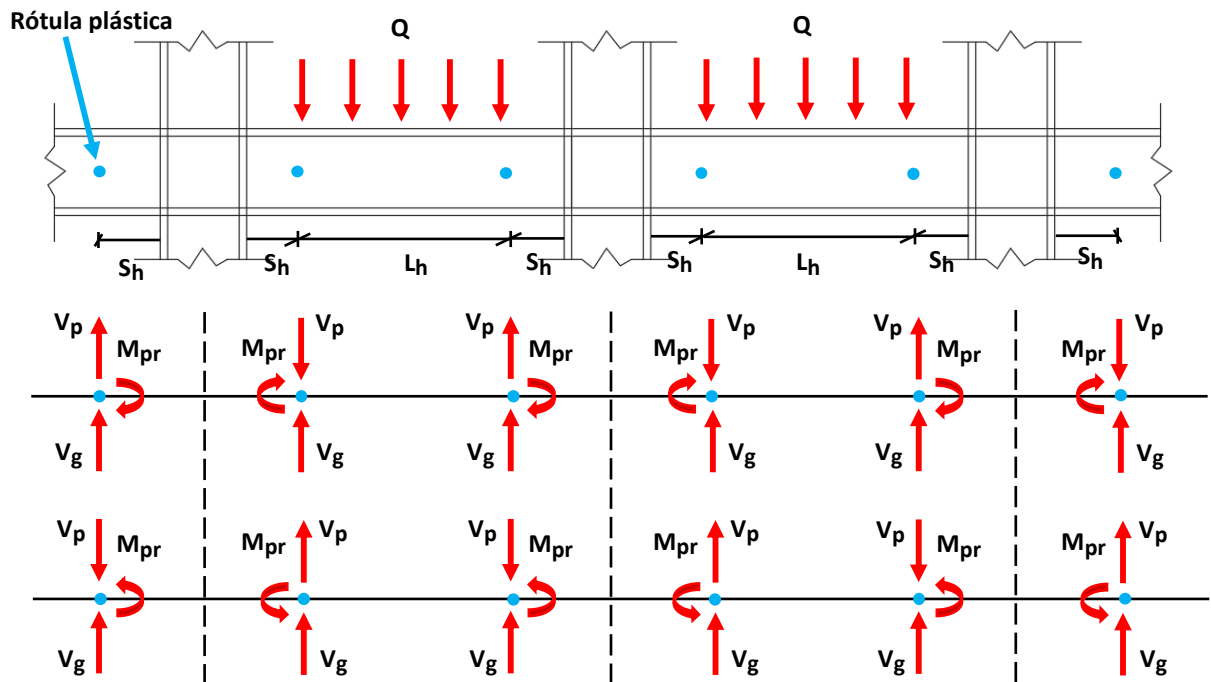
B.2. Etapas del procedimiento de diseño sismorresistente.



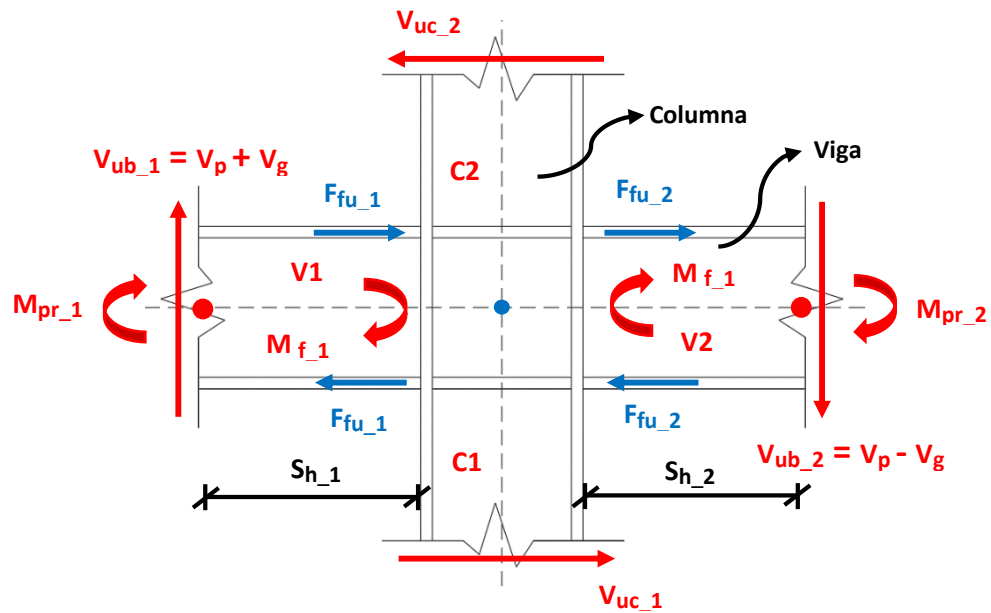
B.3. Comportamiento estructural, (a) mecanismo de deformación plástica y (b) respuesta corte basal-desplazamiento lateral.



B.4. Configuración de rótulas plásticas.

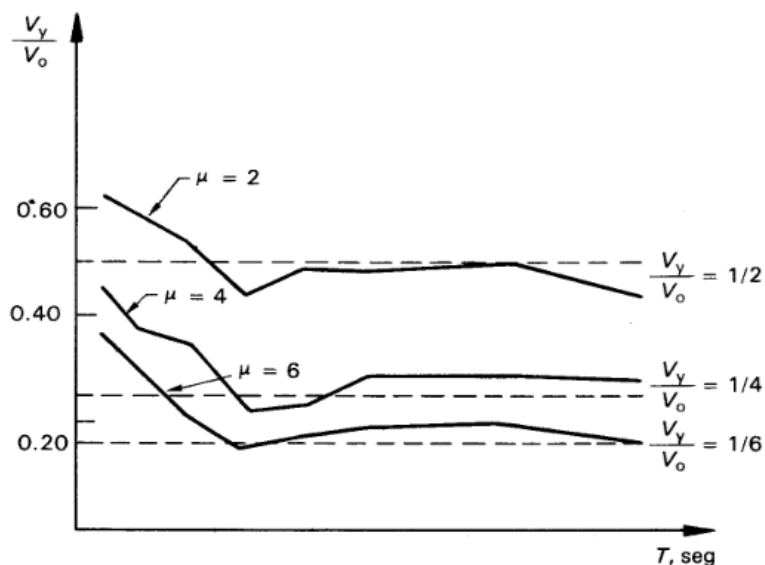


B.5. Esfuerzos actuantes en zona panel.



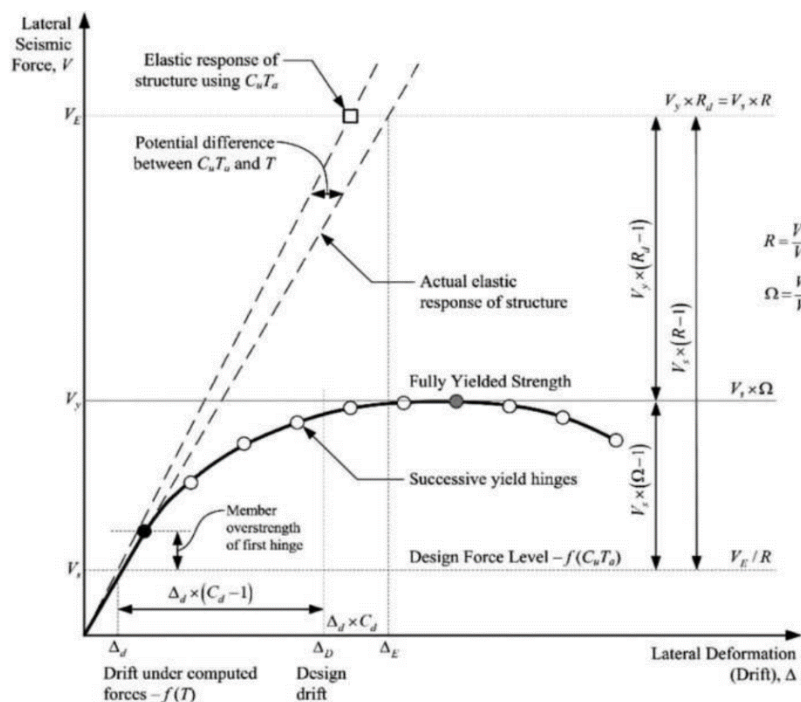
ANEXO C: GRÁFICAS

C.1. Relaciones entre la resistencia necesaria para sistemas elastoplásticos y las necesarias para sistemas elásticos con mismas propiedades iniciales, para resistir un mismo grupo de sismos.



Fuente: Diseño estructural de Meli Pirella.

C.2. Respuesta global del sistema, con indicaciones de los factores R , Ω_0 y C_d .

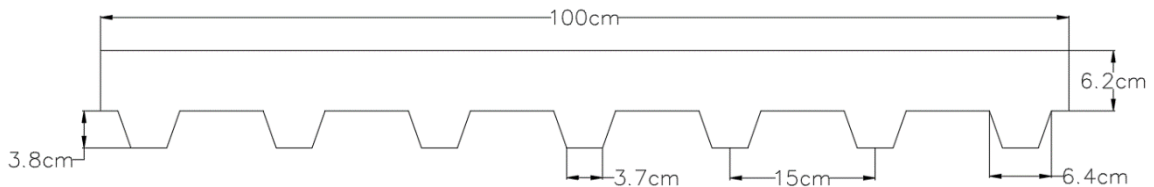


Fuente: ASCE 7-16.

ANEXO D: CALIBRACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL

D.1. Ajuste de la losa

Figura D-1. Sección de losa.



Para garantizar la fiabilidad del modelo computacional, se crearon dos modelos, uno en ETABS (v.18.1.1) y otro en SAP2000 (v.21.2.0). Dentro de los cuales primeramente se calibró la losa a emplear. La losa a usarse es una losa tipo Deck (ver Figura D.1). Este tipo de losa se puede modelar sin ningún problema en el programa ETABS, pero no así en el programa SAP2000 en donde se tiene que trabajar con una losa maciza equivalente. Además, en ambos casos, se generó como un elemento área tipo membrana, ya que no se desea conocer su deformación fuera del plano, sino solo su traslación en X y Y.

Para poder generar la losa equivalente se requiere de la sección de losa tipo Deck su inercia ($I = 4,720.31 \text{ cm}^4$) y su área ($A = 754.33 \text{ cm}^2$); para calcular el espesor de la losa equivalente (garantizando la misma inercia) y su relación de peso (factor para garantizar el mismo peso). A continuación se presentan los cálculos para los parámetros que se definirán en SAP2000 (ver Figura D.2 y D.3):

$$I_{\text{LosaDeck}} = I_{\text{LosaMaciza}} = \frac{\text{base} * \text{espesor}^3}{12}$$

$$\therefore \text{espesor} = \left(\frac{(4,720.31 \text{ cm}^4) * 12}{100 \text{ cm}} \right)^{\frac{1}{3}} = 8.274 \text{ cm}$$

$$\text{Relación}_{\text{peso}} = \frac{A_{\text{LosaDeck}}}{A_{\text{LosaMaciza}}} = \frac{754.33 \text{ cm}^2}{(8.274 \text{ cm})(100 \text{ cm})} = 0.91$$

Figura D-2. Parámetros de la losa equivalente en SAP2000.

Shell Section Data

Section Name: Losa colaborante

Section Notes: Modify/Show...

Display Color: [Color Selection]

Type:

- ☐ Shell - Thin
- ☐ Shell - Thick
- ☐ Plate - Thin
- ☐ Plate Thick
- ☒ Membrane
- ☐ Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Thickness:

- Membrane: 8.274
- Bending: 8.274

Material:

Material Name: + F'c = 250

Material Angle: 0.

Time Dependent Properties:

Set Time Dependent Properties...

Concrete Shell Section Design Parameters:

Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers:

Set Modifiers...

Temp Dependent Properties:

Thermal Properties...

OK Cancel

Figura D-3. Factores para modificación de las propiedades de la losa.

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Modifier	1
Membrane f22 Modifier	1
Membrane f12 Modifier	1
Bending m11 Modifier	1
Bending m22 Modifier	1
Bending m12 Modifier	1
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	1
Weight Modifier	0.91

OK Cancel

D.2. Calibración de resultados

Para seguir verificando la fiabilidad del modelo se revisarán los periodos por modo, participación efectiva de masas, el cortante basal y los desplazamientos en techo; así como el porcentaje de error entre los resultados. A continuación se muestran los datos obtenidos de los dos modelos:

Tabla D-1. Comparativa de periodos entre modelo en ETABS y modelo en SAP2000.

Caso	Modo	Periodo		% Error
		ETABS	SAP2000	
Modal	1	2.0380	2.062771	1.22%
Modal	2	1.8750	1.903929	1.54%
Modal	3	1.4020	1.650611	17.73%
Modal	4	0.6880	0.69859	1.54%
Modal	5	0.6540	0.664708	1.64%
Modal	6	0.4840	0.570797	17.93%
Modal	7	0.3810	0.386175	1.36%
Modal	8	0.3730	0.378589	1.50%

Nota: En la presente tabla se muestran los resultados más significativos.

Tabla D-2. Comparativa de participación efectiva de masas entre modelo en ETABS y modelo en SAP2000.

Modo	Participación efectiva de masa				% Error en ΣU_x	% Error en ΣU_y
	ETABS		SAP2000			
	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_x	ΣU_y		
1	0.0000	0.7774	0.0000	0.7815	0.00%	0.53%
2	0.7994	0.7774	0.8042	0.7815	0.60%	0.53%
3	0.7994	0.7774	0.8042	0.7815	0.60%	0.53%
4	0.7994	0.9056	0.8042	0.9096	0.60%	0.44%
5	0.9105	0.9056	0.9142	0.9096	0.41%	0.44%
6	0.9105	0.9056	0.9142	0.9096	0.41%	0.44%
7	0.9105	0.9487	0.9142	0.9516	0.41%	0.31%
8	0.9504	0.9487	0.953	0.9516	0.27%	0.31%

Nota: En la presente tabla se muestran los resultados más significativos.

Tabla D-3. Comparativa de cortante basal entre modelo en ETABS y modelo en SAP2000.

Caso	Cortante basal (tonf)				% Error en X	% Error en Y
	ETABS		SAP2000			
	X	Y	X	Y		
Sismo	259.2210	250.4168	260.0862	247.0455	0.33%	1.35%

Tabla D-4. Comparativa de desplazamientos entre modelo en ETABS y modelo en SAP2000.

Eje	Desplazamiento (cm)				% Error en X	% Error en Y
	ETABS		SAP2000			
	X	Y	X	Y		
1	8.9647	10.7065	9.5354	11.3246	6.37%	5.77%
2	8.1749	10.7065	8.4369	11.3246	3.21%	5.77%
3	8.1749	10.7065	8.4370	11.3246	3.21%	5.77%
4	8.9647	10.7065	9.5355	11.3246	6.37%	5.77%
A	8.9647	10.7065	9.5354	11.3246	6.37%	5.77%
B	8.9647	9.8180	9.5354	10.0888	6.37%	2.76%
C	8.9647	8.9295	9.5354	8.8530	6.37%	0.86%
D	8.9647	9.8180	9.5354	10.0888	6.37%	2.76%
E	8.9647	10.7065	9.5354	11.3246	6.37%	5.77%

Nota: Los desplazamientos mostrados corresponden al nodo superior izquierdo del marco en el eje mencionado.

En cuanto a los resultados obtenidos (Tablas D-1, D-2, D-3 y D-4) se puede apreciar que tanto el periodo, el cortante basal, la participación efectiva de masas y los desplazamientos son bastantes cercanos; por lo tanto la calibración se ha tomado como satisfactoria.

D.3. Verificación de la rigidez obtenida en el programa

Como parte de la validación y confiabilidad de los datos obtenidos en el programa (en este caso particular ETABS) se propone verificar la rigidez obtenida del programa, ya que de este parámetro dependen muchos de los análisis realizado en este documento, así como lo es el análisis dinámico modal espectral. Por lo tanto, para dicha verificación se usará el lenguaje de programación de MATLAB, usando la venta de edición “*Live Editor*”.

Por otra parte, por brevedad de este capítulo solo se verificará la rigidez lateral del marco sismorresistente en la dirección Y del 1^{er} nivel; del rediseño.

Seguidamente para una mejor manipulación y representación de los resultados, se tomarán las propiedades mecánicas de las secciones con respecto a la de las columnas; los datos de entrada se aprecian en la Figura D-4.

Figura D-4. Datos de entrada para la obtención manual de la rigidez.

```
% Propiedades secciones en función de la columna: [E, A, Ix] en
(Kgf/centimetro^2)
format
short
sec =
[
1    1 1
1    1 0.832
]; %Propiedades relativas de las
secciones L_c=1; %Longitud relativa
de la columna L_b=2; %Longitud
relativa de la viga

E=2.1E+6; %Modulo de Elasticidad
Ic=203953.4; %Inercia en X de
columna L_col=400; %Longitud de
Columna
```

Fuente: MATLAB.

La matriz de rigidez para un elemento prismático, obtenida de las ecuaciones de pendiente-deflexión y considerando la deformación por cortante, está dada por:

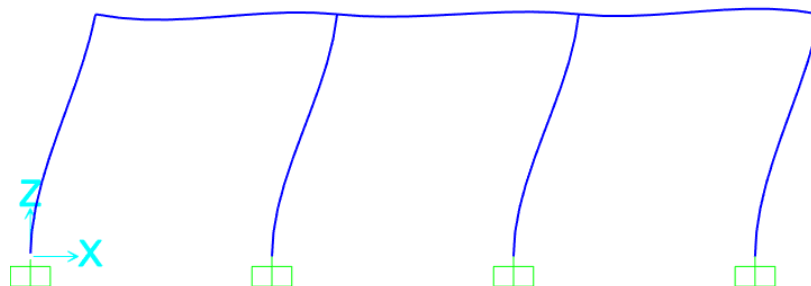
$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L(1+\phi)} & \frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & 0 & \frac{-12EI}{L^3(1+\phi)} & \frac{6EI}{L^2(1+\phi)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & \left(\frac{4+\phi}{1+\phi}\right) \frac{EI}{L} & 0 & \frac{-6EI}{L^2(1+\phi)} & \left(\frac{2-\phi}{1+\phi}\right) * \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI}{L^3(1+\phi)} & \frac{-6EI}{L^2(1+\phi)} & 0 & \frac{12EI}{L^3(1+\phi)} & \frac{-6EI}{L^2(1+\phi)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & \left(\frac{2-\phi}{1+\phi}\right) \frac{2EI}{L} & 0 & \frac{-6EI}{L^2(1+\phi)} & \left(\frac{4+\phi}{1+\phi}\right) \frac{EI}{L} \end{bmatrix}$$

Ahora por simplificación de la matriz, se despreciará la deformación por cortante y se tomará como infinitamente rígida axialmente, tanto las vigas como las columnas, por lo que la matriz de rigidez para cada elemento será:

$$[K_i] = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L} & \frac{-EI}{L^3} & \frac{6EI}{L} \\ \frac{6EI}{L} & \frac{4EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{-12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L} & \frac{2EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

En lo cual, la deformación típica de la estructura será de la siguiente forma:

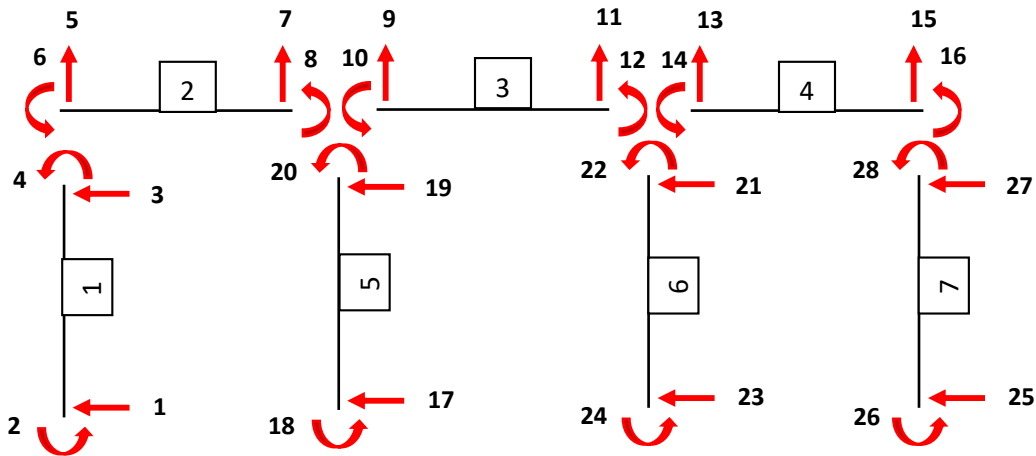
Figura D-5. Deformación ante carga lateral de la estructura.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Seguidamente, se procede a enumerar los grados de libertad de la estructura, los cuales son los siguientes:

Figura D-6. Grados de libertad en modelo bajo análisis.



Estableciendo la matriz de rigidez de cada elemento, se tiene:

Figura D-7. Matriz de rigidez local de los elementos.

```
%Matriz de rigidez local de los elementos columna
k1=[((12*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^3)) ((6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c)) (-(sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^3)) ((6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c))
((6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c)) ((4*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c)) (-(6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^2)) ((2*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c))
(-(12*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^3)) (-(6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^2)) ((12*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^3)) (-(6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^2))
((6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c)) ((2*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c)) (-(6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^2)) ((4*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c))];

k5=[((12*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^3)) ((6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c)) (-(sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^3)) ((6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c))
((6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c)) ((4*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c)) (-(6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^2)) ((2*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c))
(-(12*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^3)) (-(6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^2)) ((12*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^3)) (-(6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^2))
((6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c)) ((2*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c)) (-(6*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c^2)) ((4*sec(1,1)*sec(1,3))/(L_c))];

k6=k5;
k7=k5;

%Matriz de rigidez local del elemento viga
k2=[((12*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b^3)) ((6*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b)) (-(sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b^3)) ((6*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b))
((6*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b)) ((4*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b)) (-(6*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b^2)) ((2*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b))
(-(12*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b^3)) (-(6*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b^2)) ((12*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b^3)) (-(6*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b^2))
((6*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b)) ((2*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b)) (-(6*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b^2)) ((4*sec(2,1)*sec(2,3))/(L_b))];

k3=k2;
k4=k2;
```

Fuente: MATLAB.

Ahora ensamblando todas las matrices en una sola matriz de rigidez, se tiene:

$$[k] = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_5 \end{bmatrix}$$

Figura D-8. Ensamble de la matriz de rigidez.

```
%Ensamblaje de matriz de rigideces
k1(5:8,5:8) = [k2];
k1(9:12,9:12) = [k3];
k1(13:16,13:16)=[k4];
k1(17:20,17:20)=[k5];
k1(21:24,21:24)=[k6];
k1(25:28,25:28)=[k7]
```

```
k1 = 28x28
12.0000    6.0000   -1.0000    6.0000         0         0         0         0         ...
 6.0000    4.0000   -6.0000    2.0000         0         0         0         0
-12.0000   -6.0000   12.0000   -6.0000         0         0         0         0
 6.0000    2.0000   -6.0000    4.0000         0         0         0         0
         0         0         0         0    1.2480    2.4960   -0.1040    2.4960
         0         0         0         0    2.4960    1.6640   -1.2480    0.8320
         0         0         0         0   -1.2480   -1.2480    1.2480   -1.2480
         0         0         0         0    2.4960    0.8320   -1.2480    1.6640
         0         0         0         0         0         0         0         0
         0         0         0         0         0         0         0         0
         :
         :
```

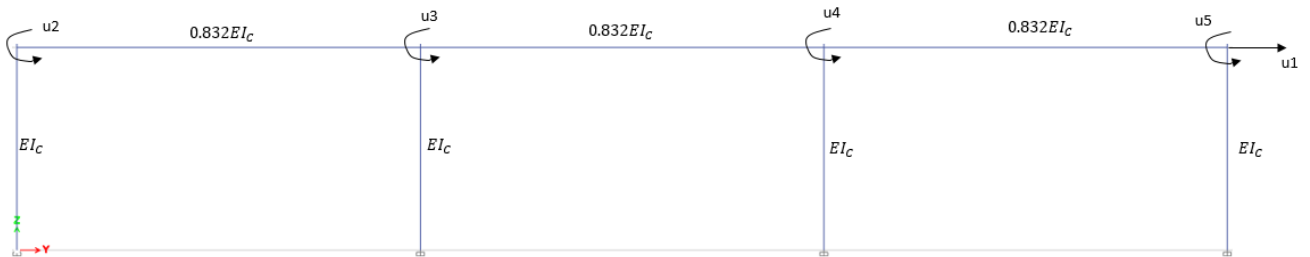
Fuente: MATLAB.

El ensamblaje de estas matrices, arroja una matriz de rigidez 28x28, pero expresada en coordenadas locales. En lo cual, solo falta convertirla y expresar dicha matriz en coordenadas globales, mediante la multiplicación con una matriz de compatibilidad.

Para encontrar la matriz de compatibilidad, primero, se establecen los grados de libertad globales de la estructura, en donde la matriz de rigidez del marco se formula con respecto a cinco GDL (Grados De Libertad): el

desplazamiento lateral u y las rotaciones de los nudos viga-columna; ver Figura D-9.

Figura D-9. Grados de libertad del marco.

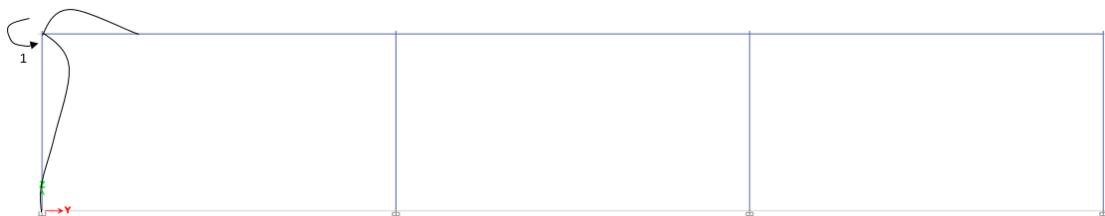


Para poder continuar con el proceso de obtención de la matriz de compatibilidad (aquella que relaciona las deformaciones de los elementos con los desplazamientos de la estructura), se aplicará una deformación unitaria en cada grado de libertad global, obteniéndose lo siguiente:

Figura D-10. a) Deformación unitaria en u_1 , b) Deformación unitaria en u_2 , c) Deformación unitaria en u_3 , d) Deformación unitaria u_4 , e) Deformación unitaria en u_5 .



(a)

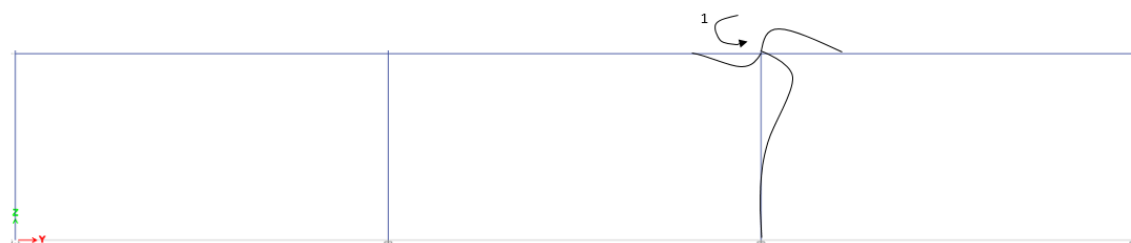


(b)

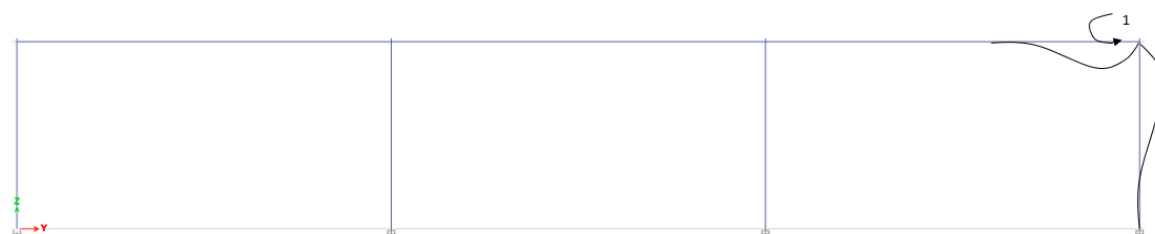
Figura D-10. a)Deformación unitaria en u_1 , b)Deformación unitaria en u_2 , c)Deformación unitaria en u_3 , d)Deformación unitaria u_4 , e)Deformación unitaria en u_5 . (Continuación)



(c)



(d)



(e)

Figura D-11. a) Matriz de compatibilidad para u_1 , b) Matriz de compatibilidad para u_2 , c) Matriz de compatibilidad para u_3 , d) Matriz de compatibilidad para u_4 , e) Matriz de compatibilidad para u_5 .

```
%Matriz de compatibilidad para u1
a1=[0
    0
    -1
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    -1
    0
    0
    0
    -1
    0
    0
    0
    -1
    0];
```

(a)

```
%Matriz de compatibilidad para u2
a2=[0
    0
    0
    1
    0
    1
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0];
```

(b)

```
%Matriz de compatibilidad para u3
a3=[0
    0
    0
    0
    0
    0
    1
    0
    1
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    1
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0];
```

(c)

```
%Matriz de compatibilidad para u4
a4=[0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    1
    0
    1
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    1
    0
    0
    0
    0
    0];
```

(d)

```
%Matriz de compatibilidad para u5
a5=[0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    1
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    0
    1];
```

(e)

Fuente: MATLAB.

Posteriormente, se procede a ensamblar las matrices de compatibilidad, por lo que se tiene:

Figura D-12. Ensamble de las matrices de compatibilidad.

```
a=[a1,a2,a3,a4,a5] %Matriz de compatibilidad de la estructura
```

```
a = 28x5
    0    0    0    0    0
    0    0    0    0    0
   -1    0    0    0    0
    0    1    0    0    0
    0    0    0    0    0
    0    1    0    0    0
    0    0    0    0    0
    0    0    1    0    0
    0    0    0    0    0
    0    0    1    0    0
    ⋮
```

Fuente: MATLAB.

Luego, multiplicando la matriz de compatibilidad con la matriz de rigidez a nivel local, se obtiene la matriz de rigidez global de la estructura. A continuación se muestra la matriz de rigidez de la estructura con valores unitarios y en función de las propiedades de la columna, por lo que se tiene:

$$K = a^T * k * a = \frac{EI_c}{L_c} \begin{bmatrix} \frac{48}{L_c^2} & \frac{6}{L_c} & \frac{6}{L_c} & \frac{6}{L_c} & \frac{6}{L_c} \\ \frac{6}{L_c} & 8 & 2 & 0 & 0 \\ \frac{6}{L_c} & 2 & 12 & 2 & 0 \\ \frac{6}{L_c} & 0 & 2 & 12 & 2 \\ \frac{6}{L_c} & 0 & 0 & 2 & 8 \end{bmatrix}$$

Reemplazando valores en la matriz:

Figura D-13. Matriz de rigidez de la estructura.

K=a' * k1* a; %Matriz de Rigidez de la estructura					
kT=[(K(1,1)*E*Ic)/(L_col^3) (K(1,2)*E*Ic)/(L_col^2) (K(1,3)*E*Ic)/(L_col^2) (K(1,4)*E*Ic)/(L_col^2) (K(1,5)*E*Ic)/(L_col^2) (K(2,1)*E*Ic)/(L_col^2) (K(2,2)*E*Ic)/(L_col) (K(2,3)*E*Ic)/(L_col) (K(2,4)*E*Ic)/(L_col) (K(2,5)*E*Ic)/(L_col) (K(3,1)*E*Ic)/(L_col^2) (K(3,2)*E*Ic)/(L_col) (K(3,3)*E*Ic)/(L_col) (K(3,4)*E*Ic)/(L_col) (K(3,5)*E*Ic)/(L_col) (K(4,1)*E*Ic)/(L_col^2) (K(4,2)*E*Ic)/(L_col) (K(4,3)*E*Ic)/(L_col) (K(4,4)*E*Ic)/(L_col) (K(4,5)*E*Ic)/(L_col) (K(5,1)*E*Ic)/(L_col^2) (K(5,2)*E*Ic)/(L_col) (K(5,3)*E*Ic)/(L_col) (K(5,4)*E*Ic)/(L_col) (K(5,5)*E*Ic)/(L_col)]					
kT = 5x5					
10 ⁹ x					
0.0003	0.0161	0.0161	0.0161	0.0161	
0.0161	6.0648	0.8909	0	0	
0.0161	0.8909	7.8465	0.8909	0	
0.0161	0	0.8909	7.8465	0.8909	
0.0161	0	0	0.8909	6.0648	

Fuente: MATLAB.

Hasta este momento se obtuvo la matriz de rigidez global de la estructura, en base a los grados de libertad mostrados en la Figura D.9, todo esto mediante F.E.A (Finite Element Analysis, por sus siglas en ingles), que además se le conoce como “Método de rigidez estándar” (procedimiento mostrado en este apartado). Sin embargo, debido a que en un análisis modal solo se desea obtener la relación fuerza lateral-desplazamiento (rigidez lateral), es posible obtener dicha relación mediante una condensación estática de la matriz de rigidez de la estructura. No obstante, se puede destacar que no necesariamente se necesita realizar dicha operación matricial (condensación estática), pero que en ocasiones los sistemas poseen un número de desplazamientos desconocidos muy grande, por consecuencia las matrices de rigideces y masa resultan de grandes dimensiones, las cuales son correspondientes para determinar frecuencias, modos de vibración, etc. Lo cual sería difícil, costoso y en ocasiones imposible, es por ello que para casos particulares, es deseable reducir las dimensiones de las matrices de masa y rigidez.

Para este caso particular, se obtendrá la rigidez lateral del nivel 1, de uno de los marcos sismorresistente de la dirección Y del edificio y que luego multiplicando por el número de marcos sismorresistentes (dos marcos), se obtiene la rigidez lateral en la dirección Y.

Por lo tanto, la matriz de rigidez reducida (ver Figura D-14) está dado por:

$$K = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \frac{24}{L} & \frac{6}{L} & \frac{6}{L} & \frac{6}{L} & \frac{6}{L} \\ \frac{6}{L} & 8 & 2 & 0 & 0 \\ \frac{6}{L} & 2 & 1 & 2 & 0 \\ \frac{6}{L} & 0 & 2 & 12 & 2 \\ \frac{6}{L} & 0 & 0 & 2 & 8 \end{bmatrix}$$

$$[\bar{K}] = [K_{pp}] - [K_{ps}][K_{ss}]^{-1}[K_{sp}]$$

Figura D-14. Matriz de rigidez reducida.

```
format rat
K_over=K(1,1)-K(1,2:5)*K(2:5,2:5)^-1*K(2:5,1)

K_over =
    4977/173
```

Fuente: MATLAB.

Así la rigidez lateral del marco es:

$$K = \frac{4977}{173} \frac{EI_C}{L^3}$$

Figura D-15. Rigidez lateral del marco.

```
format bank
K_y=2*(K_over*E*Ic)/L_col^3

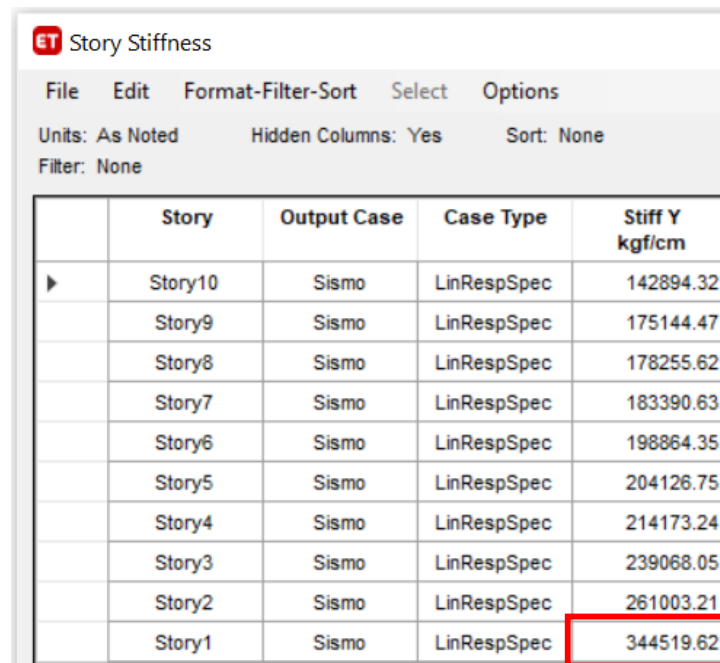
K_y =
    385054.31
```

Fuente: MATLAB.

Comparando los resultados encontrados con el software de análisis ETABS (ver Figura D-16) correspondiente para el nivel 1 del marco en dirección Y, se tiene:

$$\%Error = \frac{K_y}{K_{y_{software}}} = \frac{385,054.31}{344,519.62} = 1.1177 \approx 11.77 \%$$

Figura D-16. Tabla de rigidez lateral en Y (del edificio rediseñado).



	Story	Output Case	Case Type	Stiff Y kgf/cm
▶	Story10	Sismo	LinRespSpec	142894.32
	Story9	Sismo	LinRespSpec	175144.47
	Story8	Sismo	LinRespSpec	178255.62
	Story7	Sismo	LinRespSpec	183390.63
	Story6	Sismo	LinRespSpec	198864.35
	Story5	Sismo	LinRespSpec	204126.75
	Story4	Sismo	LinRespSpec	214173.24
	Story3	Sismo	LinRespSpec	239068.05
	Story2	Sismo	LinRespSpec	261003.21
	Story1	Sismo	LinRespSpec	344519.62

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Como se puede observar, existe una diferencia de aproximadamente el 11%, esto es debido a que el programa usa la matriz de rigidez que contempla las deformaciones por cortante. Por lo tanto, esto se traduce en que la rigidez lateral del marco es menor cuando se considera la deformación por cortante. Además, por brevedad de este apartado, solo se ha considera el nivel 1 y no la influencia del resto de los niveles del edificio.

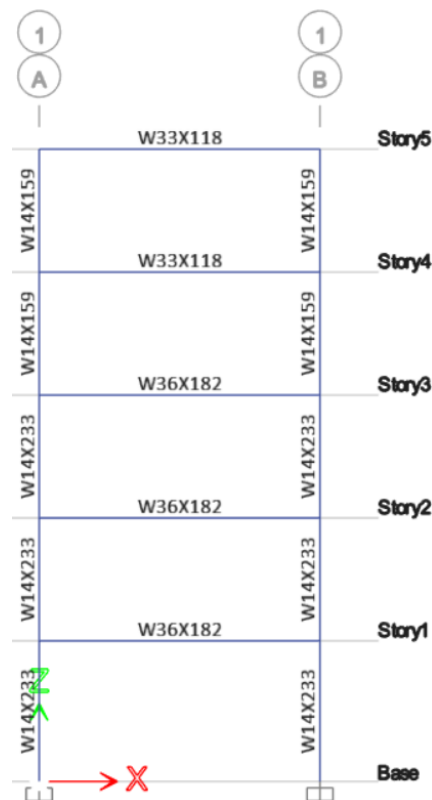
Finalmente, se llega a la conclusión de que los datos obtenidos por el programa son confiables y correctos.

D.4. Ejemplo práctico de la aplicación del análisis dinámico modal espectral contemplando la combinación modal CQC.

El propósito de esta sección es describir de forma manual, y en un modo sencillo, la aplicación del análisis dinámico modal espectral (respecto a la obtención del cortante basal) aplicando la combinación modal CQC; validándolo con el programa de análisis estructural ETABS.

Por otra parte, por brevedad de esta sección, se realizará un análisis plano de un modelo compuesto por un marco de cinco niveles (ver Figura D-17). La altura del primer nivel será de 4 m, mientras que el resto de niveles tendrá una altura de 3.5 m y poseerán una carga distribuida de 1000 kgf/m², con excepción del último nivel (nivel cinco) que poseerá una carga distribuida de 500 kgf/m²; el ancho del marco es de 8 m.

Figura D-17. Marco de cinco niveles.



Fuente: Modelo en ETABS.

Los parámetros para el análisis modal espectral son iguales a los descritos en las secciones 3.3 y 3.4 de este documento, bajo ciertas simplificaciones prácticas descritas a como sigue:

- El espectro de diseño será el espectro de respuesta elástico reducido definido en la sección 3.3.
- La fuente de masa despreciará la carga muerta por peso propio y carga viva, considerando solamente la carga muerta súper-impuesta (500 kgf/m² y 1000 kgf/m²).
- Se despreciarán los efectos P-Delta.
- El caso modal definirá el uso de Auto-Vectores, así como un análisis de al menos 5 modos de vibración.
- El caso de carga para el análisis sísmico definirá el uso de la combinación modal CQC, el uso de un amortiguamiento del 5% ($\zeta = 0.05$), así como no considerar la excentricidad en los diafragmas.
- Se estipulará un diafragma rígido por cada nivel.

D.4.1. Obtención de la Auto - Vectores y Auto - Valores

Para la obtención de los Auto-Valores, así como los Auto-Vectores, se requiere resolver la siguiente expresión que describe el movimiento de un sistema de varios grados de libertad:

$$K - \lambda_n m = 0$$

Donde;

K : Matriz de rigidez del sistema.

m : Matriz de masa del sistema.

λ_n : Auto-Valores ($\lambda_n = w_n^2$).

w_n : Frecuencia natural.

Para determinar la matriz de masa del sistema se tiene:

$$m = \begin{vmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 \end{vmatrix}$$

Donde las masas por cada nivel son las siguientes:

$$m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = \frac{(1000 \text{ kgf/m})(8 \text{ m})}{9.81 \text{ m/s}^2} = 815.4944 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}$$

$$m_5 = \frac{(500 \text{ kgf/m})(8 \text{ m})}{9.81 \text{ m/s}^2} = 407.7472 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}$$

Para determinar la matriz de rigidez se tiene:

$$K = \begin{vmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 & 0 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 & 0 & 0 \\ 0 & -K_3 & K_3 + K_4 & -K_4 & 0 \\ 0 & 0 & -K_4 & K_4 + K_5 & -K_5 \\ 0 & 0 & 0 & -K_5 & K_5 \end{vmatrix}$$

Donde las rigideces por cada nivel son las siguientes:

$$K_1 = 5,533,685.2347 \text{ kgf/m}$$

$$K_2 = 5,298,113.6348 \text{ kgf/m}$$

$$K_3 = 5,103,499.1487 \text{ kgf/m}$$

$$K_4 = 3,589,452.4429 \text{ kgf/m}$$

$$K_5 = 2,470,291.1527 \text{ kgf/m}$$

Nota: Estas rigideces fueron extraídas, de forma práctica, del programa.

Ahora, para encontrar los Auto-Valores y Auto-Vectores, en este documento nos hemos apoyado en el software matemático PTC Mathcad, para encontrar dichos datos a través de las siguientes expresiones:

Donde para los Auto-Valores;

$$\lambda_i = \frac{1}{\text{eigenvals}(K^{-1} * m)} = \begin{bmatrix} 608.7682 \\ 4115.2915 \\ 9521.7726 \\ 14160.3104 \\ 21780.2095 \end{bmatrix} \frac{1}{s^2}$$

Modo 1

Modo 2

Modo 3

Modo 4

Modo 5

Y para los Auto-Vectores;

$$\phi_i = \text{eigenvecs}(K^{-1} * m) = \begin{bmatrix} \text{Modo 1} & \text{Modo 2} & \text{Modo 3} & \text{Modo 4} & \text{Modo 5} \\ 0.1586 & 0.3451 & 0.4063 & -0.5290 & -0.5328 \\ 0.3093 & 0.4870 & 0.2352 & 0.0715 & 0.6969 \\ 0.4358 & 0.3140 & -0.2352 & 0.5331 & -0.4519 \\ 0.5552 & -0.2255 & -0.4121 & -0.5256 & 0.1509 \\ 0.6173 & -0.7031 & 0.7208 & 0.3931 & -0.0581 \end{bmatrix}$$

Nivel 1

Nivel 2

Nivel 3

Nivel 4

Nivel 5

D.4.2. Cálculo de fuerzas sísmicas, masas participativas y cortantes por cada modo de vibración

- **Modo 1**

Para la obtención del factor de participación modal se tiene;

Tabla D-5. Datos para el factor de participación modal y masa participativa (modo 1).

Nivel	m (kgf-s ² /m)	φ	φ ²	m*φ (kgf-s ² /m)	m*φ ² (kgf-s ² /m)
5	407.7472	0.6173	0.3811	251.7023	155.3759
4	815.4944	0.5552	0.3082	452.7625	251.3737
3	815.4944	0.4358	0.1899	355.3925	154.8800
2	815.4944	0.3093	0.0957	252.2324	78.0155
1	815.4944	0.1586	0.0252	129.3374	20.5129
Σ	3,669.7248			1,441.4271	660.1580

$$\beta_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}^2} = \frac{1,441.4271 \text{ kgf} * s^2/m}{660.1580 \text{ kgf} * s^2/m} = 2.1835$$

Para la obtención de la función de participación modal se tiene;

$$\Gamma_1 = \beta_1 \phi_1 = 2.1835 \begin{bmatrix} 0.6173 \\ 0.5552 \\ 0.4358 \\ 0.3093 \\ 0.1586 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.3478 \\ 1.2123 \\ 0.9516 \\ 0.6753 \\ 0.3463 \end{bmatrix}$$

Para la obtención del porcentaje de masa participativa se tiene;

$$M_{p1} = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{in})^2}{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{in}^2)(\sum_{i=1}^n m_i)} = \frac{(1,441.42713 \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m})^2}{(660.15803 \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m})(3,669.7248 \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m})}$$

$$= 0.8576 \approx 85.76\%$$

Para la obtención de las fuerzas sísmicas por nivel se tiene;

$$\lambda_1 = w_1^2 \Rightarrow w_1 = \sqrt{\lambda_1} = \sqrt{608.7682 \frac{1}{\text{s}^2}} = 24.6732 \frac{1}{\text{s}} \quad (\text{frecuencia natural})$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{w_1} = \frac{2\pi}{24.6732 \frac{1}{\text{s}}} = 0.2547 \text{ s} \quad (\text{periodo})$$

$$a_1 = \frac{S(2.7 a_0) g}{Q\Omega} = \frac{(2)(2.7)(0.305)(9.81 \text{ m/s}^2)}{(4)(2)} = 2.0196 \text{ m/s}^2$$

(Aceleración espectral reducida de acuerdo al arto. 27 del RNC-07)

$$F_1 = a_1 m \Gamma_1 = (2.0196 \text{ m/s}^2) * \begin{bmatrix} 407.7472 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \end{bmatrix} \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m} * \begin{bmatrix} 1.3478 \\ 1.2123 \\ 0.9516 \\ 0.6753 \\ 0.3463 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,109.9532 \\ 1,996.5952 \\ 1,567.2043 \\ 1,112.2907 \\ 570.3502 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

(Fuerzas por nivel)

Por lo tanto los cortantes por nivel;

Nivel 5 = 1,109.9532 kgf

Nivel 4 = 1,109.9532 kgf + 1,996.5952 kgf = 3,106.5384 kgf

Nivel 3 = 3,106.5384 kgf + 1,567.2043 kgf = 4,673.7427 kgf

Nivel 2 = 4,673.7427 kgf + 1,112.2907 kgf = 5,786.0334 kgf

Nivel 1 = 5,786.0334 kgf + 570.3502 kgf = 6,356.3835 kgf

- **Modo 2**

Para la obtención del factor de participación modal se tiene;

Tabla D-6. Datos para el factor de participación modal y masa participativa (modo 2).

Nivel	m (kgf-s ² /m)	ϕ	ϕ^2	m* ϕ (kgf-s ² /m)	m* ϕ^2 (kgf-s ² /m)
5	407.7472	-0.7031	0.4943	-286.6871	201.5697
4	815.4944	-0.2255	0.0509	-183.8940	41.4681
3	815.4944	0.3140	0.0986	256.0652	80.4045
2	815.4944	0.4870	0.2372	397.1458	193.4100
1	815.4944	0.3451	0.1191	281.4271	97.1205
Σ	3,669.7248			464.0571	613.9727

$$\beta_2 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}^2} = \frac{464.0571 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}}{613.9727 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}} = 0.7558$$

Para la obtención de la función de participación modal se tiene;

$$\Gamma_2 = \beta_2 \phi_2 = 0.7558 \begin{bmatrix} -0.7031 \\ -0.2255 \\ 0.3140 \\ 0.4870 \\ 0.3451 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.5314 \\ -0.1704 \\ 0.2373 \\ 0.3681 \\ 0.2608 \end{bmatrix}$$

Para la obtención del porcentaje de masa participativa se tiene;

$$M_{p2} = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{in})^2}{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{in}^2)(\sum_{i=1}^n m_i)} = \frac{(464.0571 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m})^2}{(613.9727 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m})(3,669.7248 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m})}$$

$$= 0.0956 \approx 9.56\%$$

Para la obtención de las fuerzas sísmicas por nivel se tiene;

$$\lambda_2 = w_2^2 \Rightarrow w_2 = \sqrt{\lambda_2} = \sqrt{4,115.2915 \frac{1}{\text{s}^2}} = 64.1505 \frac{1}{\text{s}} \quad (\text{frecuencia natural})$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{w_2} = \frac{2\pi}{64.1505 \frac{1}{\text{s}}} = 0.0979 \text{ s} \quad (\text{periodo})$$

$$a_2 = \frac{S \left[a_0 + (2.7 a_0 - a_0) \left(\frac{T_2}{T_a} \right) \right] g}{Q \Omega} = \frac{(2) \left[0.305 + (2.7)(0.305) \left(\frac{0.0979 \text{ s}}{0.1 \text{ s}} \right) \right] (9.81 \text{ m/s}^2)}{(4)(2)}$$

$$= 1.9935 \text{ m/s}^2$$

(Aceleración espectral reducida de acuerdo al arto. 27 del RNC-07)

$$F_2 = a_2 m \Gamma_2 = (1.9935 \text{ m/s}^2) * \begin{bmatrix} 407.7472 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m} * \begin{bmatrix} -0.5314 \\ -0.1704 \\ 0.2373 \\ 0.3681 \\ 0.2608 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -431.9618 \\ -277.0798 \\ 385.8228 \\ 598.3940 \\ 424.0365 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

(Fuerzas por nivel)

Por lo tanto los cortantes por nivel;

Nivel 5 = - 431.9618 kgf

Nivel 4 = - 431.9618 kgf - 277.0798 kgf = - 709.0416 kgf

Nivel 3 = - 709.0416 kgf + 385.8228 kgf = - 323.2188 kgf

Nivel 2 = - 323.2188 kgf + 598.3940 kgf = 275.1752 kgf

Nivel 1 = 275.1752 kgf + 424.0365 kgf = 699.2117 kgf

- **Modo 3**

Para la obtención del factor de participación modal se tiene;

Tabla D-7. Datos para el factor de participación modal y masa participativa (modo 3).

Nivel	m (kgf-s ² /m)	φ	φ ²	m*φ (kgf-s ² /m)	m*φ ² (kgf-s ² /m)
5	407.7472	0.7208	0.5196	293.9042	211.8461
4	815.4944	-0.4121	0.1698	-336.0652	138.4925
3	815.4944	-0.3003	0.0902	-244.8930	73.5414
2	815.4944	0.2352	0.0553	191.8043	45.1124
1	815.4944	0.4063	0.1651	331.3354	134.6216
Σ	3,669.7248			236.0856	603.6139

$$\beta_3 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}^2} = \frac{236.0856 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}}{603.6139 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m}} = 0.3911$$

Para la obtención de la función de participación modal se tiene;

$$\Gamma_3 = \beta_3 \phi_3 = 0.3911 \begin{bmatrix} 0.7208 \\ -0.4121 \\ -0.3003 \\ 0.2352 \\ 0.4063 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.2819 \\ -0.1612 \\ -0.1175 \\ 0.0920 \\ 0.1589 \end{bmatrix}$$

Para la obtención del porcentaje de masa participativa se tiene;

$$M_{p3} = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{in})^2}{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{in}^2)(\sum_{i=1}^n m_i)} = \frac{(236.0856 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m})^2}{(603.6139 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m})(3,669.7248 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m})}$$

$$= 0.0252 \approx 2.52\%$$

Para la obtención de las fuerzas sísmicas por nivel se tiene;

$$\lambda_3 = w_3^2 \Rightarrow w_3 = \sqrt{\lambda_3} = \sqrt{9,521.7726 \frac{1}{\text{s}^2}} = 97.5796 \frac{1}{\text{s}} \quad (\text{frecuencia natural})$$

$$T_3 = \frac{2\pi}{w_3} = \frac{2\pi}{97.5796 \frac{1}{s}} = 0.0644 \text{ s} \quad (\text{periodo})$$

$$a_3 = \frac{S \left[a_0 + (2.7 a_0 - a_0) \left(\frac{T_3}{T_a} \right) \right] g}{Q\Omega} = \frac{(2) \left[0.305 + (2.7)(0.305) \left(\frac{0.0644 \text{ s}}{0.1 \text{ s}} \right) \right] (9.81 \text{ m/s}^2)}{(4)(2)} = 1.5668 \text{ m/s}^2$$

(Aceleración espectral reducida de acuerdo al arto. 27 del RNC-07)

$$F_3 = a_3 m \Gamma_3 = (1.5668 \text{ m/s}^2) * \begin{bmatrix} 407.7472 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \end{bmatrix} \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m} * \begin{bmatrix} 0.2819 \\ -0.1612 \\ -0.1175 \\ 0.0920 \\ 0.1589 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 180.1082 \\ -205.9451 \\ -150.0735 \\ 117.5401 \\ 203.0466 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

(Fuerzas por nivel)

Por lo tanto los cortantes por nivel;

Nivel 5 = 180.1082 kgf

Nivel 4 = 180.1082 kgf - 205.9451 kgf = - 25.8368 kgf

Nivel 3 = - 25.8368 kgf - 150.0735 kgf = -175.9104 kgf

Nivel 2 = -175.9104 kgf + 117.5401 kgf = - 58 3703 kgf

Nivel 1 = - 58 3703 kgf + 203.0466 kgf = 144.6763 kgf

- **Modo 4**

Para la obtención del factor de participación modal se tiene;

Tabla D-8. Datos para el factor de participación modal y masa participativa (modo 4).

Nivel	m (kgf-s ² /m)	φ	φ ²	m*φ (kgf-s ² /m)	m*φ ² (kgf-s ² /m)
5	407.7472	0.3931	0.1545	160.2854	63.0082
4	815.4944	-0.5331	0.2842	-434.7401	231.7599
3	815.4944	0.5331	0.2842	434.7401	231.7599
2	815.4944	0.0715	0.0051	58.3078	4.1690
1	815.4944	-0.5290	0.2798	-431.3965	228.2088
Σ	3,669.7248			-212.8033	758.9058

$$\beta_4 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}^2} = \frac{-212.8033 \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m}}{758.9058 \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m}} = -0.2804$$

Para la obtención de la función de participación modal se tiene;

$$\Gamma_4 = \beta_4 \phi_4 = -0.2804 \begin{bmatrix} 0.3931 \\ -0.5331 \\ 0.5331 \\ 0.0715 \\ -0.5290 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.1102 \\ 0.1495 \\ -0.1495 \\ -0.0200 \\ 0.1483 \end{bmatrix}$$

Para la obtención del porcentaje de masa participativa se tiene;

$$M_{p4} = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{in})^2}{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{in}^2)(\sum_{i=1}^n m_i)} = \frac{(-212.8033 \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m})^2}{(758.9058 \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m})(3,669.7248 \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m})}$$

$$= 0.0163 \approx 1.63\%$$

Para la obtención de las fuerzas sísmicas por nivel se tiene;

$$\lambda_4 = w_4^2 \Rightarrow w_4 = \sqrt{\lambda_4} = \sqrt{14,160.3104 \frac{1}{\text{s}^2}} = 118.9971 \frac{1}{\text{s}} \quad (\text{frecuencia natural})$$

$$T_4 = \frac{2\pi}{w_4} = \frac{2\pi}{118.9971 \frac{1}{\text{s}}} = 0.0528 \text{ s} \quad (\text{periodo})$$

$$a_4 = \frac{S \left[a_0 + (2.7 a_0 - a_0) \left(\frac{T_4}{T_a} \right) \right] g}{Q\Omega} = \frac{(2) \left[0.305 + (2.7)(0.305) \left(\frac{0.0528 \text{ s}}{0.1 \text{ s}} \right) \right] (9.81 \text{ m/s}^2)}{(4)(2)}$$

$$= 1.4194 \text{ m/s}^2$$

(Aceleración espectral reducida de acuerdo al art. 27 del RNC-07)

$$F_4 = a_4 m \Gamma_4 = (1.4194 \text{ m/s}^2) * \begin{bmatrix} 407.7472 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \end{bmatrix} \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m} * \begin{bmatrix} -0.1102 \\ 0.1495 \\ -0.1495 \\ -0.0200 \\ 0.1483 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -63.7973 \\ 173.0367 \\ -173.0367 \\ -23.2079 \\ 171.7059 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

(Fuerzas por nivel)

Por lo tanto los cortantes por nivel;

Nivel 5 = - 63.7973 kgf

Nivel 4 = - 63.7973 kgf + 173.0367 kgf = 109.2393 kgf

Nivel 3 = 109.2393 kgf - 173.0367 kgf = - 63.7973 kgf

Nivel 2 = - 63.7973 kgf - 23.2079 kgf = - 87.0052 kgf

Nivel 1 = - 87.0052 kgf + 171.7059 kgf = 84.7006 kgf

- **Modo 5**

Para la obtención del factor de participación modal se tiene;

Tabla D-9. Datos para el factor de participación modal y masa participativa (modo 5).

Nivel	m (kgf-s ² /m)	φ	φ ²	m*φ (kgf-s ² /m)	m*φ ² (kgf-s ² /m)
5	407.7472	-0.0581	0.0034	-23.6901	1.3764
4	815.4944	0.1509	0.0228	123.0581	18.5695
3	815.4944	-0.4519	0.2042	-368.5219	166.5351
2	815.4944	0.6969	0.4857	568.3180	396.0608
1	815.4944	-0.5328	0.2839	-434.4954	231.4992
Σ	3,669.7248			-135.3313	814.0409

$$\beta_5 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}^2} = \frac{-135.3313 \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m}}{814.0409 \text{ kgf} * \text{s}^2/\text{m}} = -0.1662$$

Para la obtención de la función de participación modal se tiene;

$$\Gamma_5 = \beta_5 \phi_5 = -0.1662 \begin{bmatrix} -0.0581 \\ 0.1509 \\ -0.4519 \\ 0.6969 \\ -0.5328 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0097 \\ -0.0251 \\ 0.0751 \\ -0.1159 \\ 0.0886 \end{bmatrix}$$

Para la obtención del porcentaje de masa participativa se tiene;

$$M_{p5} = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{in})^2}{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{in}^2)(\sum_{i=1}^n m_i)} = \frac{(-135.3313 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m})^2}{(814.0409 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m})(3,669.7248 \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m})}$$

$$= 0.0061 \approx 0.61\%$$

Para la obtención de las fuerzas sísmicas por nivel se tiene;

$$\lambda_5 = w_5^2 \Rightarrow w_5 = \sqrt{\lambda_5} = \sqrt{21,780.2095 \frac{1}{\text{s}^2}} = 147.5812 \frac{1}{\text{s}} \quad (\text{frecuencia natural})$$

$$T_5 = \frac{2\pi}{w_5} = \frac{2\pi}{147.5812 \frac{1}{\text{s}}} = 0.0426 \text{ s} \quad (\text{periodo})$$

$$a_5 = \frac{S \left[a_0 + (2.7 a_0 - a_0) \left(\frac{T_5}{T_a} \right) \right] g}{Q\Omega} = \frac{(2) \left[0.305 + (2.7)(0.305) \left(\frac{0.0426 \text{ s}}{0.1 \text{ s}} \right) \right] (9.81 \text{ m/s}^2)}{(4)(2)}$$

$$= 1.2894 \text{ m/s}^2$$

(Aceleración espectral reducida de acuerdo al art. 27 del RNC-07)

$$F_5 = a_5 m \Gamma_5 = (1.2894 \text{ m/s}^2) * \begin{bmatrix} 407.7472 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \\ 815.4944 \end{bmatrix} \text{ kgf} \cdot \text{s}^2/\text{m} * \begin{bmatrix} 0.0097 \\ -0.0251 \\ 0.0751 \\ -0.1159 \\ 0.0886 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.0782 \\ -26.3784 \\ 78.9955 \\ -121.8233 \\ 93.1374 \end{bmatrix} \text{ kgf}$$

(Fuerzas por nivel)

Por lo tanto los cortantes por nivel;

Nivel 5 = 5.0782 kgf

Nivel 4 = 5.0782 kgf - 26.3784 kgf = - 21.3003 kgf

Nivel 3 = - 21.3003 kgf + 78.9955 kgf = 57.6952 kgf

Nivel 2 = 57.6952 kgf - 121.8233 kgf = - 64.1281 kgf

Nivel 1 = - 64.1281 kgf + 93.1374 kgf = 29.0093 kgf

Ahora para terminar de corroborar los datos anteriores, la sumatoria de las funciones de participación debe de ser igual a la unidad y la sumatoria de los porcentajes de masa participativa debe de ser igual al 100%; entonces:

$$\sum \Gamma_n = \begin{bmatrix} 1.3478 \\ 1.2123 \\ 0.9516 \\ 0.6753 \\ 0.3463 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -0.5314 \\ -0.1704 \\ 0.2373 \\ 0.3681 \\ 0.2608 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.2819 \\ -0.1612 \\ -0.1175 \\ 0.0920 \\ 0.1589 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -0.1102 \\ 0.1495 \\ -0.1495 \\ -0.0200 \\ 0.1483 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.0097 \\ -0.0251 \\ 0.0751 \\ -0.1159 \\ 0.0886 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \therefore \text{OK}$$

$$\sum M_{pn} = 85.76\% + 9.56\% + 2.52\% + 1.63\% + 0.61\% = 100\% \quad \therefore \text{OK}$$

D.4.3. Obtención del cortante basal dinámico bajo el método combinación modal CQC.

Primeramente se requiere obtener la razón entre frecuencias naturales, mediante la siguiente expresión:

$$\beta_{in} = \frac{w_i}{w_n}$$

Tabla D-10. Razón entre frecuencias naturales β_{in} .

MODO	n = 1	n = 2	n = 3	n = 4	n = 5	w_i (1/seg)
i = 1	1	0.3846	0.2529	0.2073	0.1672	24.6732
i = 2	2.6000	1	0.6574	0.5391	0.4347	64.1505
i = 3	3.9549	1.5211	1	0.8200	0.6612	97.5796
i = 4	4.8229	1.8550	1.2195	1	0.8063	118.9971
i = 5	5.9814	2.3005	1.5124	1.2402	1	147.5812

Seguidamente se calculan los coeficientes de correlación modal, bajo la siguiente expresión:

$$\rho_{in} = \frac{8 \zeta^2 (1 + \beta_{in}) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4 \zeta^2 \beta_{in} (1 + \beta_{in})^2}$$

Tabla D-11. Coeficientes de correlación modal ρ_{in} .

MODO	n = 1	n = 2	n = 3	n = 4	n = 5
i = 1	1	0.0090	0.0036	0.0025	0.0017
i = 2	0.0090	1	0.0519	0.0236	0.0123
i = 3	0.0036	0.0519	1	0.2010	0.0533
i = 4	0.0025	0.0236	0.2010	1	0.1759
i = 5	0.0017	0.0123	0.0533	0.1759	1

Ahora solo resta calcular los términos individuales en el método CQC, respecto al cortante basal, bajo la siguiente expresión:

$$V_b = \sum_{i=1}^n \rho_{in} V_{bi} V_{bn}$$

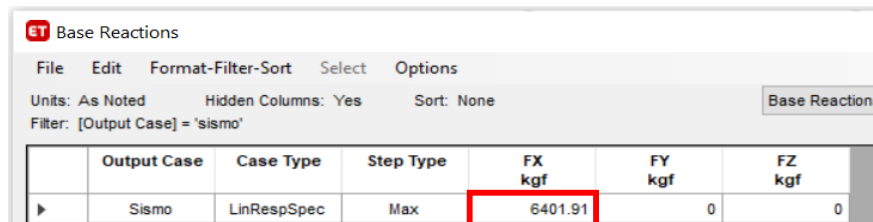
Tabla D-12. Términos individuales bajo el método CQC respecto V_b .

MODO	n = 1	n = 2	n = 3	n = 4	n = 5	V_{bi} (kgf)
i = 1	40,403,611.39	40,029.06	3,328.61	1,335.76	310.66	6356.3835
i = 2	40,029.06	488,897.04	5,250.08	1,398.45	250.16	699.2117
i = 3	3,328.61	5,250.08	20,931.23	2,463.25	223.77	144.6763
i = 4	1,335.76	1,398.45	2,463.25	7,174.20	432.19	84.7006
i = 5	310.66	250.16	223.77	432.19	841.54	29.0093

$$\therefore V_b = \sum_{i=1}^n \rho_{in} V_{bi} V_{bn} = 6405.58 \text{ kgf}$$

Comparando este resultado con el del programa, se puede apreciar un porcentaje de diferencia del 0.0573%, lo cual es satisfactorio.

$$\% \text{Diferencia} = \frac{6405.58 \text{ kgf}}{6401.91 \text{ kgf}} - 1 = 0.0005729 \approx 0.0573 \%$$

Figura D-18. Cortante basal dinámico del marco de 5 niveles.


	Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf
▶	Sismo	LinRespSpec	Max	6401.91	0	0

Fuente: Modelo en ETABS.

ANEXO E: RESULTADOS DETALLADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

E.1. Masa por nivel

Nivel	Masa (kgf-s ² /m)	Wi (kgf)	Arto. 23 inciso "7" del RNC-07	< 110%
1	47,412.89	465,120.45	-	-
2	47,230.69	463,333.07	99.62%	Ok
3	47,111.39	462,162.74	99.75%	Ok
4	46,938.84	460,470.02	99.63%	Ok
5	46,861.17	459,708.08	99.83%	Ok
6	46,691.69	458,045.48	99.64%	Ok
7	46,378.99	454,977.89	99.33%	Ok
8	46,049.83	451,748.83	99.29%	Ok
9	46,049.83	451,748.83	100.00%	Ok
10	35,614.48	349,378.05	-	-

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

E.2. Rigidez por nivel

Nivel	Rigidez en X (tonf/m)	Rigidez en Y (tonf/m)	Arto. 23 inciso "10" del RNC-07		<150%
			X	Y	
10	11,275.29	8,438.06	-	-	-
9	13,738.28	11,021.54	93%	93%	Ok
8	14,814.29	11,826.57	88%	93%	Ok
7	16,806.25	12,723.35	94%	89%	Ok
6	17,789.25	14,323.61	94%	93%	Ok
5	18,878.77	15,386.97	90%	92%	Ok
4	21,032.86	16,686.07	96%	87%	Ok
3	21,864.14	19,218.05	94%	90%	Ok
2	23,154.77	21,243.71	79%	76%	Ok
1	29,283.76	28,130.3	-	-	-

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

E.3. Centros de masa y rigidez

Nivel	CM _x (m)	CM _y (m)	CR _x (m)	CR _y (m)	Arto. 32 inciso "d" (m)				Valor aplicado	
					e _{sX}	e _{sY}	e _{dX}	e _{dY}	X	Y
10	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
9	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
8	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
7	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
6	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
5	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
4	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
3	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
2	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b
1	18	12	18	12	0	0	3.6	2.4	0.1*b	0.1*b

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

E.4. Periodos modales, frecuencias y Eigen-valores

Caso	Modo	Periodo (Seg)	Frecuencia (cyc/seg)	CircFreq (rad/seg)	Eigenvalue (rad ² /sec ²)
Modal	1	2.0380	0.4910	3.0835	9.5077
Modal	2	1.8750	0.5330	3.3519	11.2351
Modal	3	1.4020	0.7130	4.4827	20.0945
Modal	4	0.6880	1.4550	9.1389	83.5202
Modal	5	0.6540	1.5290	9.6048	92.2528
Modal	6	0.4840	2.0670	12.9866	168.6512
Modal	7	0.3810	2.6260	16.4983	272.1933
Modal	8	0.3730	2.6810	16.8435	283.7018
Modal	9	0.2750	3.6420	22.8820	523.5849
Modal	10	0.2550	3.9190	24.6225	606.2683
Modal	11	0.2470	4.0570	25.4882	649.6492
Modal	12	0.1850	5.4160	34.0277	1,157.8870
Modal	13	0.1830	5.4670	34.3510	1,179.9903
Modal	14	0.1810	5.5280	34.7329	1,206.3759
Modal	15	0.1400	7.1360	44.8354	2,010.2124
Modal	16	0.1380	7.2510	45.5614	2,075.8457
Modal	17	0.1350	7.3880	46.4230	2,155.0975
Modal	18	0.1110	8.9870	56.4664	3,188.4598
Modal	19	0.1090	9.1610	57.5573	3,312.8465
Modal	20	0.1050	9.5290	59.8749	3,584.9988
Modal	21	0.0920	10.8720	68.3092	4,666.1457
Modal	22	0.0910	10.9780	68.9758	4,757.6594
Modal	23	0.0840	11.8440	74.4182	5,538.0618
Modal	24	0.0790	12.6480	79.4720	6,315.7946
Modal	25	0.0790	12.7230	79.9430	6,390.8765
Modal	26	0.0710	14.0750	88.4337	7,820.5207
Modal	27	0.0680	14.6370	91.9657	8,457.6984
Modal	28	0.0680	14.6740	92.1968	8,500.2586
Modal	29	0.0620	16.1150	101.2505	10,251.6637
Modal	30	0.0540	18.4730	116.0703	13,472.3045

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

E.5. Participación efectiva de masas

Caso	Modo	U _x	U _y	Σ U _x	Σ U _y
Modal	1	0	0.7774	0	0.7774
Modal	2	0.7994	0	0.7994	0.7774
Modal	3	0	0	0.7994	0.7774
Modal	4	0	0.1281	0.7994	0.9056
Modal	5	0.1111	0	0.9105	0.9056
Modal	6	0	0	0.9105	0.9056

E.5. Participación efectiva de masas (continuación)

Caso	Modo	U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
Modal	7	0	0.0432	0.9105	0.9487
Modal	8	0.0399	0	0.9504	0.9487
Modal	9	0	0	0.9504	0.9487
Modal	10	0	0.0209	0.9504	0.9696
Modal	11	0.0205	0	0.9709	0.9696
Modal	12	0	0	0.9709	0.9696
Modal	13	0	0.0123	0.9709	0.9819
Modal	14	0.0123	0	0.9832	0.9819
Modal	15	0	0.0079	0.9832	0.9898
Modal	16	0.0073	0	0.9905	0.9898
Modal	17	0	0	0.9905	0.9898
Modal	18	0	0.0051	0.9905	0.9948
Modal	19	0.0045	0	0.9949	0.9948
Modal	20	0	0	0.9949	0.9948
Modal	21	0	0.0023	0.9949	0.9971
Modal	22	0.0026	0	0.9976	0.9971
Modal	23	0	0	0.9976	0.9971
Modal	24	0	0.0016	0.9976	0.9987
Modal	25	0.0013	0	0.9989	0.9987
Modal	26	0	0	0.9989	0.9987
Modal	27	0.0011	0	1	0.9987
Modal	28	0	0.0013	1	1
Modal	29	0	0	1	1
Modal	30	0	0	1	1

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

E.6. Cortantes de piso, torsiones y momentos

Nivel	V_x (tonf)	V_y (tonf)	T (tonf-m)	M_x (tonf-m)	M_y (tonf-m)
10	53.6579	55.5277	1,388.8622	0	0
9	101.3270	102.4208	2,577.1712	194.3531	187.8090
8	134.1735	132.6901	3,358.1275	545.7756	536.0533
7	157.4312	152.6478	3,883.9926	992.5214	989.7175
6	176.5139	168.0834	4,298.3783	1,492.5371	1,510.8806
5	194.2212	183.6081	4,705.0766	2,024.3679	2,080.8115
4	212.2283	200.9524	5,147.1872	2,584.0391	2,692.1183
3	230.9662	219.9033	5,623.7939	3,177.7989	3,345.2400
2	248.0669	238.1987	6,077.1603	3,816.4780	4,045.8945
1	259.2209	250.4168	6,378.1524	4,509.3723	4,797.7756

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

E.7. Derivas de piso según el RNC-07

Tabla E-7. Derivas de servicio. Dirección X.

Nivel	Altura (cm)	Ubicación	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Distorsión (Θ)
10	350	Top	8.9632	0.4052	3.2414	0.0093
9	350	Top	8.5580	0.6407	5.1253	0.0146
8	350	Top	7.9173	0.8129	6.5028	0.0186
7	350	Top	7.1045	0.8805	7.0439	0.0201
6	350	Top	6.2240	0.9698	7.7587	0.0222
5	350	Top	5.2542	1.0393	8.3142	0.0238
4	350	Top	4.2149	1.0489	8.3909	0.0240
3	350	Top	3.1660	1.1113	8.8901	0.0254
2	350	Top	2.0548	1.1340	9.0720	0.0259
1	400	Top	0.9208	0.9208	7.3661	0.0184

Tabla E-8. Derivas de servicio. Dirección Y.

Nivel	Altura (cm)	Ubicación	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Distorsión (Θ)
10	350	Top	10.7103	0.6062	4.8500	0.0139
9	350	Top	10.1040	0.8491	6.7927	0.0194
8	350	Top	9.2550	1.0404	8.3230	0.0238
7	350	Top	8.2146	1.1439	9.1512	0.0261
6	350	Top	7.0707	1.1634	9.3073	0.0266
5	350	Top	5.9073	1.2254	9.8028	0.0280
4	350	Top	4.6819	1.2679	10.1429	0.0290
3	350	Top	3.4141	1.2283	9.8262	0.0281
2	350	Top	2.1858	1.2156	9.7247	0.0278
1	400	Top	0.9702	0.9702	7.7616	0.0194

Tabla E-9. Derivas de colapso. Dirección X.

Nivel	Altura (cm)	Ubicación	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Distorsión (Θ)
10	350	Top	8.9632	0.4052	1.2966	0.0037
9	350	Top	8.5580	0.6407	2.0501	0.0059
8	350	Top	7.9173	0.8129	2.6011	0.0074
7	350	Top	7.1045	0.8805	2.8176	0.0081
6	350	Top	6.2240	0.9698	3.1035	0.0089
5	350	Top	5.2542	1.0393	3.3257	0.0095
4	350	Top	4.2149	1.0489	3.3564	0.0096
3	350	Top	3.1660	1.1113	3.5560	0.0102
2	350	Top	2.0548	1.1340	3.6288	0.0104
1	400	Top	0.9208	0.9208	2.9464	0.0074

Tabla E-10. Derivas de colapso. Dirección Y.

Nivel	Altura (cm)	Ubicación	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Distorsión (Θ)
10	350	Top	10.7103	0.6062	1.9400	0.0055
9	350	Top	10.1040	0.8491	2.7171	0.0078
8	350	Top	9.2550	1.0404	3.3292	0.0095
7	350	Top	8.2146	1.1439	3.6605	0.0105
6	350	Top	7.0707	1.1634	3.7229	0.0106
5	350	Top	5.9073	1.2254	3.9211	0.0112
4	350	Top	4.6819	1.2679	4.0572	0.0116
3	350	Top	3.4141	1.2283	3.9305	0.0112
2	350	Top	2.1858	1.2156	3.8899	0.0111
1	400	Top	0.9702	0.9702	3.1046	0.0078

E.8. Derivas de piso en condición de servicio según el NTC-DF

Para el propósito de seguir verificando las derivas de servicio, ya que no cumplen en el apartado anterior con el límite del RNC-07 (0.004), se tomará como referencia el NTC-DF de México, ya que este también posee los mismo límites de deriva servicio (0.004 según sección 1.8 inciso b), pero contemplando más factores para calcular dichas derivas, como es la interacción del suelo-estructura. Todo ello, basado en el capítulo 3 de dicho reglamento.

Según el capítulo 3 en la sección 3.1.1 del NTC-DF, las distorsiones máximas obtenidas del análisis sísmico deberán ser multiplicadas por el factor “Q’R” y “K_s”; los cuales se detallarán a continuación. No obstante, en primera instancia, es necesario obtener el periodo del sitio del cual dependen los factores antes mencionados. Por lo tanto el periodo del sitio “T_s” se obtiene como:

$$T_s = \frac{4H}{V_{s_{30}}}$$

Donde;

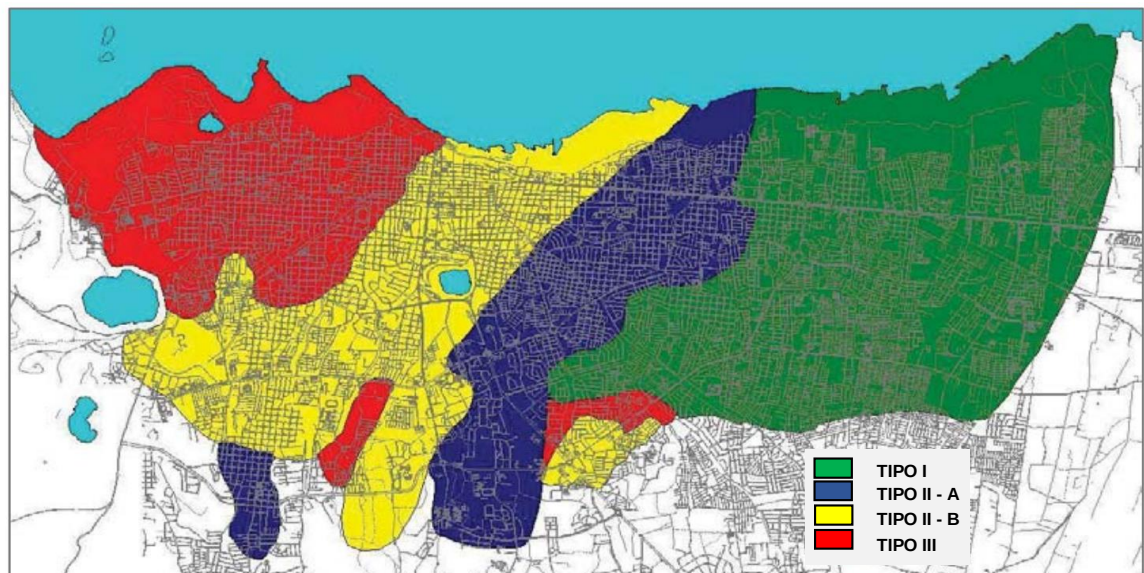
V_{s₃₀} : Velocidad promedio de onda a los 30 m superficiales.

T_s : Periodo fundamental de vibración del suelo.

H : Espesor total del depósito de suelo.

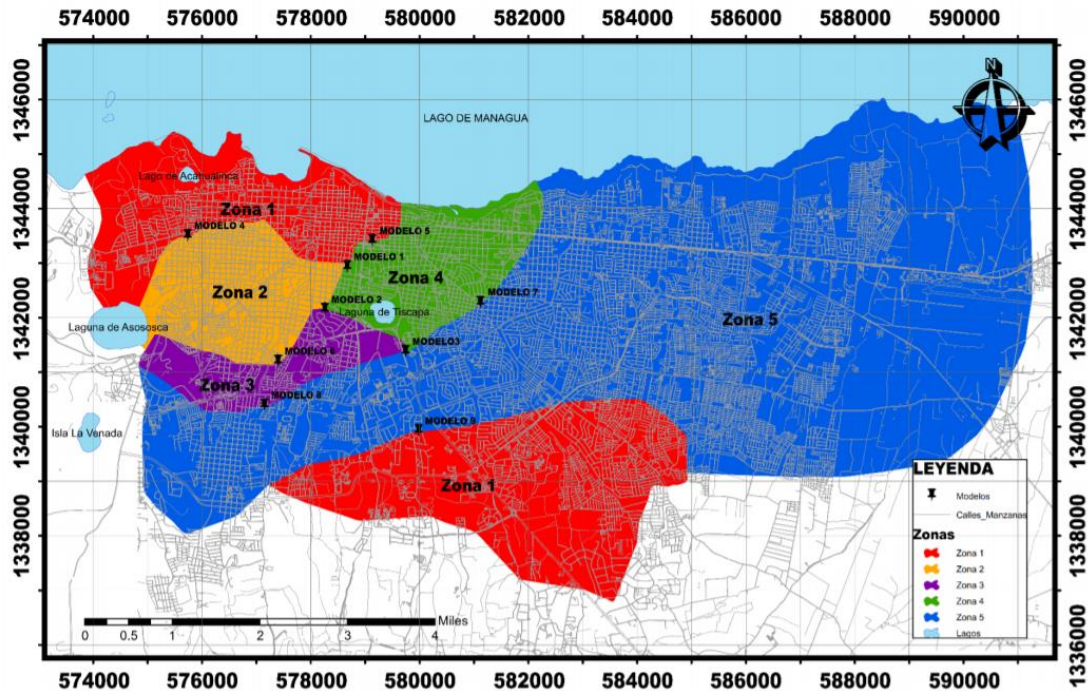
Para obtener la velocidad promedio de onda de corte $V_{s_{30}}$, se hace referencia a las investigaciones de Hernández O. (2009), donde se estableció un mapa de clasificación de suelos para la ciudad de Managua (Figura E-1). En el cual la zona delimitada de color rojo, corresponde al tipo de suelo III del RNC-07, que es el tipo de suelo donde se piensa emplazar la estructura.

Figura E-1. Clasificación de suelos para la ciudad de Managua, (Hernández, 2009).



Por lo tanto, en base a dichas investigaciones, se hace referencia al estudio de suelo de García T. (2014), donde exponen las velocidades de onda de corte de tres tipos de estratos en la ciudad de Managua, el cual se muestra en la Figura E-2. En el cual, el valor de interés corresponde al modelo 4, en donde según la Figura E-2 se encuentran los suelos tipo III según el RNC-07.

Figura E-2. Mapa propuesto por Castillo and Zepeda (2013) mostrando la distribución de zonas.



Los resultados de las velocidades de onda de corte del modelo 4, fueron obtenidas de tres tipos de estratos, con espesores de 12.5 m, 7.77 m y 18.10 m, en el cual corresponde a las siguientes velocidades:

$$V_{s_{12.5}} = 197.83 \text{ m/s}$$

$$V_{s_{20.27}} = 329.23 \text{ m/s}$$

$$V_{s_{38.37}} = 388.82 \text{ m/s}$$

Por lo tanto, para obtener la velocidad de corte promedio a los 30 m superficiales, se hace uso de la ecuación 4 del Arto. 25 del RNC-07, por lo que se determinará como:

$$V_{30} = \frac{H}{\sum_{n=1}^N \frac{h_i}{V_{si}}}$$

En donde;

H : Espesor total del depósito de suelo.

hi : Espesor de los diferentes estratos de suelo.

Vsi : Velocidad de onda de corte de cada estrato.

Por lo tanto;

$$V_{30} = 287.766 \text{ m/s}$$

Ahora bien, obtenida la velocidad promedio de corte, es posible calcular el periodo del sitio (T_s) en base a la ecuación propuesta por el *International Building Code* (IBC).

$$T_s = \frac{4H}{V_{30}} = 0.537 \text{ seg}$$

Sin embargo, hay que destacar, que esta es una manera bastante aproximada para calcular el periodo del sitio, ya que también puede ser calculado con mayor precisión con el método de Nakamura (1989), donde intervienen los cocientes espectrales de las componentes del sismo. No obstante, ese método sobrepasa los alcances de la presente investigación y por lo tanto se ha optado por calcularlo mediante la forma aproximada; usando diferentes estudios de sitios y amenaza sísmica realizados en Managua, Nicaragua. Para mayor información respecto a ello, referirse a Páiz Edgardo, et al (2015).

En base al periodo del sitio, ahora si es posible obtener los parámetros de amplificaciones de las derivas de servicio. Donde dichos parámetros, se calculan de la siguiente manera:

$$K_s = \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)}$$

Donde K_s representan la relación entre las ordenas espectrales consideradas para la revisión del estado límite de limitación de daños y del estado límite de colapso (Gobierno de México, 2020).

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2$$

$$\beta = 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda - 1 \right] \left(\frac{\tau T_b}{T} \right)^\varepsilon$$

El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura. Por otra parte, los demás factores fueron obtenidos de la Tabla 3.1.1 del NTC-DF (ver Anexo I.7). Sin embargo, el valor de la variable k se ha tomado conservadoramente como 0.8, ya que según el SASID (2020) los valor de $k < 1$ corresponden a sistemas estructurales desplantados en terreno blando. Finalmente para mayores detalles de las variables discutidas en este apartado, referirse al capítulo 3 de la Gaceta oficial de México (2020).

Finalmente, se obtienen los valor de R y Q' ;

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}$$

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

Para obtener los valores de T_b , se obtuvo el espectro elástico del NTC-DF para un periodo de sitio de 0.50 seg, ya que es el más cercano al periodo encontrado anteriormente ($T_s = 0.53$ seg). Los resultados se muestran en la Figura E-3.

The graph shows the seismic acceleration spectrum S_a (in g) on the y-axis (0 to 400) versus the period T (in seconds) on the x-axis (0 to 6). The curves represent different damping ratios Q and a uniform hazard spectrum. The peak acceleration is approximately 320 g for the elastic spectrum and decreases as Q increases. The uniform hazard spectrum is shown as a cyan line.

Legend:

- Elástico sin reducir
- Diseño, $Q=1$
- Diseño, $Q=1.5$
- Diseño, $Q=2$
- Diseño, $Q=3$
- Diseño, $Q=4$
- Peligro uniforme

Parameters: $a_0 = 117$, $c = 320$, $T_a = 0.4$, $T_b = 1.4$, $k = 1.500$.

Realizando todos los cálculos correspondientes para las direcciones X y Y del marco sismorresistente, se llegan a los siguientes resultados:

XLVI

Por consiguiente, las derivas de piso para la condición de servicio, deberán ser multiplicadas por los factores $Q'RKs = 1.428$ y $Q'RKs = 1.134$ para las direcciones X y Y, respectivamente. Cabe destacar, que dichos valores son menores a los establecidos por el RNC-07, que es de 3.2, el cual está dado como el cociente de $Q*\Omega$ y 2.5, según el artículo 34 del RNC-07.

A modo de resumen se presentan las Tablas E-11 y E-12 dónde se muestra el chequeo de las derivas de servicio, según la NTC-DF:

Tabla E-11. Derivas de servicio. Dirección X. Según NTC-DF.

Nivel	Altura (cm)	Ubicación	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Distorsión (Θ)
10	350	Top	8.9631	0.4051	0.5791	0.00165
9	350	Top	8.558	0.6406	0.915	0.00261
8	350	Top	7.9173	0.8128	1.162	0.00331
7	350	Top	7.1044	0.8805	1.2585	0.00359
6	350	Top	6.224	0.9698	1.3863	0.00395
5	350	Top	5.2541	1.0392	1.4855	0.00402
4	350	Top	4.2148	1.0488	1.4992	0.00410
3	350	Top	3.1660	1.1112	1.5884	0.00416
2	350	Top	2.055	1.1334	1.621	0.00412
1	400	Top	0.921	0.9201	1.3161	0.0033

Tabla E-12. Derivas de servicio. Dirección Y. Según NTC-DF.

Nivel	Altura (cm)	Ubicación	Despl. elástico (cm)	Δ elástico (cm)	Δ inelástico (cm)	Distorsión (Θ)
10	350	Top	10.7102	0.6062	0.6882	0.00196
9	350	Top	10.1040	0.8490	0.9639	0.00275
8	350	Top	9.2549	1.0403	1.1811	0.00337
7	350	Top	8.216	1.1439	1.2986	0.00371
6	350	Top	7.0701	1.1634	1.3207	0.00377
5	350	Top	5.9072	1.2253	1.3911	0.00397
4	350	Top	4.682	1.2678	1.4393	0.00411
3	350	Top	3.4140	1.2282	1.3943	0.00398
2	350	Top	2.1857	1.2156	1.38	0.00394
1	400	Top	0.9701	0.9701	1.1014	0.00275

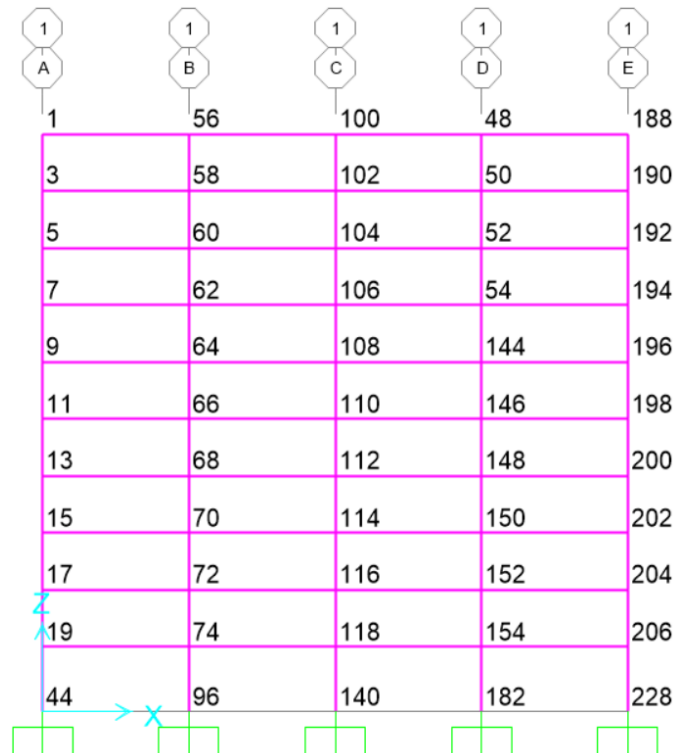
E.9. Normalización de modos

Para fines prácticos, es recomendable estandarizar la amplitud de los vectores modales ϕ_i (vector de forma del modo n), a través de lo que se conoce como normalización de modos a través de las masas ϕ_i (Mario Paz, 1992). Los cuales pueden ser calculados con la siguiente ecuación:

$$\varphi_i = \frac{1}{\sqrt{\phi_i^T * m * \phi_i}} * \phi_i$$

Dichos valores pueden ser obtenidos directamente del software SAP2000, el cual está representado con un desplazamiento nodal en cada nivel. En las Tablas E-13, E-14, E-15 y E-16 se presentan dichos valores, tanto del modo 1 como del modo 2, tomando como referencia las etiquetas de la columna derecha, tanto en X como en Y. Por otra parte, la numeración de los modos vibración que posee el software, con respecto al modo 2, son iguales al modo 4 para la dirección X y el modo 5 para la dirección Y.

Figura E-4. Etiqueta de nodos en la dirección X del marco en estudio.



1	56	100	48	188
3	58	102	50	190
5	60	104	52	192
7	62	106	54	194
9	64	108	144	196
11	66	110	146	198
13	68	112	148	200
15	70	114	150	202
17	72	116	152	204
19	74	118	154	206
44	96	140	182	228

Figura E-5. Etiqueta de nodos en la dirección Y del marco en estudio.

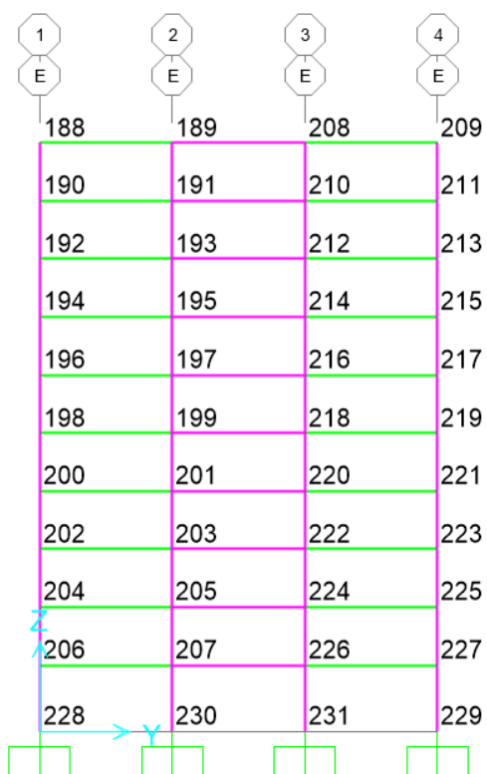


Tabla E-13. Normalización del modo 1 en dirección X.

Nivel	Etiqueta	Modo	Caso	Ux (ϕ_i en m)	Uy (ϕ_i en m)
10	188	1	Modal	0.002185	2.712E-07
9	190	1	Modal	0.002100	2.166E-07
8	192	1	Modal	0.00195	1.443E-07
7	194	1	Modal	0.001765	8.564E-08
6	196	1	Modal	0.001547	6.309E-08
5	198	1	Modal	0.001291	4.983E-08
4	200	1	Modal	0.001036	3.808E-08
3	202	1	Modal	0.000772	2.725E-08
2	204	1	Modal	0.000491	1.692E-08
1	206	1	Modal	0.000227	7.35E-09

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Tabla E-14. Normalización del modo 1 en dirección Y.

Nivel	Etiqueta	Modo	Caso	Ux (φ_i en m)	Uy (φ_i en m)
10	209	1	Modal	2.712E-07	0.002263
9	211	1	Modal	2.166E-07	0.002146
8	213	1	Modal	1.443E-07	0.001978
7	215	1	Modal	8.564E-08	0.001761
6	217	1	Modal	6.309E-08	0.001511
5	219	1	Modal	4.983E-08	0.001251
4	221	1	Modal	3.808E-08	0.000977
3	223	1	Modal	2.725E-08	0.000701
2	225	1	Modal	1.692E-08	0.000443
1	227	1	Modal	7.35E-09	0.000197

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.**Tabla E-15.** Normalización del modo 2 en dirección X.

Nivel	Etiqueta	Modo	Caso	Ux (φ_i en m)	Uy (φ_i en m)
10	188	2	Modal	-0.002295	2.712E-07
9	190	2	Modal	-0.001685	2.166E-07
8	192	2	Modal	-0.000745	1.443E-07
7	194	2	Modal	0.0003	8.564E-08
6	196	2	Modal	0.001155	6.309E-08
5	198	2	Modal	0.001728	4.983E-08
4	200	2	Modal	0.001938	3.808E-08
3	202	2	Modal	0.001776	2.725E-08
2	204	2	Modal	0.001310	1.692E-08
1	206	2	Modal	0.000642	7.35E-09

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.**Tabla E-16.** Normalización del modo 2 en dirección Y.

Nivel	Etiqueta	Modo	Caso	Ux (φ_i en m)	Uy (φ_i en m)
10	209	2	Modal	2.712E-07	-0.002252
9	211	2	Modal	2.166E-07	-0.001608
8	213	2	Modal	1.443E-07	-0.000678
7	215	2	Modal	8.564E-08	0.000358
6	217	2	Modal	6.309E-08	0.001249
5	219	2	Modal	4.983E-08	0.001796
4	221	2	Modal	3.808E-08	0.001965
3	223	2	Modal	2.725E-08	0.001764
2	225	2	Modal	1.692E-08	0.001287
1	227	2	Modal	7.35E-09	0.000627

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

E.10. Función de Participación

Se calculará el vector de función de participación para cada uno de los modos de análisis, los cuales corresponde al modo 1 y 2, perteneciente a las direcciones ortogonales X y Y. Los resultados se muestran en la Tabla E-17, E-18, E-19 y E-20.

Factor de participación:

$$\beta_n = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \varphi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \varphi_{in}^2}$$

Tabla E-17. Factor de participación modal, modo 1, dirección X.

Nivel	mi (kg)	φ	mi x φ	mi x φ^2	β_n
10	36,582.92	0.002185	79.9336	0.1746	612.5061
9	47,015.31	0.0021004	98.7509	0.2074	
8	47,015.31	0.0019575	92.0324	0.1801	
7	47,373.27	0.0017657	83.6469	0.1476	
6	47,701.37	0.0015476	73.8226	0.1142	
5	47,878.05	0.0012999	62.2366	0.0809	
4	47,956.33	0.001036	49.6827	0.0514	
3	48,129.37	0.0007729	37.1991	0.0287	
2	48,248.48	0.0004999	24.1194	0.0120	
1	48,430.75	0.0002268	10.9840	0.0025	

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Tabla E-18. Factor de participación modal, modo 1, dirección Y.

Nivel	mi (kgf)	φ	mi x φ	mi x φ^2	β_n
10	36,582.92	0.002263	82.7871	0.18734	603.9254
9	47,015.31	0.002146	100.9089	0.21658	
8	47,015.31	0.001978	93.0197	0.18403	
7	47,373.27	0.001761	83.4669	0.14706	
6	47,701.37	0.001510	72.0719	0.10889	
5	47,878.05	0.001250	59.8810	0.07489	
4	47,956.33	0.000976	46.8485	0.04576	
3	48,129.37	0.000701	33.7435	0.02365	
2	48,248.48	0.000443	21.3982	0.00949	
1	48,430.75	0.000197	9.5699	0.00189	

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Tabla E-19. Factor de participación modal, modo 2, dirección X.

Nivel	mi (kgf)	φ	mi x φ	mi x φ^2	β_n
10	36,582.92	-0.002295	-83.9834	0.19280	226.9202
9	47,015.31	-0.001685	-79.2537	0.13335	
8	47,015.31	-0.000745	-35.0640	0.02615	
7	47,373.27	0.0003	14.2119	0.00426	
6	47,701.37	0.001155	55.0998	0.06364	
5	47,878.05	0.001728	82.7428	0.14299	
4	47,956.33	0.001938	92.9681	0.18022	
3	48,129.37	0.001776	85.5114	0.15192	
2	48,248.48	0.001310	63.2199	0.08283	
1	48,430.75	0.000642	31.1119	0.01998	

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Tabla E-20. Factor de participación modal, modo 2, dirección Y.

Nivel	mi (kgf)	φ	mi x φ	mi x φ^2	β_n
10	36,582.92	-0.002252	-82.3993	0.1855	244.9023
9	47,015.31	-0.001608	-75.6006	0.1215	
8	47,015.31	-0.000678	-31.8810	0.0216	
7	47,373.27	0.000358	17.0022	0.00610	
6	47,701.37	0.001249	59.5885	0.07443	
5	47,878.05	0.001796	85.9889	0.15443	
4	47,956.33	0.001965	94.2485	0.18522	
3	48,129.37	0.001764	84.9002	0.14976	
2	48,248.48	0.001287	62.1247	0.07999	
1	48,430.75	0.000627	30.3951	0.01907	

Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

La función de participación se calculará con la siguiente ecuación (Bondy D. y Allred B., 2017):

$$\Gamma = \beta_n \varphi_n$$

Modo 1

$$\Gamma_{1_X} = 612.5061 * \begin{bmatrix} 0.00218 \\ 0.00210 \\ 0.001957 \\ 0.001765 \\ 0.001547 \\ 0.001299 \\ 0.001036 \\ 0.000772 \\ 0.000499 \\ 0.000226 \end{bmatrix}$$

$$\Gamma_{1_Y} = 603.9254 * \begin{bmatrix} 0.002263 \\ 0.002146 \\ 0.001978 \\ 0.001978 \\ 0.001761 \\ 0.001510 \\ 0.000976 \\ 0.000701 \\ 0.000443 \\ 0.000197 \end{bmatrix}$$

Modo 2

$$\Gamma_{2_X} = 226.9202 * \begin{bmatrix} -0.00229 \\ -0.00168 \\ -0.00074 \\ 0.0003 \\ 0.001155 \\ 0.001728 \\ 0.001938 \\ 0.001776 \\ 0.001310 \\ 0.000642 \end{bmatrix}$$

$$\Gamma_{2_Y} = 244.9023 * \begin{bmatrix} -0.002252 \\ -0.001608 \\ -0.000678 \\ 0.000358 \\ 0.001249 \\ 0.001796 \\ 0.001965 \\ 0.001764 \\ 0.001287 \\ 0.000627 \end{bmatrix}$$

ANEXO F: DETALLES DEL ANÁLISIS PUSHOVER

F.1. Ubicación de rótulas plásticas en el eje 1.



Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Nota: La ubicación de las rótulas para el Eje 1 es igual en el Eje 4.

Nota: La ubicación de las rótulas para el Eje A es igual en los Ejes B, D y E.

F.3. Procesamiento de datos

Para procesar los datos obtenidos en el análisis estático no lineal Pushover, se ha usado el software MATLAB, como herramienta de cálculo. Por otra parte, entiéndase por “procesamiento” al proceso de superponer el desplazamiento espectral y la rótula en la columna, en la curva de capacidad obtenida en SAP2000.

Figura F-3. Algoritmo en el software MATLAB, para procesamiento de datos del Pushover.

```
1 %-----Pushover en x modo 1-----
2
3 data1=xlsread('Pushxmod01.xlsx');
4 Sd1_1=data1(:,2);
5 V1=data1(:,3);
6 format long g
7 Sd_rotula1=data1(45:1,2:3)%Introducir # de Step de rotula en columna. Regresa Sd y V
8 figure('Name','Pushx modo 1');
9 plot(Sd1_1,V1,'-','LineWidth',1)
10 hold on
11 plot(Sd_rotula1(:,1),Sd_rotula1(:,2),'o','markerfacecolor','r');
12 title('Pushover en X modo 1')
13 grid on; grid minor
14 ylabel('Cortante en base (Kgf)')
15 xlabel('Desplazamiento (cm)')
16 text(['\Delta=',num2str(Sd_rotula1(:,1))])
17 text(Sd_rotula1(1),1350000,'horizontalalignment','center');
18 text(Sd_rotula1(1),1300000,'downarrow','horizontalalignment','center');
19 % legend('Curva de capacidad','Primer rotula en columna')
20
21 filename='C:\Users\USER\Dropbox\Monografia\Push-over.xlsx';
22 Sd_1=xlsread(filename,'M33:M33')%desplazamiento espectral o pseudo desplazamiento en un sistema de varios grados de libertad
23 V=[0:0.21910:13000000]';
24 Sd_espectral_mod01=V*0 + Sd_1;
25 plot(Sd_espectral_mod01,V,'-k');
26 legend('Curva de capacidad','Primer rotula en columna','Desplazamiento espectral')
27
28 %-----Pushover en Y modo 1-----
29
30 data2=xlsread('Pushymod01.xlsx');
31 Sd1_2=data2(:,2);
32 V_2=data2(:,3);
33 Sd_rotula2=data2(38:1,2:3)%Introducir # de Step de rotula en columna. Regresa Sd y V
34 figure('Name','Pushy modo 1');
35 plot(Sd1_2,V_2,'-','LineWidth',1)
36 hold on
37 plot(Sd_rotula2(:,1),Sd_rotula2(:,2),'o','markerfacecolor','r');
38 title('Pushover en Y modo 1')
39 grid on; grid minor
40 ylabel('Cortante en base (Kgf)')
41 xlabel('Desplazamiento (cm)')
42 text(['\Delta=',num2str(Sd_rotula2(:,1))])
43 text(Sd_rotula2(1),95_rotula2(:,2)+80000,'horizontalalignment','center');
44 text(Sd_rotula2(1),Sd_rotula2(:,2)+50000,'downarrow','horizontalalignment','center');
45 % legend('Curva de capacidad','Primer rotula en columna')
46
47 Sd_2=xlsread(filename,'M34:M34')%desplazamiento espectral o pseudo desplazamiento en un sistema de varios grados de libertad
48 Sd_espectral_mod02=V*0 + Sd_2;
49 plot(Sd_espectral_mod02,V,'-k');
50 legend('Curva de capacidad','Primer rotula en columna','Desplazamiento espectral')
51
52
53 %-----Pushover en X modo 2-----
54
55 data3=xlsread('Pushxmod02.xlsx');
56 Sd1_3=data3(:,2);
57 V_3=data3(:,3);
58 Sd_rotula3=data3(21:1,2:3)%Introducir # de Step de rotula en columna. Regresa Sd y V
```

Figura F-3. Algoritmo en el software MATLAB, para procesamiento de datos del Pushover. (Continuación)

```

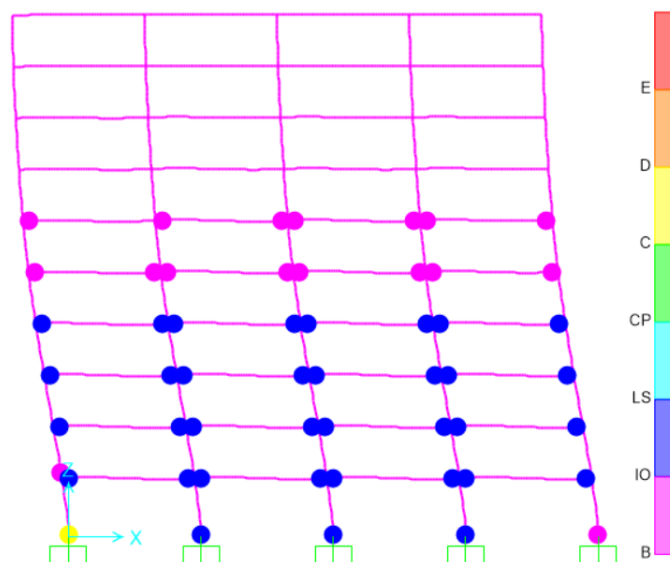
52 %-----Pushover en X modo 2-----
53
54 data3=xlsread('Pushmodo2.xlsx');
55 Sd1_3=data3(:,2);
56 V_3=data3(:,3);
57 Sd_rotula3=data3(21+1,2:3)%Introducir # de Step de rotula en columna. Regresa Sd y V
58 figure('Name','Pushx modo 2')
59 plot(Sd1_3,V_3,'-','LineWidth',1)
60 hold on
61 plot(Sd_rotula3(:,1),Sd_rotula3(:,2),'o','markerfacecolor','r');
62 title('Pushover en X mdo 2')
63 grid on; grid minor
64 ylabel('Cortante en base (KgF)')
65 xlabel('Desplazamiento (cm)')
66 text('','\Delta',num2str(Sd_rotula3(:,1)))
67 text(Sd_rotula3(1)+40,Sd_rotula3(:,2)+10000,'horizontalalignment','right');
68 text(Sd_rotula3(1)+10,Sd_rotula3(:,2)+7000,'\leftarrow','horizontalalignment','center');
69 %legend('Curva de capacidad','Primer rotula en columna')
70
71 Sd_3=xlsread(filename,'M35:M35')%desplazamiento espectral o pseudo desplazamiento en un sistema de varios grados de libertad
72 Sd_espectral_mod3=V*0 + Sd_3;
73 plot(Sd_espectral_mod3,V,'-k');
74 legend('Curva de capacidad','Primer rotula en columna','Desplazamiento espectral')
75
76 %-----Pushover en Y modo 2-----
77
78 data4=xlsread('Pushmodo2.xlsx');
79 Sd1_4=data4(:,2);
80 V_4=data4(:,3);
81 Sd_rotula4=data4(19+1,2:3)%Introducir # de Step de rotula en columna. Regresa Sd y V
82
70 %legend('Curva de capacidad','Primer rotula en columna')
71
72 Sd_4=xlsread(filename,'M36:M36')%desplazamiento espectral o pseudo desplazamiento en un sistema de varios grados de libertad
73 Sd_espectral_mod4=V*0 + Sd_4;
74 plot(Sd_espectral_mod4,V,'-k');
75 legend('Curva de capacidad','Primer rotula en columna','Desplazamiento espectral')
76
77 %-----Pushover en Y modo 2-----
78
79 data4=xlsread('PushYmodo2.xlsx');
80 Sd1_4=data4(:,2);
81 V_4=data4(:,3);
82 Sd_rotula4=data4(19+1,2:3)%Introducir # de Step de rotula en columna. Regresa Sd y V
83 figure('Name','PushY modo 2')
84 plot(Sd1_4,V_4,'-','LineWidth',1)
85 hold on
86 plot(Sd_rotula4(:,1),Sd_rotula4(:,2),'o','markerfacecolor','r')
87 title('Pushover en Y modo 2')
88 grid on; grid minor
89 ylabel('Cortante en base (KgF)')
90 xlabel('Desplazamiento (cm)')
91 text('','\Delta',num2str(Sd_rotula4(:,1)))
92 text(Sd_rotula4(1)+10,Sd_rotula4(:,2),text,'horizontalalignment','right');
93 text(Sd_rotula4(1)+3,Sd_rotula4(:,2),'\leftarrow','horizontalalignment','center');
94 %legend('Curva de capacidad','Primer rotula en columna')
95
96 Sd_4=xlsread(filename,'M36:M36')%desplazamiento espectral o pseudo desplazamiento en un sistema de varios grados de libertad
97 Sd_espectral_mod4=V*0 + Sd_4;
98 plot(Sd_espectral_mod4,V,'-k');
99 legend('Curva de capacidad','Primer rotula en columna','Desplazamiento espectral')
100

```

F.4. Rótula plástica en columna

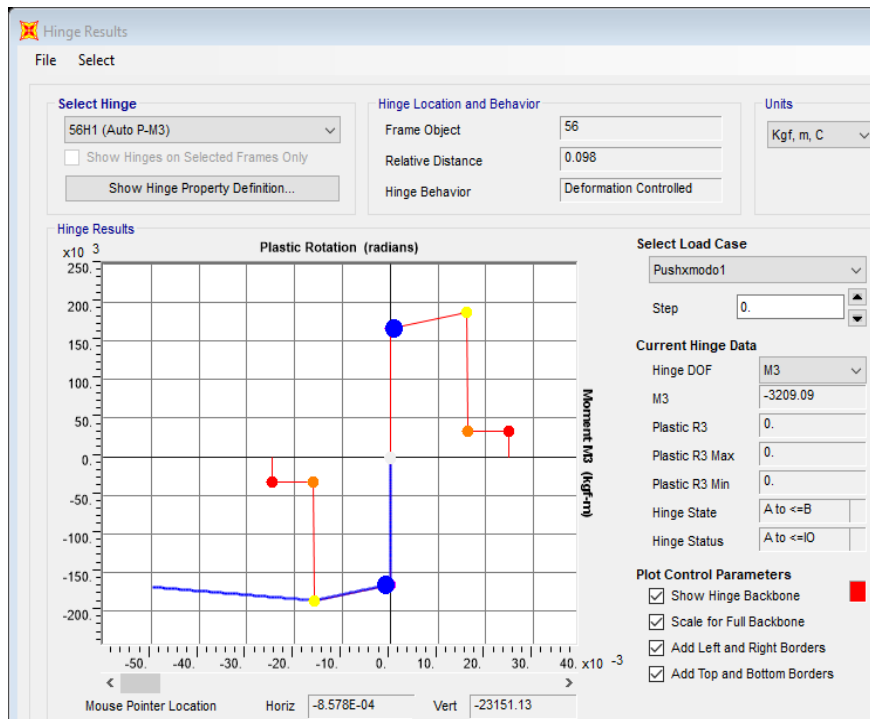
En este apartado, por cuestiones prácticas, solo se muestran los resultados de la primera rótula en las columnas, correspondiente al Pushover modo 1 de las direcciones X y Y. Ya que, como pudo observarse en la sección 5.5 de este documento, son las únicas que se encuentran dentro o fuera del límite del desplazamiento espectral (ver Figuras 5-16 y 5-17). Es necesario mencionar, que cuando aparece la primera rótula en columna, es el momento en la que el elemento supera su límite elástico, provocando una deformación permanente en la misma (ver Figuras F-5 y F-7).

Figura F-4. Nivel de daño al momento de la primera rótula en columna en dirección X del modo 1 (step 47).



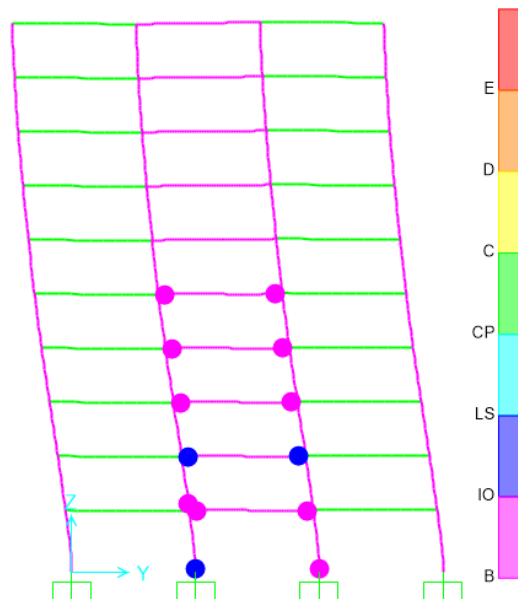
Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Figura F-5. Resultados de la primera rótula plástica en columna, en la dirección X.



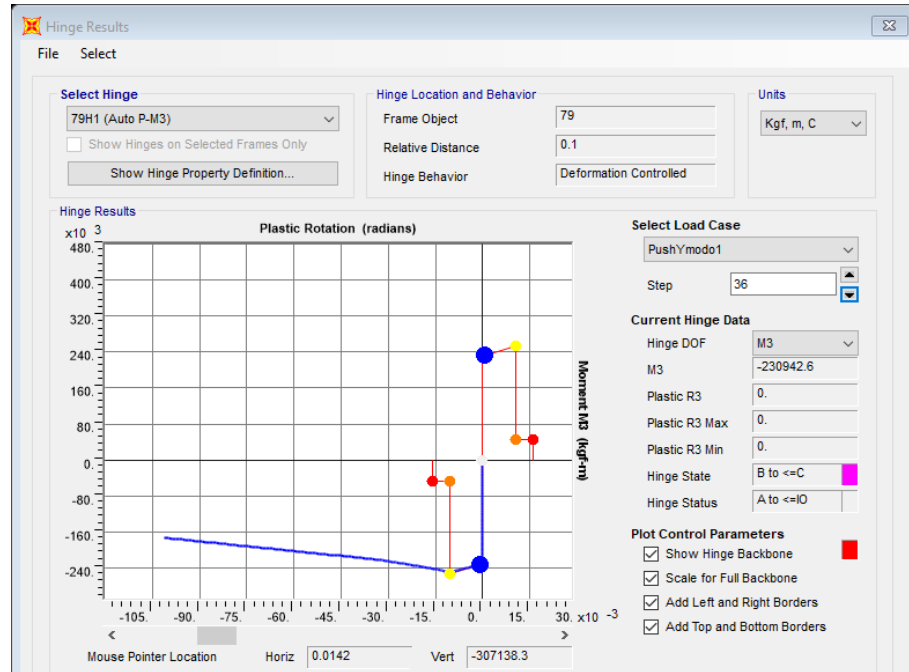
Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Figura F-6. Nivel de daño al momento de la primera rótula en columna en dirección Y del modo 1 (Step 36)



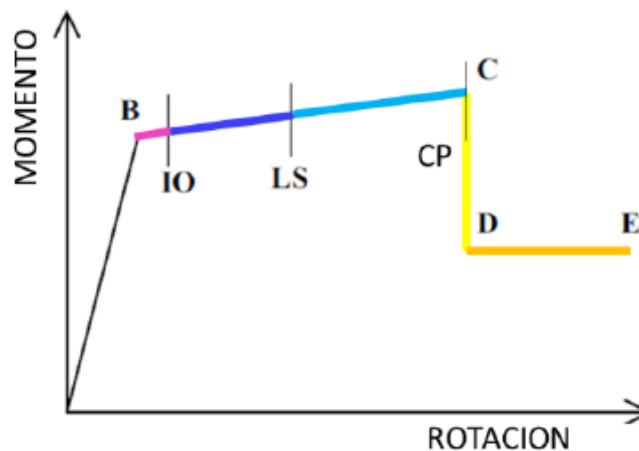
Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Figura F-7. Resultados de la primera rótula plástica en columna, en la dirección Y.



Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

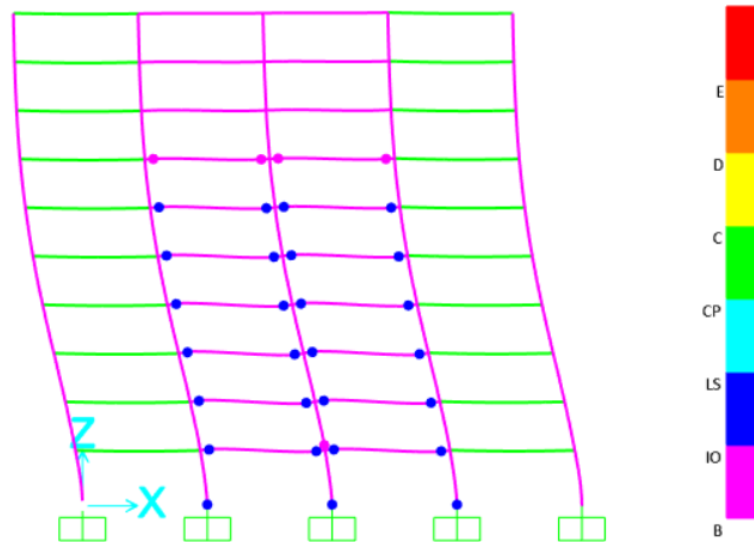
Figura F-8. Clasificación del nivel de daño en rótulas plásticas.



El punto B, de la Figura F-8, corresponde al momento de fluencia M_y , mientras que el punto C, es el momento último M_u y finalmente la recta DE, corresponde al momento residual M_r (Aguilar M. et al., 2017).

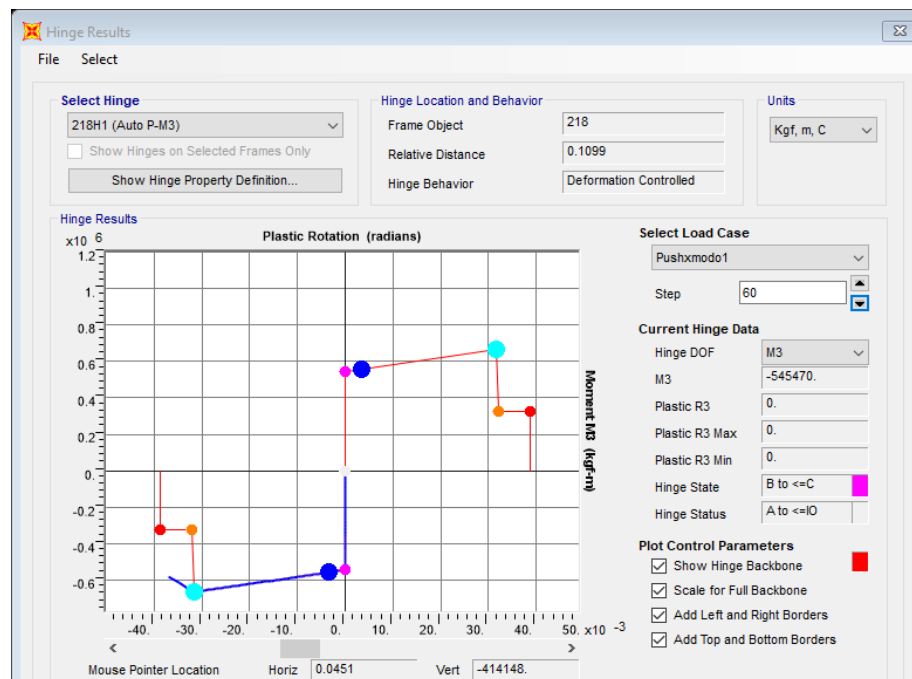
F.5. Resultados del Pushover del rediseño.

Figura F-9. Nivel de daño del rediseño, en la dirección X, al momento de la primera rótula en columna (Step 60). Los elementos en color rosado, representan el sistema sismorresistente.



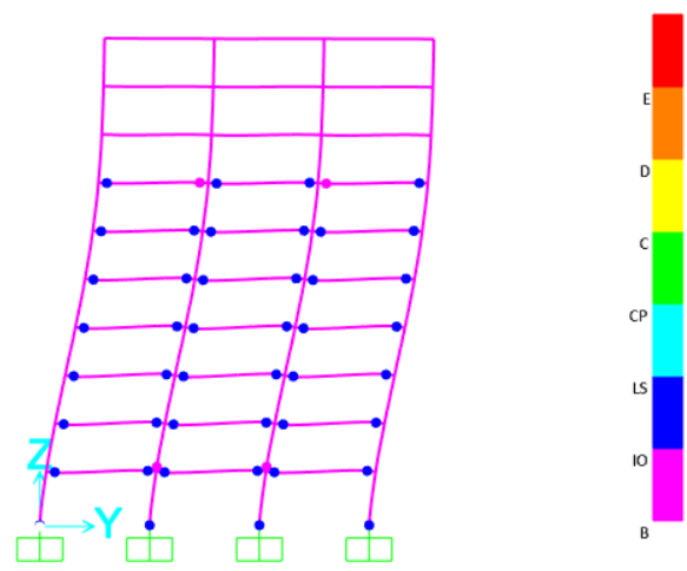
Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Figura F-10. Resultados de la primera rótula plástica en columna, en la dirección X.



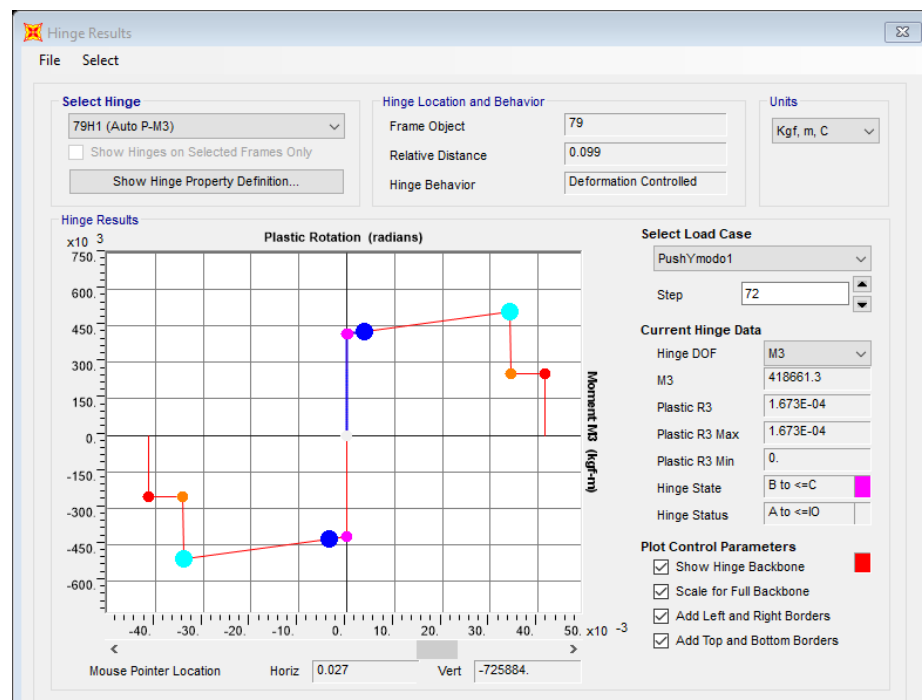
Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

Figura F-11. Nivel de daño del rediseño, en la dirección Y, al momento de la primera rótula plástica en columna (Step 65).



Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

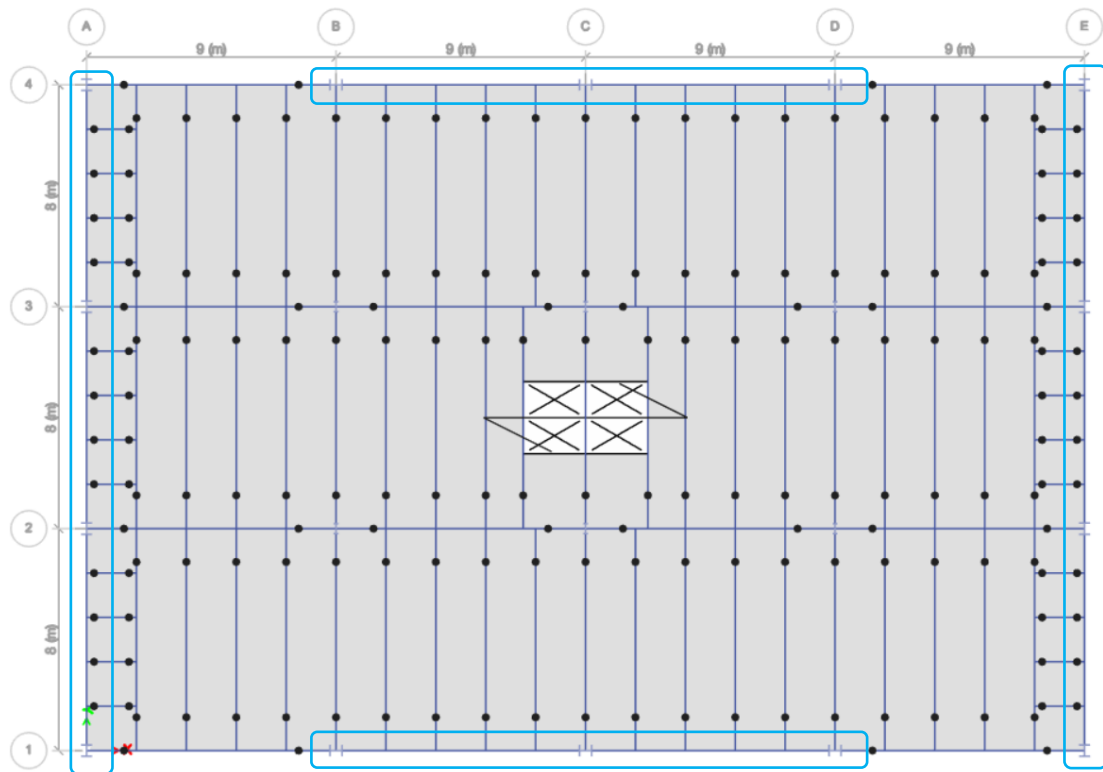
Figura F-11. Resultados de la primera rótula plástica en columna, en la dirección Y.



Fuente: Modelo del edificio en SAP2000.

ANEXO G: DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y PERFILES EMPLEADOS EN EL REDISEÑO DEL EDIFICIO

G.1. Distribución espacial de los marcos sismorresistentes del rediseño.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

G.2. Perfiles empleados en el rediseño del Eje 1.



Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: El eje 1 es igual al Eje 4.

G.3. Perfiles empleados en el rediseño del Eje A.

	1		2		3		4	
	A		A		A		A	
		W27X94		W27X94		W27X94		Story10
W14X233			W14X233		W14X233		W14X233	Story9
		W27X94		W27X94		W27X94		Story8
W14X233			W14X233		W14X233		W14X233	Story7
		W27X94		W27X94		W27X94		Story6
W14X233			W14X233		W14X233		W14X233	Story6
		W27X102		W27X102		W27X102		Story6
W14X283			W14X283		W14X283		W14X283	Story6
		W27X102		W27X102		W27X102		Story4
W14X283			W14X283		W14X283		W14X283	Story3
		W27X114		W27X114		W27X114		Story2
W14X342			W14X342		W14X342		W14X342	Story1
		W27X114		W27X114		W27X114		Base
W14X342			W14X342		W14X342		W14X342	
W14X342			W14X342		W14X342		W14X342	

Fuente: Modelo del edificio en ETABS.

Nota: El eje A es igual al Eje E.

ANEXO H: DISEÑO DE CONEXIONES “END-PLATE” PARA EL EDIFICIO REDISEÑADO

H.1. Propiedades de los materiales

$F_{yb} = 50 \text{ ksi}$	Esfuerzo de fluencia de la viga.
$F_{ub} = 65 \text{ ksi}$	Esfuerzo de tracción de la viga.
$F_{yc} = 50 \text{ ksi}$	Esfuerzo de fluencia de la columna.
$F_{uc} = 65 \text{ ksi}$	Esfuerzo de tracción de la columna.
$F_{yp} = 50 \text{ ksi}$	Esfuerzo de fluencia de plancha extrema.
$F_{up} = 65 \text{ ksi}$	Esfuerzo de tracción de plancha extrema.
$F_{ys} = 36 \text{ ksi}$	Esfuerzo de fluencia del rigidizador.
$F_{nt} = 780 \text{ MPa}$	Tensión nominal a tracción del perno, conforme a la tabla J3.2 de la Norma ANSI/AISC 360-10.
$F_{nv} = 469 \text{ MPa}$	Tensión nominal a corte del perno, conforme a la tabla J3.2 de la Norma ANSI/AISC 360-10.
$E = 29,000 \text{ ksi}$	Módulo de elasticidad del acero.

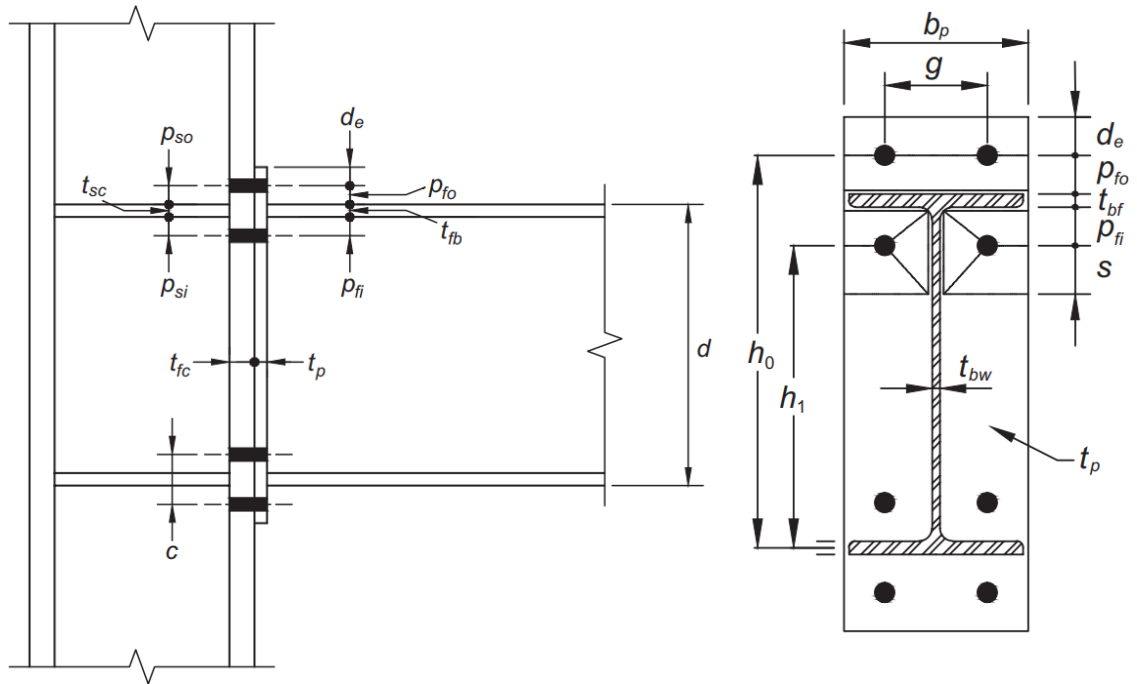
H.2. Definición de los factores de resistencia según el AISC 358-16

$\phi_d = 1$	Para límites dúctiles.
$\phi_n = 0.9$	Para estados límites no dúctiles.

H.3. Parámetros geométricos de precalificación

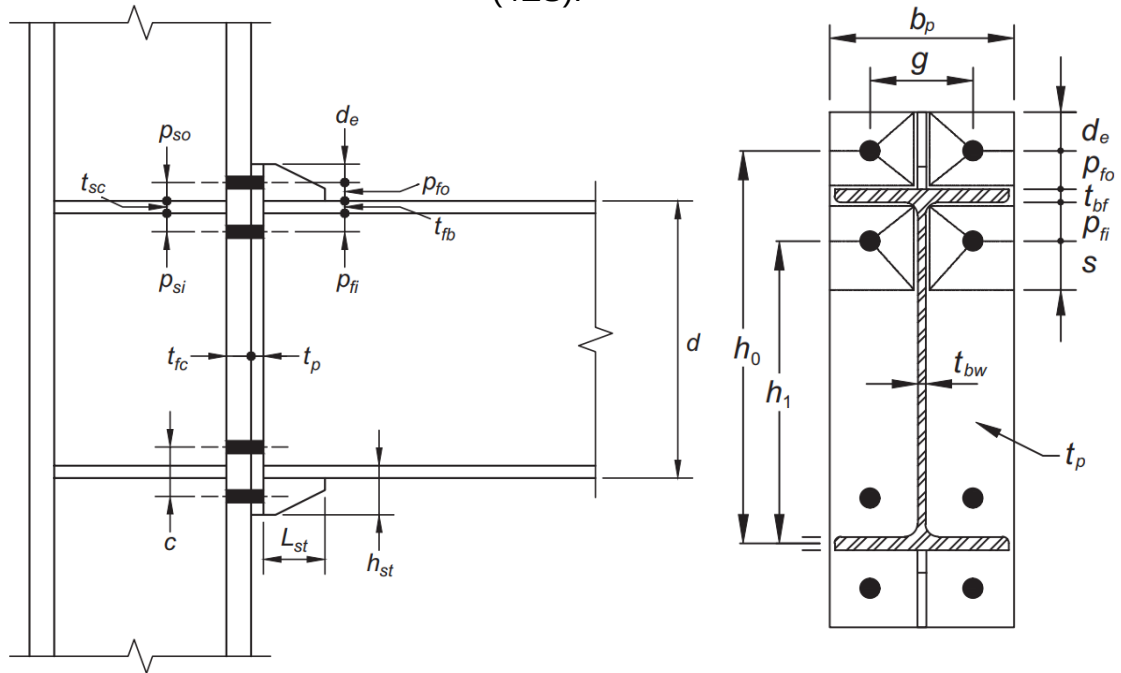
Los parámetros geométricos de precalificación, que se aprecian en las Figuras H-1, H-2, H-3 y H-4; así como el tipo de conexión End-Plate a utilizar (4E, 4ES, 8ES) se definen mediante la Tabla 6.1 del AISC 358-16.

Figura H-1. Geometría de conexión End-Plate de cuatro pernos no rigidizada (4E).



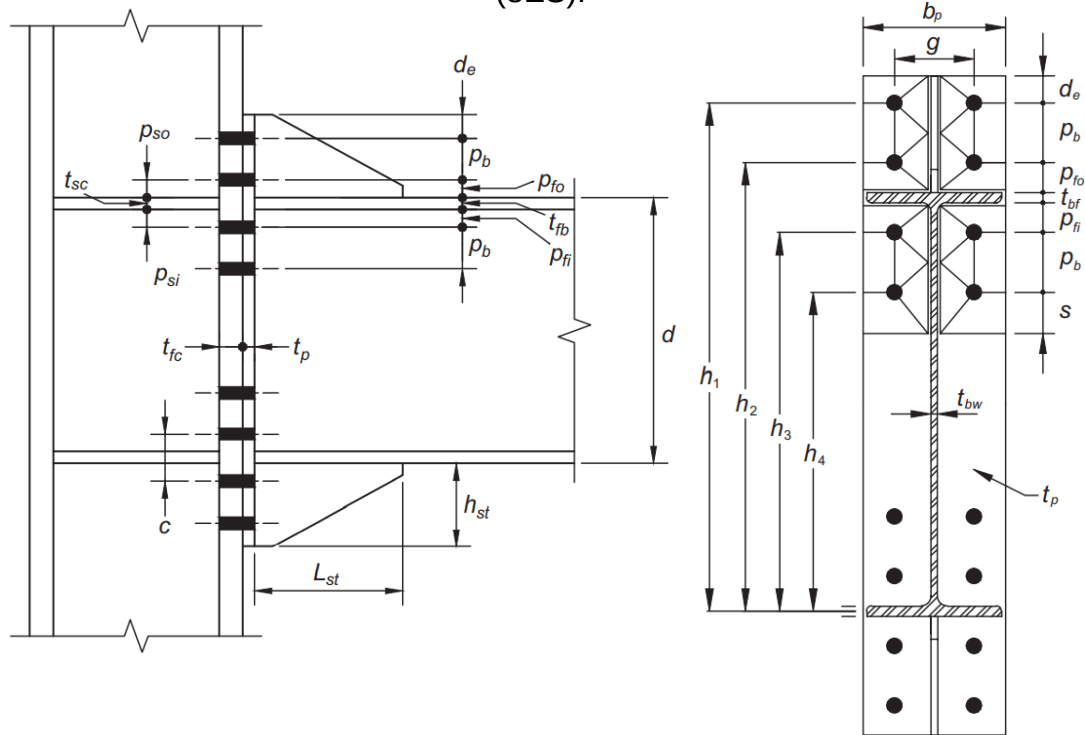
Fuente: AISC 358-16.

Figura H-2. Geometría de conexión End-Plate de cuatro pernos rigidizada (4ES).



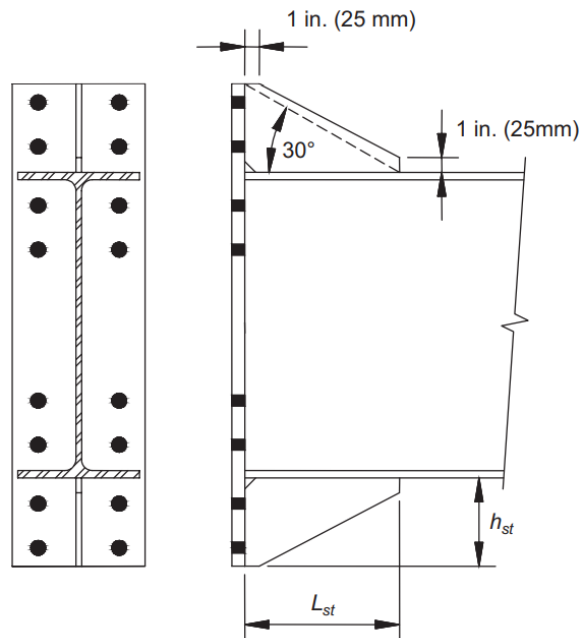
Fuente: AISC 358-16.

Figura H-3. Geometría de conexión End-Plate de ocho pernos rigidizada (8ES).



Fuente: AISC 358-16.

Figura H-4. Geometría del rigidizador en una conexión End-Plate 8ES (similar para una 4ES).



Fuente: AISC 358-16.

Donde;

- g : Distancia horizontal entre tornillos.
- p_{fi} : Distancia vertical desde el interior del ala en tensión de la viga hasta la fila de pernos interior más cercana.
- p_{fo} : Distancia vertical desde el exterior del ala en tensión de la viga hasta la fila de pernos exterior más cercana.
- p_b : Distancia vertical entre la fila interior y exterior de pernos en una conexión 8ES.
- p_{si} : Distancia vertical desde el interior de la placa de continuidad hasta la fila de pernos interior más cercana.
- p_{so} : Distancia vertical desde el exterior de la placa de continuidad hasta la fila de pernos interior más cercana.
- c : Distancia vertical entre el primer tornillo externo y el interno.
- b_p : Ancho de la placa de conexión.
- t_p : Espesor de la placa de conexión.
- d_e : Distancia del centro del tornillo externo superior al final de la placa de conexión.
- h_{st} : Altura del rigidizador.
- L_{st} : Longitud del rigidizador [$h_{st} / \tan(30^\circ)$].
- S : Es el mayor valor entre $0.5\sqrt{b_p * g}$ y p_{fi} .

H.4. Momento en la cara de la columna

Para calcular el momento actuante en la cara de la columna se emplea la siguiente ecuación (ecuación 6.8-1 del AISC 358-16):

$$M_f = M_{pr} + V_u * S_h$$

Donde;

- M_{pr} : Momento máximo probable en rótula plástica (expuesto a más detalle en la sección 4.7.1 de este documento).

Sh : Longitud de la rótula plástica a la cara de la columna. El menor valor entre $d/2$ y $3d_{bf}$ para una conexión no rigidizada (4E). $L_{st} + t_p$ para conexión rigidizadas (4ES, 8ES).

Vu : Esfuerzo cortante al final de la viga $[(2M_{pr} / L_h) + V_g]$.

Lh : Distancia entre rótulas plásticas.

Vg : Esfuerzo de corte resultante de la combinación $1.2D + f_1 L + 0.2S_{DS}$ (dónde f_1 es un factor de minoración de carga estipulado por el código vigente, pero no menor de 0.5)

H.5. Diámetro requerido del perno

Para calcular el diámetro requerido del perno (y encontrar en base a ello el diámetro útil “ $d_{b\text{ÚTIL}}$ ”) se emplean las siguientes ecuaciones (ecuaciones 6.8-3 y 6.8-4 del AISC 358-16):

Para conexiones de 4 tornillos (4E, 4ES);

$$d_{bREQ} = \sqrt{\frac{2Mf}{\pi\phi_n F_{nt}(h_o + h_1)}}$$

Para conexiones de 8 tornillos (8ES);

$$d_{bREQ} = \sqrt{\frac{2Mf}{\pi\phi_n F_{nt}(h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}}$$

H.6. Espesor requerido de plancha extrema

Para calcular el espesor requerido de placa de conexión se emplea la siguiente ecuación (ecuación 6.8-5 del AISC 358-16):

$$t_{pREQ} = \sqrt{\frac{1.11Mf}{\phi_d F_{yp} Y_p}}$$

Dónde “Yp” para una conexión de 4 pernos no rigidizada (4E) es;

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + S)]$$

Dónde “Yp” para una conexión de 4 pernos rigidizada (4ES) es;

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2S} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + S) + h_o(d_e + p_{fo})] \quad \begin{matrix} \text{(Para } d_e \\ \leq S) \end{matrix}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{S} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + S) + h_o(S + p_{fo})] \quad \begin{matrix} \text{(Para } d_e \\ > S) \end{matrix}$$

Dónde “Yp” para una conexión de 8 pernos rigidizada (8ES) es;

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[\frac{h_1}{2d_e} + \frac{h_2}{p_{fo}} + \frac{h_3}{p_{fi}} + \frac{h_4}{S} \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(d_e + \frac{3p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_4 \left(S + \frac{p_b}{4} \right) \right] + g \quad \begin{matrix} \text{(Para } d_e \\ \leq S) \end{matrix}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[\frac{h_1}{S} + \frac{h_2}{p_{fo}} + \frac{h_3}{p_{fi}} + \frac{h_4}{S} \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(S + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(S + \frac{3p_b}{4} \right) \right] + g \quad \begin{matrix} \text{(Para } d_e \\ > S) \end{matrix}$$

H.7. Fuerza factorada en la viga

Para calcular la fuerza factorizada en el ala de la viga se emplea la siguiente ecuación (ecuación 6.8-6 del AISC 358-16):

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{fb}}$$

H.8. Chequeo del esfuerzo cortante por fluencia y ruptura por cizallamiento en la porción extendida de la placa de conexión

El siguiente chequeo es exclusivo para conexiones de cuatro pernos no rigidizadas (4E). Si el chequeo (de ambos casos) no se cumple se debe aumentar el espesor de la placa de conexión o el límite elástico del material de la placa de conexión.

Para el tener un esfuerzo de cortante por fluencia satisfactorio se debe de satisfacer la siguiente ecuación (ecuación 6.8-7 del AISC 358-16):

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n R_n = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p$$

Para el tener un esfuerzo de ruptura por cizallamiento satisfactorio se debe de satisfacer la siguiente ecuación (ecuación 6.8-8 del AISC 358-16):

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n R_n = \phi_d (0.6) F_{up} A_n$$

Donde;

A_n : Área neta de la placa de conexión. Cuando los orificios usados son estándar es igual a $t_p [b_p - 2 (d_{b\text{ÚTIL}} + 1/8 \text{ plg})]$.

H.9. Espesor del rigidizador para conexiones 4ES y 8ES

Para estimar el espesor del rigidizador se emplea la siguiente ecuación (ecuación 6.8-9 del AISC 358-16):

$$t_s \geq t_{wb} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right)$$

Además, para evitar el pandeo local de la placa de refuerzo, se debe cumplir el siguiente criterio de ancho a espesor (ecuación 6.8-10 del AISC 358-16):

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

H.10. Chequeo del esfuerzo de ruptura por cizallamiento de los pernos en el ala a compresión

Para tener un esfuerzo de cortante por cizallamiento satisfactorio, en los pernos del ala a compresión, se debe de satisfacer la siguiente ecuación (ecuación 6.8-11 del AISC 358-16):

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n n_b F_{nv} A_b$$

Donde;

A_b : Área gruesa nominal del perno.

n_b : Número de pernos en el ala a compresión. 4 para conexiones 4E y 4ES.
8 para conexiones 8ES.

H.11. Chequeo de la falla por desgarramiento y aplastamiento por carga en los pernos de la plancha extrema y del ala de la columna.

Para tener un esfuerzo de falla por desgarramiento y aplastamiento satisfactorio, en una conexión 4E o 4ES, se debe de satisfacer la siguiente ecuación (ecuación 6.8-12 del AISC 358-16):

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n [(n_i) r_{ni} + (n_o) r_{no}]$$

Dónde;

L_{ci} : Distancia libre entre los pernos internos ($p_{fi} + t_{fb} + p_{fo} - d_{b\text{ÚTIL}}$).

- L_{co} : Distancia libre entre los pernos externos y el borde de la placa de conexión ($d_e - 0.5d_{b\acute{U}TIL}$).
- r_p : Resistencia al aplastamiento ($2.4 * d_{b\acute{U}TIL} * t_p * F_{up}$).
- r_{di} : Resistencia al desgarramiento debido a los pernos internos ($1.2 * L_{ci} * t_p * F_{up}$).
- r_{ni} : Resistencia debida a los pernos internos. El menor valor entre r_p y r_{di} .
- r_{do} : Resistencia al desgarramiento debido a los pernos externos ($1.2 * L_{co} * t_p * F_{up}$).
- r_{no} : Resistencia debida a los pernos externos. El menor valor entre r_p y r_{do} .
- ni : Número de pernos internos (2 para 4E o 4ES).
- no : Número de pernos externos (2 para 4E o 4ES).

Para tener un esfuerzo de falla por desgarramiento y aplastamiento satisfactorio, en una conexión 8ES, se debe de satisfacer la siguiente ecuación derivada de la ecuación 6.8-11 del AISC 358-16:

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n [(ni_1 + no_2)r_{ni1} + (ni_2)r_{ni2} + (no_1)r_{no}]$$

Donde;

- L_{ci1} : Distancia libre entre los pernos externos e internos ($p_b - d_{b\acute{U}TIL}$).
- L_{ci2} : Distancia libre entre los pernos intermedios ($p_{fi} + t_{fb} + p_{fo} - d_{b\acute{U}TIL}$).
- L_{co} : Distancia libre entre los pernos externos y el borde de la placa de conexión ($d_e - 0.5d_{b\acute{U}TIL}$).
- r_p : Resistencia al aplastamiento ($2.4 * d_{b\acute{U}TIL} * t_p * F_{up}$).
- r_{di1} : Resistencia al desgarramiento debido a los pernos externos e internos ($1.2 * L_{ci1} * t_p * F_{up}$).
- r_{di2} : Resistencia al desgarramiento debido a los pernos intermedios ($1.2 * L_{ci2} * t_p * F_{up}$).
- r_{ni1} : Resistencia debida a los pernos externos e internos. El menor valor entre r_p y r_{di1} .
- r_{ni2} : Resistencia debida a los pernos intermedios. El menor valor entre r_p y r_{di2} .
- r_{do} : Resistencia al desgarramiento debido a los pernos externos

$$(1.2 * L_{co} * t_p * F_{up}).$$

r_{no} : Resistencia debida a los pernos externos. El menor valor entre r_p y r_{do} .

n_i : Número de pernos internos (4 para 8ES).

n_o : Número de pernos externos (4 para 8ES).

H.12. Verificación de la resistencia a la flexión del ala de la columna

Para tener una resistencia a la flexión del ala de la columna satisfactoria se debe de satisfacer la siguiente ecuación (ecuación 6.8-13 del AISC 358-16):

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}}$$

Donde “ Y_c ” para una conexión de 4 pernos (4E, 4ES) sin placas de continuidad en la zona panel es;

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left(\frac{h_1}{S} + \frac{h_0}{S} \right) + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(S + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

Nota: $S = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} * g}$

Donde “ Y_c ” para una conexión de 8 pernos (8ES) sin placas de continuidad en la zona panel es;

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[\frac{h_1}{S} + \frac{h_4}{S} \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_b + \frac{c}{2} + S \right) + h_2 \left(\frac{p_b}{2} + \frac{c}{4} \right) + h_3 \left(\frac{p_b}{2} + \frac{c}{2} \right) + h_4(S) \right] + \frac{g}{2}$$

Nota: $S = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} * g}$

Si la relación no se cumple se debe de optar por un perfil más grande o añadir placas de continuidad.

H.13. Espesor de placas de continuidad

H.13.1. Resistencia mínima de la columna ante cargas concentradas

a) Cedencia del ala

$$\phi_1 R_{V1} = \frac{\phi_d * t_{fc}^2 * F_{yc} * Y_c}{d - t_{fb}} \quad (\text{Ecuación 6.8-15 del AISC 358-16})$$

b) Cedencia del alma

$C_t = 0.5$ si la distancia desde la parte superior de la columna a la cara superior del ala de la viga es menor que el peralte de la columna. En otros casos usar 1.

$$\phi_2 R_{V2} = \phi_d * C_t * [F_{yc} * t_{wc} (6 * k_c + t_{fb} + 2t_p)] \quad (\text{Ecuación 6.8-17 del AISC 358-16})$$

c) Pandeo del alma

$$\phi_3 R_{V3} = 0.75 * \left(24 * t_{wc}^3 * \frac{\sqrt{E * F_{yc}}}{h_c} \right) \quad (\text{Ecuación 6.8-19 del AISC 358-16})$$

d) Aplastamiento del alma

$$t_s = 8 \text{ mm} \quad \text{Soldadura asumida.}$$

$$N = t_{fb} + 2t_s + 2t_p$$

$$\phi_4 R_{V4} = 0.75 * \left[0.8 * t_{wc}^2 \left(1 + 3 * \frac{N}{d_c} \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{E * F_{yc} * t_{fc}}{t_{wc}}} \right] \quad (\text{Ecuación 6.8-22 del AISC 358-16})$$

Nota: Los incisos “c)” y “d)” son las expresiones más comunes, pero tienen más condiciones de uso. Se recomienda revisar el código.

Finalmente, se define la mínima resistencia de la columna ante las cargas concentradas:

$$\phi R_{Vmin} = \min(\phi_1 R_{V1}, \phi_2 R_{V2}, \phi_3 R_{V3}, \phi_4 R_{V4})$$

H.13.2. Cálculo del espesor de las placas de continuidad

Para la necesidad de placas de continuidad se presenta el siguiente proceso:

$$F_{cp} = F_{fu} - \phi R_{Vmin}$$

Fuerza requerida en placas de continuidad
(Ecuación 6.8-25 del AISC 358-16).

$$F_{crp} = 0.9 F_{yp}$$

Tensión crítica estimada de la plancha de continuidad.

$$A_{cp} = \max\left(\left(\frac{F_{cp}}{0.9 F_{crp}}\right) - 25 t_{wc}^2, 0\right)$$

Área requerida en placas de continuidad considerando el aporte de resistencia del alma de la columna (Apartado J10.8 del AISC 360-16).

$$b_{cp} = 2 * \left(\frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wc}}{2}\right)$$

Ancho de placas de continuidad (Apartado J10.8 del AISC 360-16). También puede usarse más conservadoramente “ $b_{fc} - t_{wc}$ ” (Para trabajar con el verdadero ancho efectivo del cual dispondrán las placas de continuidad).

$$t_{cp} = \frac{A_{cp}}{b_{cp}}$$

Espesor requerido de placas de continuidad.

$$t_{cp_min} = \max\left(0.5 t_{fb}, \frac{b_{fb}}{16}\right)$$

Espesor mínimo de placas de continuidad (Apartado J10.8 del AISC 360-16). Aunque conservadoramente se puede emplear un espesor mínimo de $0.5 * t_{fb}$ para nodos donde converge una sola viga y t_{fb} (el mayor) de nodos donde convergen dos vigas.

H.14. Verificación de la resistencia a la flexión del ala de la columna usando placas de continuidad

Para tener una resistencia a la flexión del ala de la columna satisfactoria, usando placas de continuidad, se debe de satisfacer la siguiente ecuación (ecuación 6.8-13 del AISC 358-16):

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1.11Mf}{\phi_d F_{yc} Y_c}}$$

Donde “Yc” para una conexión de 4 pernos (4E, 4ES) con placas de continuidad en la zona panel es;

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{S} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \left(\frac{1}{S} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(S + p_{si}) + h_0(S + p_{so})]$$

Nota: $S = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} * g} \geq p_{si}$

$$p_{si} = p_{so} = c - t_{cp\acute{U}TIL}$$

$t_{cp\acute{U}TIL}$ = Espesor seleccionado de las placas de continuidad.

Donde “Yc” para una conexión de 8 pernos (8ES) con placas de continuidad en la zona panel es;

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[\frac{h_1}{S} + \frac{h_2}{p_{so}} + \frac{h_3}{p_{si}} + \frac{h_4}{S} \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(S + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{so} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{si} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(S + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$$

Nota: $S = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} * g} \geq p_{si}$

H.16. Especificaciones sobre la soldadura

La soldadura de la viga a la placa de extremo debe cumplir con las siguientes limitaciones:

- 1) No se deben usar orificios de acceso para soldar.
- 2) La conexión del ala de la viga a la plancha extrema debe hacerse con soldadura de ranura de penetración completa (CJP) sin placa de respaldo. Dicha soldadura debe hacerse con su raíz en el lado del ala que da hacia el alma de la viga. La cara interior del ala debe tener una soldadura de filete de 8mm. Estas soldaduras deben ser calculadas en demanda crítica.
- 3) La unión del alma de la viga a la plancha extrema puede hacerse usando soldadura de ranura de penetración completa (CJP) o soldadura de filete. De utilizar soldaduras de filete deben ser dimensionadas para desarrollar la resistencia máxima del alma de la viga en tensión desde la cara interior del ala hasta 150mm más allá de la fila de pernos más lejana del ala de la viga.
- 4) No es necesario desbaste trasero de la raíz en el ala directamente arriba y debajo del alma de la viga para una longitud igual a 1.5 k1. Se permitirá una soldadura de ranura PJP de profundidad completa en esta ubicación.
- 5) Todas las uniones entre la placa de extremo y el rigidizador se realizarán utilizando soldaduras de ranura CJP.

Excepción: Cuando el rigidizador tiene un grosor de 10mm o menos, se permite utilizar soldaduras de filete que desarrollen la resistencia del rigidizador.

H.15. Tablas resumen

A continuación se muestran las tablas resumen del análisis expuesto en los apartados anteriores, referente al diseño de las conexiones del edificio rediseñado:

Tabla H-1. Espesor de placas, diámetro de pernos y espesor de rigidizadores – Eje 1.

Nivel	Nodo	Sitio	Tipo de conexión	Sh (cm)	Espesor de la placa de conexión		Diámetro de pernos		Espesor del rigidizador	
					Teórico (in)	Útil (in)	Teórico (in)	Útil (in)	Teórico (in)	Útil (in)
1	1B	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.63	1.20	1.25	1.27	1.38	0.85	1
	1C	Izq.	8ES	41.63	1.20	1.25	1.27	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	41.63	1.20	1.25	1.27	1.38	0.85	1
	1D	Izq.	8ES	41.63	1.20	1.25	1.27	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
2	1B	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.63	1.20	1.25	1.27	1.38	0.85	1
	1C	Izq.	8ES	41.63	1.20	1.25	1.27	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	41.63	1.20	1.25	1.27	1.38	0.85	1
	1D	Izq.	8ES	41.63	1.20	1.25	1.27	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
3	1B	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.63	1.20	1.25	1.27	1.38	0.85	1
	1C	Izq.	8ES	41.63	1.20	1.25	1.27	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	41.63	1.20	1.25	1.27	1.38	0.85	1
	1D	Izq.	8ES	41.63	1.20	1.25	1.27	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
4	1B	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.38	1.50	0.84	1
	1C	Izq.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.38	1.50	0.84	1
		Der.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.38	1.50	0.84	1
	1D	Izq.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.38	1.50	0.84	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
5	1B	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.38	1.50	0.84	1
	1C	Izq.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.38	1.50	0.84	1
		Der.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.38	1.50	0.84	1
	1D	Izq.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.38	1.50	0.84	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-

Nota: Los resultados del Eje 1 son iguales a los del Eje 4.

Tabla H-1. Espesor de placas, diámetro de pernos y espesor de rigidizadores – Eje 1 (continuación).

Nivel	Nodo	Sitio	Tipo de conexión	Sh (cm)	Espesor de la placa de conexión		Diámetro de pernos		Espesor del rigidizador	
					Teórico (in)	Útil (in)	Teórico (in)	Útil (in)	Teórico (in)	Útil (in)
6	1B	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.38	1.50	0.84	1
	1C	Izq.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.38	1.50	0.84	1
		Der.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.38	1.50	0.84	1
	1D	Izq.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.38	1.50	0.84	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
7	1B	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	44.10	1.21	1.25	1.25	1.38	0.85	1
	1C	Izq.	8ES	44.10	1.21	1.25	1.25	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	44.10	1.21	1.25	1.25	1.38	0.85	1
	1D	Izq.	8ES	44.10	1.21	1.25	1.25	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
8	1B	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	44.10	1.21	1.25	1.25	1.38	0.85	1
	1C	Izq.	8ES	44.10	1.21	1.25	1.25	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	44.10	1.21	1.25	1.25	1.38	0.85	1
	1D	Izq.	8ES	44.10	1.21	1.25	1.25	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
9	1B	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	44.10	1.21	1.25	1.25	1.38	0.85	1
	1C	Izq.	8ES	44.10	1.21	1.25	1.25	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	44.10	1.21	1.25	1.25	1.38	0.85	1
	1D	Izq.	8ES	44.10	1.21	1.25	1.25	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
10	1B	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.25	1.38	0.85	1
	1C	Izq.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.25	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.25	1.38	0.85	1
	1D	Izq.	8ES	44.10	1.20	1.25	1.25	1.38	0.85	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-

Nota: Los resultado del Eje 1 son iguales a los del Eje 4.

Tabla H-2. Espesor de placas, diámetro de pernos y espesor de rigidizadores – Eje A.

Nivel	Nodo	Sitio	Tipo de conexión	Sh (cm)	Espesor de la placa de conexión		Diámetro de pernos		Espesor del rigidizador	
					Teórico (in)	Útil (in)	Teórico (in)	Útil (in)	Teórico (in)	Útil (in)
1	A1	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
	A2	Izq.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
		Der.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
	A3	Izq.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
		Der.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
	A4	Izq.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
2	A1	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
	A2	Izq.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
		Der.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
	A3	Izq.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
		Der.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
	A4	Izq.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
3	A1	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
	A2	Izq.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
		Der.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
	A3	Izq.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
		Der.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
	A4	Izq.	8ES	41.32	1.14	1.25	1.19	1.25	0.79	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
4	A1	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
	A2	Izq.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
		Der.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
	A3	Izq.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
		Der.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
	A4	Izq.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
5	A1	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
	A2	Izq.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
		Der.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
	A3	Izq.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
		Der.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
	A4	Izq.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-

Nota: Los resultado del Eje A son iguales a los del Eje E.

Tabla H-2. Espesor de placas, diámetro de pernos y espesor de rigidizadores – Eje A (continuación).

Nivel	Nodo	Sitio	Tipo de conexión	Sh (cm)	Espesor de la placa de conexión		Diámetro de pernos		Espesor del rigidizador	
					Teórico (in)	Útil (in)	Teórico (in)	Útil (in)	Teórico (in)	Útil (in)
6	A1	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
	A2	Izq.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
		Der.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
	A3	Izq.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
		Der.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
	A4	Izq.	8ES	41.25	1.08	1.25	1.12	1.25	0.72	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
7	A1	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
	A2	Izq.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
		Der.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
	A3	Izq.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
		Der.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
	A4	Izq.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
8	A1	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
	A2	Izq.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
		Der.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
	A3	Izq.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
		Der.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
	A4	Izq.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
9	A1	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
	A2	Izq.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
		Der.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
	A3	Izq.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
		Der.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
	A4	Izq.	8ES	41.25	1.03	1.25	1.07	1.25	0.68	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
10	A1	Izq.	8ES	-	-	-	-	-	-	-
		Der.	8ES	41.25	1.02	1.25	1.06	1.25	0.68	1
	A2	Izq.	8ES	41.25	1.02	1.25	1.06	1.25	0.68	1
		Der.	8ES	41.25	1.02	1.25	1.06	1.25	0.68	1
	A3	Izq.	8ES	41.25	1.02	1.25	1.06	1.25	0.68	1
		Der.	8ES	41.25	1.02	1.25	1.06	1.25	0.68	1
	A4	Izq.	8ES	41.25	1.02	1.25	1.06	1.25	0.68	1
		Der.	8ES	-	-	-	-	-	-	-

Nota: Los resultado del Eje A son iguales a los del Eje E.

Tabla H-3. Chequeo del rigidizador y chequeo de pernos en compresión – Eje 1.

Nivel	Nodo	Sitio	Chequeo del rigidizador por pandeo local			Chequeo de pernos en compresión por corte		
			$\frac{h_{st}}{t_s}$	$\leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$	Obv.	V_u (tonnf)	$\leq \phi_n R_n$ (tonnf)	Obv.
1	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.74	≤ 15.89	Ok	111.65	≤ 279.98	Ok
	1C	Izquierda	8.74	≤ 15.89	Ok	111.65	≤ 279.98	Ok
		Derecha	8.74	≤ 15.89	Ok	111.65	≤ 279.98	Ok
	1D	Izquierda	8.74	≤ 15.89	Ok	111.65	≤ 279.98	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
2	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.74	≤ 15.89	Ok	114.50	≤ 280.92	Ok
	1C	Izquierda	8.74	≤ 15.89	Ok	114.50	≤ 280.92	Ok
		Derecha	8.74	≤ 15.89	Ok	114.50	≤ 280.92	Ok
	1D	Izquierda	8.74	≤ 15.89	Ok	114.50	≤ 280.92	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
3	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.74	≤ 15.89	Ok	113.84	≤ 280.70	Ok
	1C	Izquierda	8.74	≤ 15.89	Ok	113.84	≤ 280.70	Ok
		Derecha	8.74	≤ 15.89	Ok	113.84	≤ 280.70	Ok
	1D	Izquierda	8.74	≤ 15.89	Ok	113.84	≤ 280.70	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
4	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	9.30	≤ 15.89	Ok	117.21	≤ 331.40	Ok
	1C	Izquierda	9.30	≤ 15.89	Ok	117.21	≤ 331.40	Ok
		Derecha	9.30	≤ 15.89	Ok	117.21	≤ 331.40	Ok
	1D	Izquierda	9.30	≤ 15.89	Ok	117.21	≤ 331.40	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
5	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	9.30	≤ 15.89	Ok	115.58	≤ 330.76	Ok
	1C	Izquierda	9.30	≤ 15.89	Ok	115.58	≤ 330.76	Ok
		Derecha	9.30	≤ 15.89	Ok	115.58	≤ 330.76	Ok
	1D	Izquierda	9.30	≤ 15.89	Ok	115.58	≤ 330.76	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
6	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	9.30	≤ 15.89	Ok	114.00	≤ 330.15	Ok
	1C	Izquierda	9.30	≤ 15.89	Ok	114.00	≤ 330.15	Ok
		Derecha	9.30	≤ 15.89	Ok	114.00	≤ 330.15	Ok
	1D	Izquierda	9.30	≤ 15.89	Ok	114.00	≤ 330.15	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-

Nota: Los resultado del Eje 1 son iguales a los del Eje 4.

Tabla H-3. Chequeo del rigidizador y chequeo de pernos en compresión – Eje 1 (continuación).

Nivel	Nodo	Sitio	Chequeo del rigidizador por pandeo local			Chequeo de pernos en compresión por corte		
			$\frac{h_{st}}{t_s}$	$\leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$	Obv.	V_u (tonnf)	$\leq \phi_n R_n$ (tonnf)	Obv.
7	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	96.7493	≤ 276.49	Ok
	1C	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	96.7493	≤ 276.49	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	96.7493	≤ 276.49	Ok
	1D	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	96.7493	≤ 276.49	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
8	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	94.2762	≤ 275.49	Ok
	1C	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	94.2762	≤ 275.49	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	94.2762	≤ 275.49	Ok
	1D	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	94.2762	≤ 275.49	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
9	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	90.8110	≤ 274.34	Ok
	1C	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	90.8110	≤ 274.34	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	90.8110	≤ 274.34	Ok
	1D	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	90.8110	≤ 274.34	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
10	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	85.2275	≤ 272.32	Ok
	1C	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	85.2275	≤ 272.32	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	85.2275	≤ 272.32	Ok
	1D	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	85.2275	≤ 272.32	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-

Nota: Los resultado del Eje 1 son iguales a los del Eje 4.

Tabla H-4. Chequeo del rigidizador y chequeo de pernos en compresión – Eje A.

Nivel	Nodo	Sitio	Chequeo del rigidizador por pandeo local			Chequeo de pernos en compresión por corte		
			$\frac{h_{st}}{t_s}$	$\leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$	Obv.	V_u (tonnf)	$\leq \phi_n R_n$ (tonnf)	Obv.
1	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.67	≤ 15.89	Ok	92.8800	≤ 245.73	Ok
	A2	Izquierda	8.67	≤ 15.89	Ok	92.8800	≤ 245.73	Ok
		Derecha	8.67	≤ 15.89	Ok	92.8800	≤ 245.73	Ok
	A3	Izquierda	8.67	≤ 15.89	Ok	92.8800	≤ 245.73	Ok
		Derecha	8.67	≤ 15.89	Ok	92.8800	≤ 245.73	Ok
	A4	Izquierda	8.67	≤ 15.89	Ok	92.8800	≤ 245.73	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
2	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.67	≤ 15.89	Ok	95.0000	≤ 246.50	Ok
	A2	Izquierda	8.67	≤ 15.89	Ok	95.0000	≤ 246.50	Ok
		Derecha	8.67	≤ 15.89	Ok	95.0000	≤ 246.50	Ok
	A3	Izquierda	8.67	≤ 15.89	Ok	95.0000	≤ 246.50	Ok
		Derecha	8.67	≤ 15.89	Ok	95.0000	≤ 246.50	Ok
	A4	Izquierda	8.67	≤ 15.89	Ok	95.0000	≤ 246.50	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
3	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.67	≤ 15.89	Ok	94.4300	≤ 246.29	Ok
	A2	Izquierda	8.67	≤ 15.89	Ok	94.4300	≤ 246.29	Ok
		Derecha	8.67	≤ 15.89	Ok	94.4300	≤ 246.29	Ok
	A3	Izquierda	8.67	≤ 15.89	Ok	94.4300	≤ 246.29	Ok
		Derecha	8.67	≤ 15.89	Ok	94.4300	≤ 246.29	Ok
	A4	Izquierda	8.67	≤ 15.89	Ok	94.4300	≤ 246.29	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
4	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	83.5587	≤ 220.01	Ok
	A2	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	83.5587	≤ 220.01	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	83.5587	≤ 220.01	Ok
	A3	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	83.5587	≤ 220.01	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	83.5587	≤ 220.01	Ok
	A4	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	83.5587	≤ 220.01	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
5	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	82.2643	≤ 219.54	Ok
	A2	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	82.2643	≤ 219.54	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	82.2643	≤ 219.54	Ok
	A3	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	82.2643	≤ 219.54	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	82.2643	≤ 219.54	Ok
	A4	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	82.2643	≤ 219.54	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-

Nota: Los resultado del Eje A son iguales a los del Eje E.

Tabla H-4. Chequeo del rigidizador y chequeo de pernos en compresión – Eje A (continuación).

Nivel	Nodo	Sitio	Chequeo del rigidizador por pandeo local			Chequeo de pernos en compresión por corte		
			$\frac{h_{st}}{t_s}$	$\leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$	Obv.	V_u (tonnf)	$\leq \phi_n R_n$ (tonnf)	Obv.
6	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	81.0526	≤ 219.09	Ok
	A2	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	81.0526	≤ 219.09	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	81.0526	≤ 219.09	Ok
	A3	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	81.0526	≤ 219.09	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	81.0526	≤ 219.09	Ok
	A4	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	81.0526	≤ 219.09	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
7	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	72.9128	≤ 200.65	Ok
	A2	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	72.9128	≤ 200.65	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	72.9128	≤ 200.65	Ok
	A3	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	72.9128	≤ 200.65	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	72.9128	≤ 200.65	Ok
	A4	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	72.9128	≤ 200.65	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
8	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	70.8075	≤ 199.87	Ok
	A2	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	70.8075	≤ 199.87	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	70.8075	≤ 199.87	Ok
	A3	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	70.8075	≤ 199.87	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	70.8075	≤ 199.87	Ok
	A4	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	70.8075	≤ 199.87	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
9	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	67.9208	≤ 198.8	Ok
	A2	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	67.9208	≤ 198.8	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	67.9208	≤ 198.8	Ok
	A3	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	67.9208	≤ 198.8	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	67.9208	≤ 198.8	Ok
	A4	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	67.9208	≤ 198.8	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-
10	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	64.0745	≤ 197.38	Ok
	A2	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	64.0745	≤ 197.38	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	64.0745	≤ 197.38	Ok
	A3	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	64.0745	≤ 197.38	Ok
		Derecha	8.65	≤ 15.89	Ok	64.0745	≤ 197.38	Ok
	A4	Izquierda	8.65	≤ 15.89	Ok	64.0745	≤ 197.38	Ok
		Derecha	-	-	-	-	-	-

Nota: Los resultado del Eje A son iguales a los del Eje E.

Tabla H-5. Chequeo de rodamiento del perno y desprendimiento de la placa de conexión; y requerimiento de placas de continuidad – Eje 1.

Nivel	Nodo	Sitio	Chequeo de rodamiento del perno y desprendimiento de la placa extremo			¿Se requieren placas de continuidad en la zona panel?		
			Vu (tonnf)	$\leq \phi_n R_n$ (tonnf)	Obv.	t_{fc} (in)	$\geq \sqrt{\frac{1.11Mf}{\phi_d F_{yc} Y_c}}$ (in)	Obv.
1	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	111.65	$\leq 1,555.15$	Ok	3.04	≥ 1.34	No
	1C	Izquierda	111.65	$\leq 1,555.15$	Ok	3.04	≥ 1.34	No
		Derecha	111.65	$\leq 1,555.15$	Ok	3.04	≥ 1.34	No
	1D	Izquierda	111.65	$\leq 1,555.15$	Ok	3.04	≥ 1.34	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
2	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	114.50	$\leq 1,555.15$	Ok	3.04	≥ 1.34	No
	1C	Izquierda	114.50	$\leq 1,555.15$	Ok	3.04	≥ 1.34	No
		Derecha	114.50	$\leq 1,555.15$	Ok	3.04	≥ 1.34	No
	1D	Izquierda	114.50	$\leq 1,555.15$	Ok	3.04	≥ 1.34	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
3	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	113.84	$\leq 1,555.15$	Ok	3.04	≥ 1.34	No
	1C	Izquierda	113.84	$\leq 1,555.15$	Ok	3.04	≥ 1.34	No
		Derecha	113.84	$\leq 1,555.15$	Ok	3.04	≥ 1.34	No
	1D	Izquierda	113.84	$\leq 1,555.15$	Ok	3.04	≥ 1.34	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
4	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	117.21	$\leq 1,546.13$	Ok	2.85	≥ 1.46	No
	1C	Izquierda	117.21	$\leq 1,546.13$	Ok	2.85	≥ 1.46	No
		Derecha	117.21	$\leq 1,546.13$	Ok	2.85	≥ 1.46	No
	1D	Izquierda	117.21	$\leq 1,546.13$	Ok	2.85	≥ 1.46	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
5	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	115.58	$\leq 1,546.13$	Ok	2.85	≥ 1.46	No
	1C	Izquierda	115.58	$\leq 1,546.13$	Ok	2.85	≥ 1.46	No
		Derecha	115.58	$\leq 1,546.13$	Ok	2.85	≥ 1.46	No
	1D	Izquierda	115.58	$\leq 1,546.13$	Ok	2.85	≥ 1.46	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
6	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	114.00	$\leq 1,546.13$	Ok	2.85	≥ 1.45	No
	1C	Izquierda	114.00	$\leq 1,546.13$	Ok	2.85	≥ 1.45	No
		Derecha	114.00	$\leq 1,546.13$	Ok	2.85	≥ 1.45	No
	1D	Izquierda	114.00	$\leq 1,546.13$	Ok	2.85	≥ 1.45	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-

Nota: Los resultado del Eje 1 son iguales a los del Eje 4.

Tabla H-5. Chequeo de rodamiento del perno y desprendimiento de la placa de conexión; y requerimiento de placas de continuidad – Eje 1 (continuación).

Nivel	Nodo	Sitio	Chequeo de rodamiento del perno y desprendimiento de la placa extremo			¿Se requieren placas de continuidad en la zona panel?		
			Vu (tonnf)	$\leq \phi_n R_n$ (tonnf)	Obv.	t_{fc} (in)	$\geq \sqrt{\frac{1.11Mf}{\phi_d F_{yc} Y_c}}$ (in)	Obv.
7	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	96.7493	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.33	No
	1C	Izquierda	96.7493	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.33	No
		Derecha	96.7493	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.33	No
	1D	Izquierda	96.7493	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.33	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
8	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	94.2762	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.33	No
	1C	Izquierda	94.2762	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.33	No
		Derecha	94.2762	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.33	No
	1D	Izquierda	94.2762	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.33	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
9	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	90.8110	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.33	No
	1C	Izquierda	90.8110	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.33	No
		Derecha	90.8110	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.33	No
	1D	Izquierda	90.8110	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.33	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
10	1B	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	85.2275	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.32	No
	1C	Izquierda	85.2275	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.32	No
		Derecha	85.2275	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.32	No
	1D	Izquierda	85.2275	$\leq 1,555.15$	Ok	2.26	≥ 1.32	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-

Nota: Los resultado del Eje 1 son iguales a los del Eje 4.

Tabla H-6. Chequeo de rodamiento del perno y desprendimiento de la placa de conexión; y requerimiento de placas de continuidad – Eje A.

Nivel	Nodo	Sitio	Chequeo de rodamiento del perno y desprendimiento de la placa extremo			¿Se requieren placas de continuidad en la zona panel?		
			Vu	$\leq \phi_n R_n$	D/C	t_fc	$\geq \sqrt{\frac{1.11 M f}{\phi_d F_{yc} Y_c}}$	Obv.
1	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	92.8800	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
	A2	Izquierda	92.8800	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
		Derecha	92.8800	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
	A3	Izquierda	92.8800	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
		Derecha	92.8800	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
	A4	Izquierda	92.8800	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
2	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	95.0000	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
	A2	Izquierda	95.0000	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
		Derecha	95.0000	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
	A3	Izquierda	95.0000	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
		Derecha	95.0000	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
	A4	Izquierda	95.0000	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
3	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	94.4300	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
	A2	Izquierda	94.4300	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
		Derecha	94.4300	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
	A3	Izquierda	94.4300	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
		Derecha	94.4300	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
	A4	Izquierda	94.4300	$\leq 1,513.76$	Ok	2.47	≥ 1.26	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
4	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	83.5587	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.20	No
	A2	Izquierda	83.5587	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.20	No
		Derecha	83.5587	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.20	No
	A3	Izquierda	83.5587	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.20	No
		Derecha	83.5587	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.20	No
	A4	Izquierda	83.5587	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.20	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
5	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	82.2643	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.20	No
	A2	Izquierda	82.2643	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.20	No
		Derecha	82.2643	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.20	No
	A3	Izquierda	82.2643	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.20	No
		Derecha	82.2643	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.20	No
	A4	Izquierda	82.2643	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.20	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-

Nota: Los resultado del Eje A son iguales a los del Eje E.

Tabla H-6. Chequeo de rodamiento del perno y desprendimiento de la placa de conexión; y requerimiento de placas de continuidad – Eje A (continuación).

Nivel	Nodo	Sitio	Chequeo de rodamiento del perno y desprendimiento de la placa extremo			¿Se requieren placas de continuidad en la zona panel?		
			Vu	$\leq \phi_n R_n$	D/C	t_fc	$\geq \sqrt{\frac{1.11 M f}{\phi_d F_{yc} Y_c}}$	Obv.
6	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	81.0526	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.19	No
	A2	Izquierda	81.0526	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.19	No
		Derecha	81.0526	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.19	No
	A3	Izquierda	81.0526	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.19	No
		Derecha	81.0526	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.19	No
	A4	Izquierda	81.0526	$\leq 1,513.76$	Ok	2.07	≥ 1.19	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
7	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	72.9128	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.15	No
	A2	Izquierda	72.9128	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.15	No
		Derecha	72.9128	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.15	No
	A3	Izquierda	72.9128	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.15	No
		Derecha	72.9128	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.15	No
	A4	Izquierda	72.9128	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.15	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
8	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	70.8073	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
	A2	Izquierda	70.8073	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
		Derecha	70.8073	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
	A3	Izquierda	70.8073	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
		Derecha	70.8073	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
	A4	Izquierda	70.8073	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
9	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	67.9208	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
	A2	Izquierda	67.9208	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
		Derecha	67.9208	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
	A3	Izquierda	67.9208	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
		Derecha	67.9208	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
	A4	Izquierda	67.9208	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-
10	A1	Izquierda	-	-	-	-	-	-
		Derecha	64.0745	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
	A2	Izquierda	64.0745	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
		Derecha	64.0745	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
	A3	Izquierda	64.0745	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
		Derecha	64.0745	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
	A4	Izquierda	64.0745	$\leq 1,513.76$	Ok	1.72	≥ 1.14	No
		Derecha	-	-	-	-	-	-

Nota: Los resultado del Eje A son iguales a los del Eje E.

ANEXO I: RESUMEN DE TABLAS Y ESQUEMAS UTILIZADOS EN EL PROCESO SE ANÁLISIS

I.1. Tabla 1. Cargas vivas unitarias mínimas (kg/m²). RNC-07.

DESTINO	MÁXIMA (CV)	INCIDENTAL (CVR)	Notas
Residencial (casas, apartamentos, cuartos de hoteles, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales)	200	80	(1)
Salones de clase: Escuelas primarias	250	150	
Secundaria y universidad	150	200	
Hospitales (salas y cuartos), Asilos, Centros de Salud y Clínicas	200	100	
Salas de Operación	400	150	
Oficinas: Despachos	250	100	(2)
Salas de Archivo	500	250	
Bibliotecas: Salones de Lectura	300	150	
Salón de Libros	600	400	
Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, museos y Salas de juegos	400	250	
Auditorios, Cines, Templos: Sillas Fijas	350	250	
Sillas móviles	500	250	
Teatros: Vestíbulos	200	80	
Piso del escenario	700	350	
Graderías y tribunas	500	250	
Lugares de Comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público);	500	250	(3)
Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas)	500	350	
Laboratorios	250	125	
Comercio: Ligero	350	300	(4)
Semi-pesado	450	400	(4)
Pesado	550	500	(4)
Fábrica y Talleres: Ligero	400	350	(4)
Semi-pesado	500	450	(4)
Pesado	700	600	(4)
Bodegas: Ligero	450	400	(4)
Semi-pesado	550	475	(4)
Pesado	650	550	(4)
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	40	(5)
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	50	20	
Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40 m)	250	150	(6)

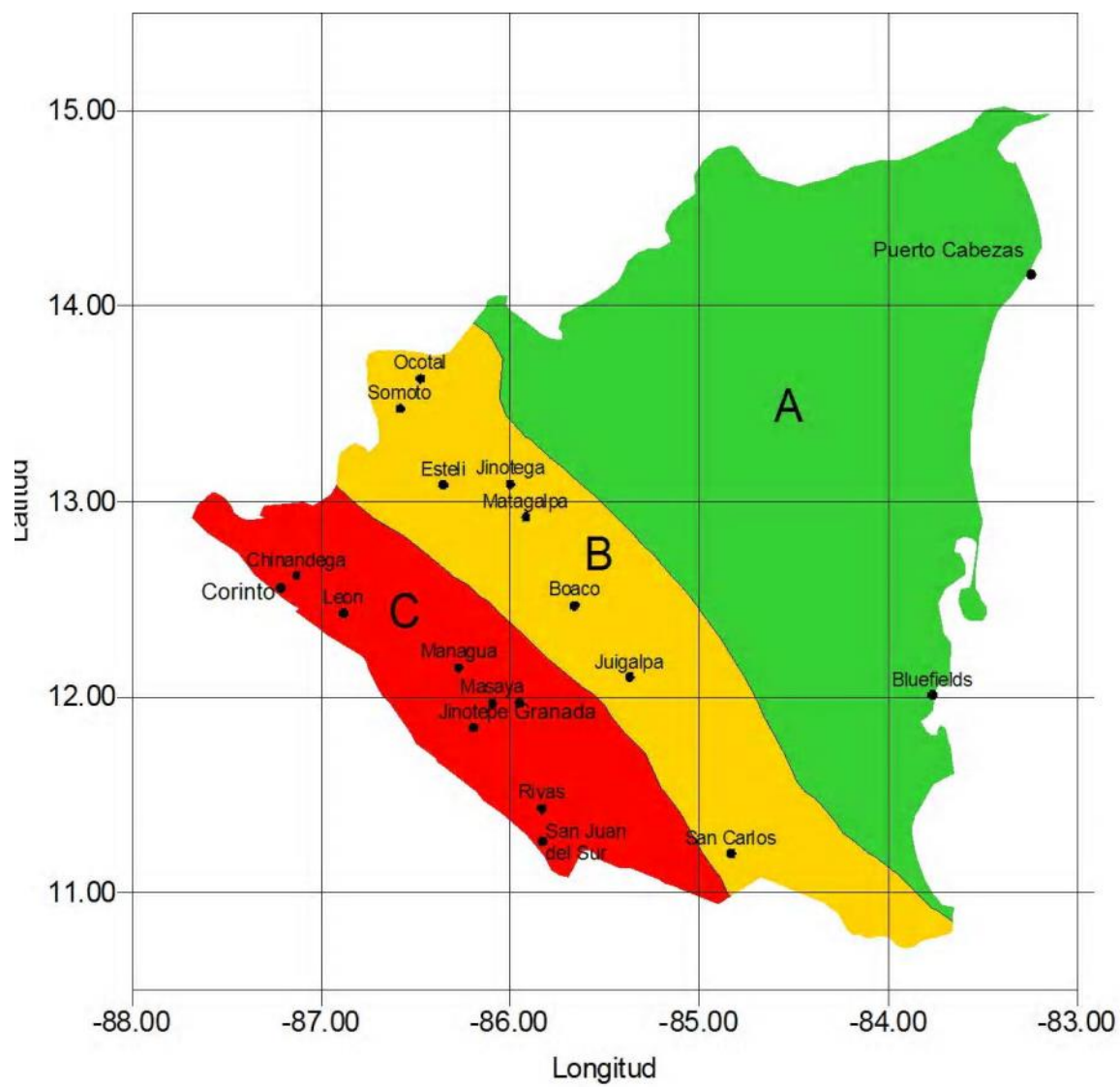
I.1. Tabla 1. Cargas vivas unitarias mínimas (kg/m²). RNC-07.(Continuación)

DESTINO	MÁXIMA (CV)	INCIDENTAL (CVR)	Notas
Andamios y cimbra para concreto	150	100	
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	400	200	
(1). Para elementos con área tributaria, A, mayor de 36 m², CV podrá reducirse, tomándola igual a $100 + 420/»A$. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de CV una carga de 500 kg aplicada sobre un área de 50 x 50 cm en la posición más crítica. (2). Para elementos con área tributaria, A, mayor de 36 m², CV podrá reducirse, tomándola igual a $180 + 420/»A$. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de CV una carga de 1000 kg aplicada sobre un área de 50 x 50 cm en la posición más crítica. (3). Para el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se tomará en cuenta lo estipulado en el inciso b) de este artículo. (4). La carga unitaria CV, deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación. (5). Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por recipientes de agua y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse o colgarse. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales. Adicionalmente los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg aplicada en la posición más crítica. (6). Más una carga concentrada de 1500 kg en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.			

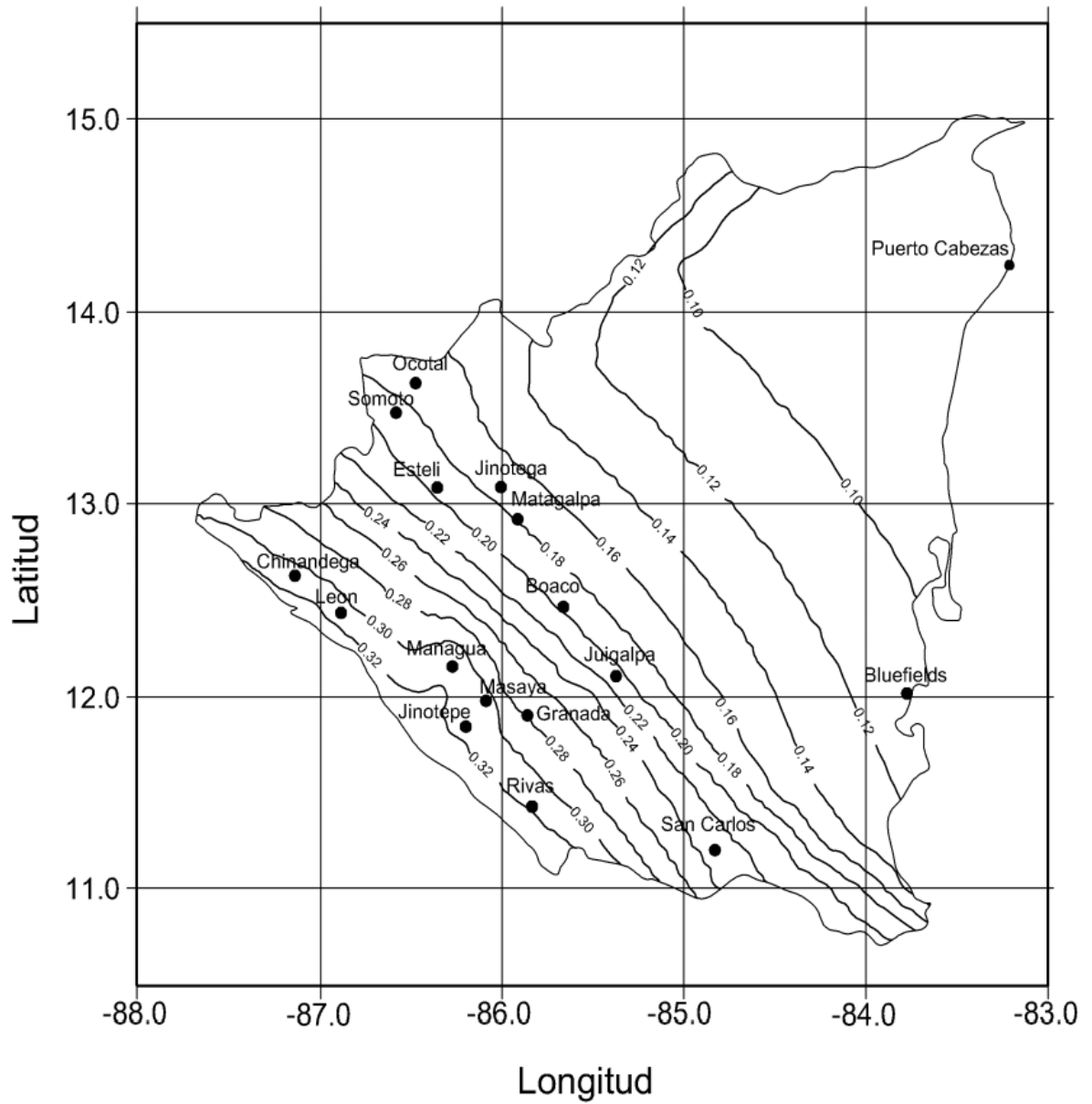
I.2. Tabla 2. Factores de amplificación por tipo de suelo, S. RNC-07.

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0
Tipo I: Afloramiento rocoso con $V_s > 750$ m/s, Tipo II: Suelo firme con $360 < V_s \leq 750$ m/s, Tipo II: Suelo moderadamente blando, con $180 \leq V_s \leq 360$ m/s, Tipo IV: Suelo muy blando, con V_s Nota: El valor de V_s es calculado en base a la ecuación 4 del arto. 25 del RNC-07.			

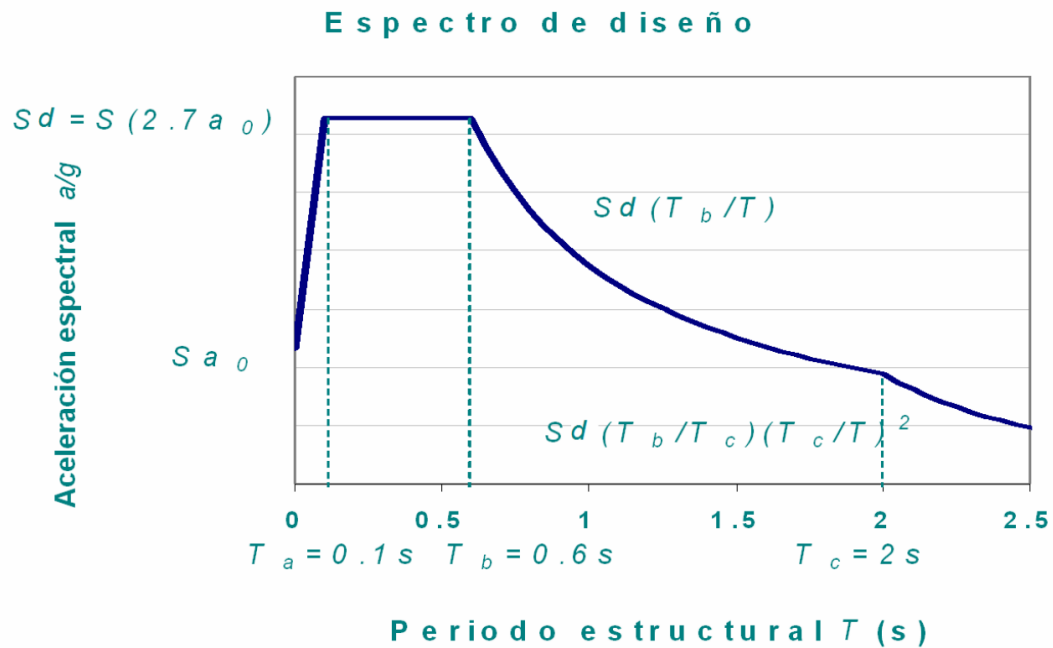
I.3. Figura 2. Zonificación sísmica de Nicaragua. RNC-07.



I.4. Anexo C. Mapa de Isoaceleraciones. Coeficientes a_0 para definir los espectros de diseño en la República de Nicaragua, para estructuras del grupo B. RNC-07.



I.5. Figura 3. Espectro de diseño para Nicaragua. RNC-07.



I.6. Tabla 4. Distorsiones máximas permitidas. RNC-07.

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q=3$ ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero ($Q=3$ ó 4)	0.0300
Marcos de acero ò concreto con ductilidad limitada ($Q=1$ ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto ($Q=3$)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q=1$ ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

I.7. Tabla 3.1.1. Valores de λ , ξ y τ . NTC-DF.

Periodo del sitio (s)			λ	ξ	τ
	Ts	≤ 0.5	0.4	0.80	2.50
0.5 <	Ts	≤ 1.0	0.45	0.20	1.00
1.0 <	Ts	≤ 1.5	0.45	0.30	1.00
1.5 <	Ts	≤ 2.0	0.50	1.20	1.00
2.0 <	Ts	≤ 2.5	0.50	1.80	1.00
2.5 <	Ts	≤ 3.0	0.55	3.00	1.00
3.0 <	Ts	≤ 4.0	0.50	4.00	1.00

I.8. Tabla 1.5-1. Categoría de Riesgo para Edificios y Otras Estructuras ante Cargas de Inundación, Viento, Nieve, Terremotos y Hielo. ASCE 7-16.

Uso u ocupación de edificios y estructuras	Categoría de riesgo
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla.	I
Todos los edificios y otras estructuras, excepto los enumerados en las categorías de riesgo I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras cuyo fallo podría suponer un riesgo sustancial para la vida humana. Edificios y otras estructuras, no incluidas en la categoría de riesgo IV, con potencial para causar un impacto económico sustancial y/o una interrupción masiva de la vida civil cotidiana en caso de fallo. Edificios y otras estructuras no incluidas en la categoría de riesgo IV (incluidas, entre otras, las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan o eliminan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias tóxicas o explosivas cuando la cantidad del material supera una cantidad umbral establecida por la autoridad competente y es suficiente para suponer una amenaza para el público si se libera^a.	III

I.8. Tabla 1.5-1. Categoría de Riesgo para Edificios y Otras Estructuras ante Cargas de Inundación, Viento, Nieve, Terremotos y Hielo. ASCE 7-16. (Continuación)

Uso u ocupación de edificios y estructuras	Categoría de riesgo
Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales. Edificios y otras estructuras cuyo fallo podría suponer un peligro sustancial para la comunidad. Edificios y otras estructuras (incluidas, entre otras, las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan o eliminan sustancias como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos o residuos peligrosos) que contengan cantidades suficientes de sustancias altamente tóxicas cuando la cantidad del material supere una cantidad límite establecida por la autoridad competente y sea suficiente para suponer una amenaza para el público si se libera^a. Edificios y otras estructuras necesarias para mantener la funcionalidad de otras estructuras de la categoría de riesgo IV.	IV
^a Los edificios y otras estructuras que contengan sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas podrán clasificarse en una categoría de riesgo inferior si se puede demostrar, a satisfacción de la autoridad competente, mediante una evaluación del peligro, tal como se describe en la sección 1.5.3 del ASCE 7-16, que una liberación de las sustancias es proporcional al riesgo asociado a la categoría de riesgo propuesta.	

I.9. Tabla 1.5-2. Factores de importancia por Categoría de Riesgo de Edificios y Otras Estructuras para Cargas de Nieve, Hielo y Sismo. ASCE 7-16.

Categoría de riesgo de la Tabla 1.5-1	Factor de importancia por nieve, I_s	Factor de importancia por espesor de hielo, I_i	Factor de importancia hielo - viento, I_w	Factor de importancia sísmica, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50
Nota: El factor de importancia del componente, I_p, aplicable a cargas sísmicas, no se incluye en esta tabla porque depende de la importancia del componente individual y no de la del edificio en su conjunto, o de su ocupación. Véase el apartado 13.1.3 del ASCE 7-16.				

I.10. Tabla 11.6-1. Categoría de diseño sísmico basada en el parámetro de aceleración de respuesta para periodos cortos. ASCE 7-16.

Valor de S_{DS}	Categoría de riesgo	
	I, II o III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

I.11. Tabla 12.8-1. Coeficiente para el límite superior del periodo calculado. ASCE 7-16.

Parámetro de la aceleración de respuesta espectral de diseño a 1s, S_{D1}	Coeficiente C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

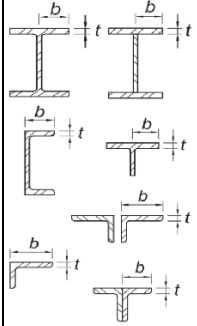
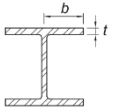
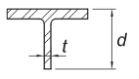
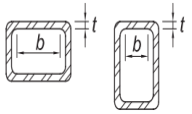
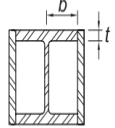
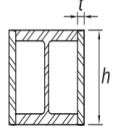
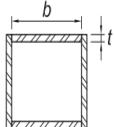
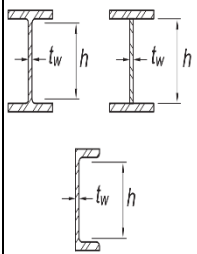
I.12. Tabla 12.8-2. Valores para los parámetros del periodo aproximado C_t and x . ASCE 7-16.

Tipo de estructura	C_t	x
Sistemas de pórticos resistentes a momento en los cuales los pórticos resisten el 100% de la fuerza sísmica requerida y no están adosados o encerrados por componentes que son más rígidos y que impidan que los pórticos se deflexionen ante las fuerzas sísmicas:		
Marcos de acero resistentes a momento	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Marcos de concreto resistentes a momento	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Marcos de acero arriostrados excéntricamente de acuerdo con la Tabla 12.2-1 líneas B1 o D1 del ASCE 7-16	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Marcos arriostrados de acero restringidos al pandeo	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Todos los demás sistemas estructurales	0.02 (0.0488) ^a	0.75
^a Los equivalentes métricos se indican entre paréntesis		

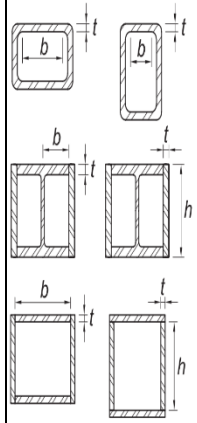
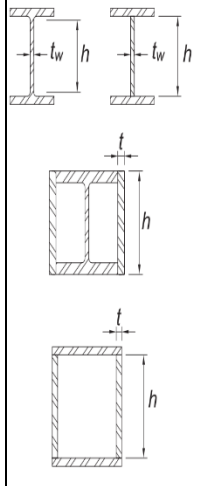
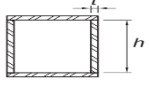
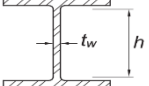
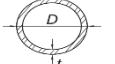
I.13. Tabla A3.1. Valores R_y y R_t para materiales de acero y refuerzos de acero. AISC 341-16.

Aplicación	R_y	R_t
Barras y perfiles estructurales laminados en caliente: • ASTM A36/A36M • ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250) • ASTM A992/A992M • ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380) • ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485) • ASTM A588/A588M • ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345) • ASTM A529 Gr. 50 (345) • ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.5 1.3 1.1 1.1 1.1 1.1 1.2 1.2 1.1	1.2 1.1 1.1 1.1 1.1 1.1 1.1 1.2 1.2
Perfiles estructurales huecos (HSS): • ASTM A500/A500M Gr. B • ASTM A500/A500M Gr. C • ASTM A501/A501M • ASTM A53/A53M • ASTM A1085/A1085M	1.4 1.3 1.4 1.6 1.25	1.3 1.2 1.3 1.2 1.15
Placas, tiras y láminas: • ASTM A36/A36M • ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250) • ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380) • ASTM A572/A572M Gr. 42 (290) • ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380) • ASTM A588/A588M • ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.3 1.3 1.1 1.3 1.1 1.1 1.2	1.2 1.1 1.1 1.0 1.2 1.2 1.1
Refuerzos de acero: • ASTM A615/A615M Gr. 60 (420) • ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550) • ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)	1.2 1.1 1.2	1.2 1.2 1.2

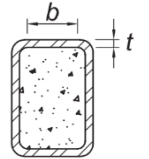
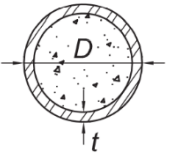
I.14. Tabla D1.1. Relación límite Ancho – Espesor para elementos comprimidos moderadamente dúctiles y altamente dúctiles. AISC 341-16.

Descripción del elemento		Relación Ancho – Espesor	Relación límite Ancho-Espesor		Ejemplo
			λ_{hd} (miembros altamente dúctiles)	λ_{md} (miembros moderadamente dúctiles)	
Elementos no rigidizados	Patines de perfiles laminados o armados de secciones I, canales y secciones T; lados salientes de ángulos sencillos o ángulos dobles con separadores; lados salientes de ángulos dobles con contacto continuo	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Patines de perfiles H-pile definidos por sección D4 del AISC 341-16	b/t	No aplicable	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Almas de secciones T	d/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[a]}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Elementos rigidizados	Paredes de HSS rectangulares usadas como riostras diagonales	b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Patines de perfiles I que forman cajones	b/t			
	Placas laterales de cajones formados con perfiles I y paredes de cajones armados usados como riostras diagonales	h/t			
	Patines de cajones armados usados como vigas de enlace	b/t			
	Almas de perfiles laminados o armados de secciones I y canales usados como riostras diagonales	h/t _w	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

I.14. TABLE D1.1. Relación límite Ancho – Espesor para elementos comprimidos moderadamente dúctiles y altamente dúctiles. AISC 341-16. (Continuación)

Descripción del elemento		Relación Ancho – Espesor	Relación límite Ancho-Espesor		Ejemplo
			λ_{hd} (miembros altamente dúctiles)	λ_{hd} (miembros moderadamente dúctiles)	
Elementos rigidizados	Cuando se usen patines en vigas o columnas en compresión uniforme debido a carga axial, flexión o esfuerzos combinados de axial y flexión: 1) Paredes de HSS rectangulares 2) Patines y placas laterales de cajones formados con perfiles I, patines y almas de cajones armados	b/t h/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Cuando se usen en vigas, columnas o enlaces, almas en flexión o en esfuerzos combinados de axial y flexión: 1) Almas de perfiles I laminados o armados, canales ^[b] 2) Placas laterales de cajones formados con perfiles I 3) Almas de cajones armados	h/t_w h/t h/t	Para $Ca \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04Ca)$ Para $Ca > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - Ca)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ Donde; $Ca = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $Ca = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD) $P_y = R_y F_y A_g$	Para $Ca \leq 0.114$ $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04Ca)$ Para $Ca > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - Ca)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ Donde; $Ca = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $Ca = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD) $P_y = R_y F_y A_g$	
	Almas de cajones armado usados como enlaces EBF	h/t	$0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.75 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Almas de perfiles H-pile	h/t _w	No aplicable	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Paredes de HSS redondo	D/t	$0.053 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.062 \frac{E}{R_y F_y}$ ^[c]	

I.14. TABLE D1.1. Relación límite Ancho – Espesor para elementos comprimidos moderadamente dúctiles y altamente dúctiles. AISC 341-16. (Continuación)

Descripción del elemento		Relación Ancho – Espesor	Relación límite Ancho-Espesor		Ejemplo
			λ_{hd} (miembros altamente dúctiles)	λ_{hd} (miembros moderadamente dúctiles)	
Elementos compuestos	Paredes de miembros rectangulares compuestos	b/t	$1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Paredes de miembros redondos compuestos	D/t	$0.085 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.17 \frac{E}{R_y F_y}$	

[a] Para las secciones T con miembros comprimidos, la relación límite Ancho – Espesor para miembros altamente dúctiles con respecto a las almas de las secciones T será $0.4 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- (1) El pandeo del miembro comprimido ocurre alrededor del plano del alma.
- (2) La carga de compresión axial se transfiere al final de las conexiones solo en la cara externa del patín de la sección T, dando como resultado una conexión excéntrica que reduce los esfuerzos de compresión en el extremo del alma.

[b] Para vigas de sección I en marcos SMF, donde C_a es menor o igual a 0.114, el límite de la relación h/t_w no debe exceder $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$. Para vigas de sección I en marcos IMF, donde C_a es menor o igual a 0.114, el límite de la relación Ancho – Espesor no debe exceder $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$.

[c] La relación límite Diámetro – Espesor para miembros HSS redondos usados como vigas o columnas no debe exceder $0.077 \frac{E}{R_y F_y}$.

Donde;

E = Módulo de elasticidad del acero = 29,000 ksi (200,000 MPa).
 F_y = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado, ksi (MPa).
 P_a = Fuerza axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, kips (N).
 P_u = Fuerza axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kips (N).
 R_y = Relación entre el límite de fluencia esperado y el límite de fluencia mínimo especificado.
 ϕ_c = Factor de resistencia para compresión.
 Ω_c = Factor de seguridad para compresión.

I.15. Tabla 9-6. Parámetros de modelaje y criterios de aceptación para análisis no lineales de componentes estructurales de acero. ASCE 41-13.

Componente o acción	Parámetros de modelaje			Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, Radianes	Relación de resistencia residual		Ángulo de rotación plástica, Radianes		
				IO	LS	CP
Vigas – Flexión						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
c. Otro	Se realizará una interpolación lineal entre los valores de las líneas a y b para la esbeltez del ala (primer término) y la esbeltez del alma (segundo término), y se utilizará el menor valor resultante.					
Columnas – Flexión ^{a,b}						
Para $P/P_{CL} < 0.2$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
c. Otro	Se realizará una interpolación lineal entre los valores de las líneas a y b para la esbeltez del ala (primer término) y la esbeltez del alma (segundo término), y se utilizará el menor valor resultante.					
Para $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	— ^c	— ^d	0.2	$0.25\theta_y$	— ^c	— ^d
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$
c. Otro	Se realizará una interpolación lineal entre los valores de las líneas a y b para la esbeltez del ala (primer término) y la esbeltez del alma (segundo término), y se utilizará el menor valor resultante.					
Zona panel en columnas	$12\theta_y$	$12\theta_y$	1.0	$1\theta_y$	$12\theta_y$	$12\theta_y$
Conexiones a momento totalmente restringidas ^f						
Conexión WUF ^g	0.051-0.0013d	0.043-0.0006d	0.2	0.026-0.00065d	0.0323-0.00045d	0.043-0.0006d
Parte inferior en WUF con losa	0.026	0.036	0.2	0.013	0.027	0.036
Parte inferior en WUF sin losa	0.018	0.023	0.2	0.009	0.0180	0.023
Placa de cubierta soldada WUF ^g	0.056-0.001d	0.056-0.0011d	0.2	0.028-0.00055d	0.0420-0.00083d	0.056-0.0011d
Alma en WUF—Atornillada ^g	0.021-0.0003d	0.050-0.0006d	0.2	0.010-0.00015d	0.0375-0.00045d	0.050-0.0006d
Alma WUF—Soldada	0.041	0.054	0.2	0.020	0.0410	0.054
Patín libre ^g	0.067-0.0012d	0.094-0.0016d	0.2	0.034-0.00060d	0.0705-0.0012d	0.094-0.0016d

I.15. Tabla 9-6. Parámetros de modelaje y criterios de aceptación para análisis no lineales de componentes estructurales de acero. ASCE 41-13. (Continuación)

Componente o acción	Parámetros de modelaje			Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, Radianes		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, Radianes		
	a	b		IO	LS	CP
Conexión RBS^g Placas soldadas al patín a. Placa del patín en la sección del alma b. Otros estados límites Parte inferior soldada Parte superior e inferior soldada Recubrimientos soldados en patín	0.050-0.0003d 0.03 Controlado por fuerza 0.027 0.028 0.031	0.070-0.0003d 0.06 0.047 0.048 0.031	0.2 0.2 0.2 0.2	0.025-0.00015d 0.015 0.014 0.014 0.016	0.0525-0.00023d 0.0450 0.0353 0.0360 0.0233	0.07-0.00030d 0.06 0.047 0.048 0.031
Conexión a momento parcialmente restringida						
Conexión "Top and Bottom clip angle"^h a. Falla por corte del rechame o el perno (Estado límite 1) ⁱ b. Falla por tensión del lado horizontal del ángulo (Estado límite 2) c. Falla por tensión del rechame o el perno (Estado límite 3) ⁱ d. Falla por flexión del ángulo (Estado límite 4)	0.036 0.012 0.016 0.042	0.048 0.018 0.025 0.084	0.200 0.800 1.000 0.200	0.008 0.003 0.005 0.010	0.030 0.010 0.020 0.035	0.040 0.015 0.020 0.070
Conexión "Doble Split tee"^h a. Falla por corte del rechame o el perno (Estado límite 1) ⁱ b. Falla por tensión del rechame o el perno (Estado límite 2) ⁱ c. Falla por tensión del alma de la sección T (Estado límite 3) d. Falla por flexión de la sección T (Estado límite 4)	0.036 0.016 0.012 0.042	0.048 0.024 0.018 0.084	0.200 0.800 0.800 0.200	0.008 0.005 0.003 0.010	0.030 0.020 0.010 0.035	0.040 0.020 0.015 0.070
Conexión BFP^h a. Falla en la sección del alma de la placa de patín o falla por corte de rechames o tornillos ⁱ b. Falla de soldadura o falla de tensión en la sección neta de la placa	0.030 0.012	0.030 0.018	0.800 0.800	0.008 0.003	0.020 0.010	0.025 0.015
Conexión "End-Plate" a. Cedencia de la placa b. Cedencia de los tornillos c. Falla de la soldadura	0.042 0.018 0.012	0.042 0.024 0.018	0.800 0.800 0.800	0.010 0.008 0.003	0.035 0.020 0.015	0.035 0.020 0.015

I.15. Tabla 9-6. Parámetros de modelaje y criterios de aceptación para análisis no lineales de componentes estructurales de acero. ASCE 41-13. (Continuación)

Componente o acción	Parámetros de modelaje			Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, Radianes		Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, Radianes		
	a	b		IO	LS	CP
Conexión "Composite Top Clip Angle Bottom" ^h						
a. Falla del refuerzo	0.018	0.035	0.800	0.005	0.020	0.030
b. Fluencia local del patín y aplastamiento del alma de la columna	0.036	0.042	0.400	0.008	0.025	0.035
c. Fluencia del ángulo inferior	0.036	0.042	0.200	0.008	0.025	0.035
d. Fluencia por tensión de remaches o tornillos en el patín de la columna	0.015	0.022	0.800	0.005	0.013	0.018
e. Cedencia por corte en la conexión viga-patín	0.022	0.027	0.200	0.005	0.018	0.023
Conexión a corte con losa ^g	0.029-0.0002d _{bg}	0.15-0.0036d _{bg}	0.4	0.014-0.0001d _{bg}	0.1125-0.0027d _{bg}	0.15-0.0036d _{bg}
Conexión a corte sin losa ^g	0.15-0.0036d _{bg}	0.15-0.0036d _{bg}	0.4	0.075-0.0018d _{bg}	0.1125-0.0027d _{bg}	0.15-0.0036d _{bg}
EBF viga de enlace ^{j,k}						
a. $e \leq \frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}}$	0.15	0.17	0.8	0.005	0.14	0.16
b. $e \geq \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$	Igual que las vigas					
c. $\frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$	Interpolación lineal debe de ser usada					
Muros de corte con placa de acero ^l	14θ _y	16θ _y	0.7	0.5θ _y	13θ _y	15θ _y
^a Columnas en marcos a momento o marcos arriostrados se podrán diseñar para la fuerza máxima entregada por las conexiones. Para columnas rectangulares o cuadradas, reemplazar b _t /2t _f con b/t, reemplazar 52 con 110, y reemplazar 65 con 190. ^b Columnas con P / P _{CL} > 0.5 se considerarán controlados por fuerza. ^c Rotación plástica = 11(1 – 5/3 P / P _{CL}) θ _y en el plano de flexión. ^d Rotación plástica = 17(1 – 5/3 P / P _{CL}) θ _y en el plano de flexión. ^e Rotación plástica = 14(1 – 5/3 P / P _{CL}) θ _y en el plano de flexión. ^f Los criterios de aceptación están dados para la cara de la columna. Los valores tabulados serán modificados a como indica la sección 9.4.2.4.3 (Item 4) del ASCE 41-13. ^g "d" es el peralte de la viga; "d _{bg} " es el peralte del grupo de pernos. Cuando las rotaciones están en función de d o d _{bg} , no es necesario que se tomen como menores de 0.0. ^h Se considerará que la placa en el alma o el refuerzo soportarán el corte. Sin una conexión a corte, acción no se clasificará como secundaria. Si el peralte de la viga d _b > 18 in., multiplique los m-factores por 18/d _b . ⁱ Para tornillos de alta resistencia, dividir los valores por 2.0. ^j La deformación es el ángulo de rotación entre la unión y la unión exterior de la viga o columna. ^k Los valores son para vigas de enlace con tres o más rigidizadores en el alma. Si no hubiera rigidizadores, dividir los valores por 2.0. Interpolación lineal debe de ser usada cuando se empleen uno o dos rigidizadores. ^l Los valores son para muros de corte con rigidizadores para evitar el pandeo por corte.						