



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
ESENCIAL SISMO RESISTENTE DE ACERO, DE OCHO NIVELES EMPLAZADO EN
LA CIUDAD DE MANAGUA”**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Luis Noel Genie Rizo

Br. Duvan José Guido Cruz

Br. Sandor Lenin Gómez Serrano

Tutor

Msc. Ing. Marco Antonio Palma Cerrato

Managua, septiembre 2021

Managua Nicaragua
Jueves 02 de septiembre de 2021

ING. OSCAR GUTIÉRREZ SOMARRIBA, PhD.

Decano Facultad de Tecnología de la construcción (FTC)

Universidad Nacional de Ingeniería (UNI)

Su despacho

Estimado Dr. Gutiérrez:

El motivo de la presente es para darle a conocer que he revisado el trabajo monográfico titulado “**DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL SISMO RESISTENTE DE ACERO, DE OCHO NIVELES EMPLAZADO EN LA CIUDAD DE MANAGUA**” realizada por los bachilleres **LUIS NOEL GENIE RIZO** y **DUVAN JOSÉ GUIDO CRUZ Y SANDOR LENIN GÓMEZ SERRANO**, para optar al título de Ingeniero Civil.

Este trabajo monográfico fue desarrollado por los sustentantes de forma independiente bajo mi tutoría y cumple con todos los requisitos para que pueda ser presentada y defendida ante el honorable jurado que usted designe.

Sin más a que hacer referencia, me despido.

Atentamente;

Ing. Marco Antonio Palma Cerrato, M.Sc.

Docente Depto. de estructuras

UNI FTC

Cc. Archivo

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTO

Noel Genie Rizo;

A la memoria de todos los Familiares, amigos y conocidos que ayudaron a la formación académica, moral y emocional, que su recuerdo siempre nos acompañe.

Al niño Ronaldito A. por ser la esperanza, mi fuente de motivación y también la de toda la familia.

Para mis hermanos; Marta, Christiam, Ronaldo J. Angélica, Henry y Renaldi, que el amor y la palabra de Dios siempre nos una.

A mis Padres; Noel, María y Ronaldo R. Por brindar un apoyo mayor al que cualquiera necesitaría. Sus palabras son caminos al autodeterminación y sustento emocional para sus hijos.

Para el resto de mi familia y amigos, por depositar su confianza, sentimientos y ser ejemplos de superación.

Finalmente, al Msc. Ing. Marco Palma Cerrato por su humildad, paciencia y dedicación en ayudarnos a encontrar el camino para desarrollar este trabajo.

Duvan J. Guido Cruz;

Primeramente, agradezco a Dios por la fortaleza y la inteligencia que ha derramado sobre mí, porque ha sido Él quien proveyó los medios para que lograra culminar mis estudios y poder alcanzar cada meta propuesta, además puso a muchas personas en mi camino que me dieron palabras de ánimo a lo largo de esta etapa.

A mis padres que siempre estuvieron ahí para apoyarme en todo lo que necesitase, no solo de manera material, sino también con sus palabras de aliento, con sus consejos y con todo ese amor que siempre estuvo y sigue estando.

Agradecer a mi tía Dalila por brindarme no solo el alojamiento y recursos, sino también por sus consejos e interés siempre presente a lo largo de este proceso.

También a nuestro tutor, Msc. Ing. Marco Antonio Palma, que siempre dedico el tiempo para responder a nuestras dudas y nos encamino para culminar este trabajo. Y a mis familiares, maestros y amigos que también aportaron para alcanzar este logro.

S. Lenin Gómez S;

Quiero agradecer grandemente a Dios porque todas las cosas son por su soberanía y nos permitió la oportunidad de culminar nuestros estudios profesionales con la concepción, elaboración y culminación de esta investigación. Dios me ayudó en todo momento y en todas las áreas para estudiar la carrera que ganó mi corazón a primera vista.

Agradezco a mis padres y especialmente a mi madre que siempre se interesó vehementemente por mis estudios y nunca se dio por vencida, estaba convencida que yo llegaría a ser un profesional. Agradezco todos y cada uno de sus sacrificios y su ejemplo. Gracias a ella retomé mis estudios después de abandonarlos en la secundaria, nunca le podré pagar y a su memoria dedico mi esfuerzo en este trabajo. Hasta el cielo y por siempre, gracias mamá...

Agradezco el gran esfuerzo de mis compañeros de tesis y la disposición innegable de nuestro tutor.

Por último, pero no menos importante agradezco a mi esposa Isabel González quien está a mi lado y me apoya en todo para que pudiera trabajar en este trabajo del cual estoy muy agradecido y orgulloso.

RESUMEN

El presente documento es una investigación y aplicación de la metodología basada en desempeño estructural para un edificio modelo con las características de ser esencial o grupo A según RNC (Reglamento Nacional de la Construcción), emplazado en la ciudad de managua y con sistema resistente a cargas laterales SMF (Marcos Especiales a Momentos), realizando primeramente un prediseño por medio de un Análisis Lineal Dinámico Modal Espectral como lo rige el RNC, para la evaluación del desempeño de la propuesta estructural se ha usado un FNA-TH (Análisis Rápido no Lineal de Tiempo Historia) siguiendo los lineamientos de evaluación de ASCE 41-13. Tanto en el análisis lineal y como en el no lineal se han comparado los resultados para apreciar las consecuencias de no tomar en cuenta los efectos característicos de las incidencias entre análisis lineal y no lineal dinámicos.

Para el análisis y el diseño de las secciones de acero se utilizó el software de computación ETABS apoyado de la norma AISC 360-16 para la determinación de demanda y capacidad de los elementos. El cuerpo de este documento monográfico consta de cuatro secciones, las primeras 2 de indagación teórica y las últimas 2 de aplicación.

La primera parte se dedica únicamente a una breve explicación de los riesgos de la sismicidad en nuestro país y las respuestas ingenieriles a ellos, seguido de una exploración por los diferentes métodos de análisis tanto lineales como no lineales con sus criterios de representación de daños correspondientes, así como la teoría y lineamientos de la evaluación del desempeño de las estructuras según ASCE 41-13.

Para la segunda parte se inicia con el análisis dinámico lineal propuesto por el RNC-07, calculado y definiendo cargas de la estructura, se determinaron los parámetros sísmicos de la estructura así mismo se construyó el correspondiente espectro sísmico para diseño y todas sus comprobaciones por capacidad, revisiones de derivas y efectos de segundo orden.

Seguidamente se realizó un análisis de revisión por medio de un DNP (Procedimiento dinámico no lineal) de ASCE 41-13, donde el edificio modelo se sometió a 3 registros sísmicos escalados a un espectro objetivo y el comportamiento más crítico se comparó con los obtenidos por métodos lineales.

Destacablemente se encontró una diferencia apreciable entre los criterios de aceptación del RNC-07, y los determinados tanto para la evaluación del desempeño con la norma ASCE 41-13 como para el control de desplazamientos de piso en ASCE 7-10, siendo que para el análisis lineal a penas se cumplen las derivas de colapso y en el análisis no lineal un satisfactorio cumplimiento de los objetivos de desempeño.

ÍNDICE

CAPÍTULO I. GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. ANTECEDENTES	2
1.3. JUSTIFICACIÓN	4
1.4. OBJETIVOS	7
1.4.1. Objetivo General	7
1.4.2. Objetivos Específicos.....	7
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	8
2.1. SISMICIDAD	8
2.1.1 Peligrosidad y riesgo sísmico en Managua	9
2.1.2. Amenaza sísmica de Managua	9
2.2. DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS	10
2.3. DESEMPEÑO SÍSMICO	11
2.3.1. Generalidades	11
2.3.2. Niveles de Desempeño Estructural	12
2.3.3. Niveles de Desempeño No Estructural.....	14
2.3.4. Ojetivos de Desempeño	16
2.3.5. Niveles de Desempeño Objetivo en Edificaciones	17
2.4. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE	19
2.4.1. Lineal.....	19
2.4.2. No lineales.....	25
2.4.3. Efectos P- Δ	28
2.6. MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS.....	30
2.6.1. Consideraciones de Diseño.....	30

2.6.2. Requisitos del sistema.....	30
CAPÍTULO III. ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL	39
3.1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL EDIFICIO	39
3.2. CARGAS	40
3.2.1. Cargas Muertas	40
3.2.2. Cargas vivas	44
3.2.3. Cargas por Niveles	45
3.3. CONDICIONES DE REGULARIDAD	46
3.4. PARÁMETROS SÍSMICOS DE LA ESTRUCTURA	51
3.4.1. Reducción por ductilidad “Q”	51
3.4.2. Reducción por sobre resistencia.....	51
3.4.3. Factor de influencia del suelo	51
3.4.4. Isoaceleración para Managua, Nicaragua	52
3.4.5. Construcción de espectros sísmicos para diseño	53
3.5. REVISIÓN USANDO MODAL ESPECTRAL	56
3.5.1. Participación Modal.....	56
3.5.2. Modos de vibrar	56
3.5.3. Revisión de Cortantes Dinámico con Estático	57
3.5.4. Desplazamientos	63
3.5.5. Derivas.....	64
3.5.6. Efecto P- Δ	71
3.5.7. Revisión del diseño de los elementos estructurales.	77
3.6. COMENTARIOS DE ESTE CAPITULO.....	78
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.....	79
4.1. OBJETIVO DE DESEMPEÑO	79

4.2. REGISTROS A UTILIZAR	79
4.3. EMPAREJAMIENTO ESPECTRAL	81
4.4. CARGA GRAVITATORIA.....	83
4.5. RÓTULAS PLÁSTICAS	84
4.6. REVISIÓN USANDO FNA TIME HISTORY	86
4.6.1. Participación Modal	86
4.6.2. Modos de Vibrar	87
4.6.3. Factor R.....	88
4.6.4. Resultado de Cortantes por FNA	90
4.6.5. Evaluación de los Elementos Resistentes a Cargas Laterales.....	93
4.6.6. Mecanismos de Colapsos	96
4.6.7. Desplazamientos.....	100
4.7. EVALUACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS SEGÚN ASCE 7-10	104
4.8. EVALUACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA SEGÚN ASCE 7-10	106
4.9. COMENTARIOS DE ESTE CAPÍTULO	109
CONCLUSIONES.....	110
RECOMENDACIONES	112
BIBLIOGRAFÍA.....	113
ANEXOS	I
Tabla A. Niveles de rendimiento estructural y daños ilustrativos	I
Tabla B. Nivel de Desempeño de Elementos No Estructurales e Ilustración de Daños-Componentes Arquitectónicos.....	V
Tabla C. Niveles de rendimiento no estructurales y daños ilustrativos: sistemas y componentes mecánicos, eléctricos y de plomería.....	VI

Tabla D. Nivel de Desempeño de Elementos No Estructurales e Ilustración de Daños-Equipamiento/Mobiliario.	VII
Tabla E. Lista de Daños y Niveles de Desempeño de Edificación.....	VIII
F. ELABORACIÓN DEL MODELO	IX
G. SELECCIÓN DE SISMOS DE LA BASE DE DATOS DEL PEER.....	XIV
H. ELABORACIÓN MODELO PARA FNA – TH	XIX
I. CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO.....	XXXI
J. MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE.....	XXXIII
K. INVERSIÓN EN CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS	XXXVIII
L. REVISIÓN DE DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO APLICANDO NORMAS DE AMERICA LATINA.	XXXIX

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Movimiento de las placas tectónicas	8
Figura 2.2 Niveles de Desempeño	11
Figura 2.3 Relación Carga vs Deformación por efecto P- Δ	28
Figura 2.4 Reducción de rigidez debido a efectos P- Δ	30
Figura 2.5 Tipos de Pandeo	31
Figura 2.6 Momentos en una conexión	33
Figura 2.7 Fuerza en zona de panel	33
Figura 2.8 Cedencia del ala.....	34
Figura 2.9 Cedencia de alma.....	35
Figura 2.10 Aplastamiento del Alma.....	35
Figura 2.11 Pandeo de Alma	36
Figura 2.12 Típica Pre-Northridge WUF	37
Figura 2.13 Zona de fractura en WUF	38
Figura 3.1 Planta y elevación del edificio en estudio	39
Figura 3.2 Tablero de acero relleno de concreto	40
Figura 3.3 Planta típica del edificio.....	46
Figura 3.4 Elevación Típica del edificio	47
Figura 3.5 Zonificación sísmicas de Nicaragua	52
Figura 3.6 Mapa de isoaceleraciones.....	53
Figura 3.7 Espectro elástico y reducido.....	55
Figura 3.8 Modos de vibrar de la estructura	57
Figura 3.9. Derivas según Norma Mexicana	69
Figura 3.10. Deriva Máxima según Norma Boliviana.....	69
Figura 3.11. Valores límites de la relación de deriva lateral total Δ_1 para el Sismo de Diseño de la norma venezolana	70
Figura 3.12. Límites de derivas según norma colombiana	70
Figura 4.1 Procedimiento de emparejamiento espectral	82
Figura 4.2 Mecanismos de Colapso	84
Figura 4.3 Rótulas plásticas en Columnas y Vigas.....	85

Figura 4.4 Diagrama M3- θ rótula plástica de viga W18x40	85
Figura 4.5 Diagrama M3- θ de rótula plástica en columnas W24x335	86
Figura 4.6 Respuesta a fuerzas en análisis elásticos e inelásticos	89
Figura 4.7 Factor R.....	89
Figura 4.8 Cortantes Máximos no lineales	91
Figura 4.9 Idealización Carga vs Deformación	93
Figura 4.10 Desempeño crítico de viga W18X40	94
Figura 4.11 Desempeño crítico Columna W24X335.....	95
Figura 4.12 Mecanismo de Colapso t = 1s	97
Figura 4.13 Mecanismo de Colapso t = 0s	97
Figura 4.14 Mecanismo de Colapso t = 1.5s	98
Figura 4.15 Mecanismo de Colapso t = 2.5s	98
Figura 4.16 Mecanismo de Colapso t = 45.7s	99
Figura 4.17 Factores de Desempeño Sísmicos.....	100
Figura 4.18 Comparación de Desplazamientos en X	101
Figura 4.19 Comparación de Desplazamientos en Y	102
Figura F.1 Selección de Parámetros para Modelo	IX
Figura F.2 Plantillas Rápidas para Modelo Nuevo.....	IX
Figura F.3 Geometría Estructural y Propiedades para Cubierta de Acero	X
Figura F.4 Propiedades de Objeto.....	X
Figura F.5 Conjunto de Cargas Uniformes para Losas	X
Figura F.6 Vista de Planta de Modelo de ETABS.....	XI
Figura F.7 Definición de Función de Espectro de Respuesta.....	XI
Figura F.8 Definir Patrones de Carga.....	XII
Figura F.9 Datos de Casos de Carga	XII
Figura F.10 Combinaciones de Carga.....	XIII
Figura G.1 Ingreso de Espectro Elástico en PEER	XIV
Figura G.2 Ventana de Búsqueda de Sismo según Características.....	XV
Figura G.3 Lista de sismos según parámetros de búsqueda establecidos.....	XVII
Figura G.4 Acelerograma de Parkfield en dirección Y, CA.....	XVII
Figura G.5 Ubicación de Sismos	XVIII

Figura H.1 Definir Patrones de Carga	XIX
Figura H.2 Conjunto de Cargas Uniformes para Losas	XX
Figura H.3 Masa Y-POS	XXI
Figura H.4 Masa X-NEG	XXI
Figura H.5 Masa Y-NEG	XXII
Figura H.6 Masa Y-POS	XXII
Figura H.7 Modal XPOS	XXIII
Figura H.8 Modal YNEG	XXIII
Figura H.9 Modal YPOS	XXIV
Figura H.10 Modal XNEG	XXIV
Figura H.11 Asignación de Rotulas en Vigas	XXV
Figura H.12 Asignación de Rotulas en Columnas	XXV
Figura H.13 Caso Gravitatorio XPOS	XXVI
Figura H.14 Caso Gravitatorio YPOS	XXVII
Figura H.15 Caso Gravitatorio XNEG	XXVII
Figura H.16 Caso Gravitatorio YNEG	XXVIII
Figura H.17. Caso de Carga TH-MNG1-XNEG	XXVIII
Figura H.18 Caso de Carga TH-MNG1-XPOS	XXIX
Figura H.19 Caso de Carga TH-MNG1-YPOS	XXIX
Figura H.20 Caso de Carga TH-MNG1-YNEG	XXX

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Probabilidad de ocurrencia y periodo de retorno	14
Tabla 2.2. Objetivo de Desempeños Básicos Equivalente para Edificios Nuevos (BPON).....	18
Tabla 3.1 Cargas muertas no estructurales.....	44
Tabla 3.2 Cargas Vivas Unitarias	44
Tabla 3.3 Set de cargas muertas para pisos	45
Tabla 3.4 Set de cargas muertas para Azotea	45
Tabla 3.5 Sets de Cargas	46
Tabla 3.6 Masas por nivel	49
Tabla 3.7 Centro de masa y rigidez.....	50
Tabla 3.8 Factores de amplificación por tipo de suelo, S	52
Tabla 3.9 Participación modal	56
Tabla 3.10 Cortantes estáticos por nivel	59
Tabla 3.11 Desplazamientos por cortantes estáticos sísmicos sin reducir.....	60
Tabla 3.12 Cortante dinámicos y estáticos.....	63
Tabla 3.13 Desplazamiento Lateral Máximo por nivel.....	64
Tabla 3.14 Derivas de servicio	65
Tabla 3.15 Derivas de colapso	65
Tabla 3.16 Tabla de P_y	71
Tabla 3.17 Criterio P-Delta del RNC-07 en Y	72
Tabla 3.18 Criterio P-Delta del RNC-07 en X.....	73
Tabla 3.19 Factor de amplificación de distorsión para SMF	75
Tabla 3.20 Factor de importancia	75
Tabla 3.21 Efecto P-Delta en X según ASCE 7-10.....	76
Tabla 3.22 Efecto P-Delta en Y según ASCE 7-10.....	76
Tabla 3.23 Máx. D/C de elementos estructurales.....	77
Tabla 4.1 Registros extraído del PEER Ground motions database.....	80
Tabla 4.2 Participación Modal con Análisis Modal de Ritz Vectors	87

Tabla 4.3 Comparativa de los Casos Modales	88
Tabla 4.4 Cortantes máximos en dirección X por NDP	90
Tabla 4.5 Cortantes máximos en dirección Y por NDP	90
Tabla 4.6 Cortantes Máximos no lineales.....	91
Tabla 4.7 Comparación de Cortantes de Diseño.....	92
Tabla 4.8 Respuesta Máxima para Vigas.....	94
Tabla 4.9 Respuesta Máxima para Columnas.....	96
Tabla 4.10 Comparación de Desplazamientos en X.....	101
Tabla 4.11 Comparación de Desplazamientos en Y.....	102
Tabla 4.12 Desplazamientos de piso permisibles.....	104
Tabla 4.13 Evaluación de los desplazamientos máximos de piso del análisis lineal según criterio de ASCE 7-10	105
Tabla A. Niveles de rendimiento estructural y daños ilustrativos.....	I
Tabla B. Nivel de Desempeño de Elementos No Estructurales e Ilustración de Daños-Componentes Arquitectónicos	V
Tabla C. Niveles de rendimiento no estructurales y daños ilustrativos: sistemas y componentes mecánicos, eléctricos y de plomería	VI
Tabla D. Nivel de Desempeño de Elementos No Estructurales e Ilustración de Daños-Equipamiento/Mobiliario.....	VII
Tabla E. Lista de Daños y Niveles de Desempeño de Edificación.	VIII
Tabla G.1 Parámetros para búsqueda del sismo	XVI

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería civil consta de una variedad de ramas, entre las cuales se encuentra la sísmica, esta rama consiste en el estudio de los efectos provocados por los sismos en las diferentes estructuras y en consecuencia la reducción de los efectos sobre ellas.

El diseño sismorresistente tiene como objetivo el evitar el colapso de estructuras expuestas a sismos de gran intensidad a lo largo de su vida útil y que además en sismos moderados, estas no presenten daños que comprometan sus componentes estructurales. Sin embargo, existen varias metodologías de diseño que ayudan a que las estructuras tengan un correcto comportamiento ante estos acontecimientos.

La metodología de diseño basado en desempeño estructural nos permite diseñar estructuras conociendo su estado resultante después de un evento sísmico. Esta consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y de contenido, de manera que para un nivel de movimiento sísmico especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites (Bertero, en SEAOC, 1995).

En el presente trabajo se aplicó esta metodología (por desempeño) para diseñar un edificio ideal, con pórticos resistentes momento de acero, con 8 niveles. En planta tendrá una distribución de 4 claros en ambas direcciones de 6m cada uno. Con losa compuesta de entrepiso sin vanos y una altura respectiva de 3.5m para todos sus niveles. El edificio se ha dispuesto como un edificio para uso gubernamental con una supuesta localización en Managua, Nicaragua. Según el RNC-07 arto.20 se clasifica como esencial (tiene una importancia estratégica para atender a la población después de que un desastre ocurre) o del grupo A.

1.2. ANTECEDENTES

El diseño sísmico basado en desempeño nació tras la publicación del documento “Conceptual Framework for Performance Based Engineering of Building” (1995) por el comité Vision 2000 en Estados Unidos, este plasma los diferentes conceptos sobre esta forma de diseñar. En cuanto a lo que concierne a la metodología de diseño, fue impartida por el ATC-40 (1996) y FEMA 273 (1997), cada uno de estos con una propia metodología, el primero con el método del espectro de capacidad y el otro con el método de los coeficientes. Estos fueron revisados y mejorados en el FEMA 356 para ser publicado en el año 2000. Las mejoras en si fueron los ensayos desde el punto de vista local y además tablas más avanzadas, pero no se mejoró el procedimiento global. Luego el FEMA 440 (2005) hizo una mejora en los procedimientos de análisis no lineales y mejoró el método de espectro de capacidad y el de los coeficientes.

Actualmente el FEMA P-58 abarca todos los procedimientos sobre estas metodologías de diseño y evalúa elementos no estructurales como de contenido en cuanto a su desempeño sísmico. Todo esto ya se encuentra normado en la ASCE 41-13. En el caso de nuestro país esta metodología de diseño no está muy aplicada y tampoco contenida en el reglamento, ya que normalmente las edificaciones se diseñan por métodos de fuerzas. El método más usado para analizar las estructuras consiste en reducir la fuerza que impondría un sismo a una correspondiente estructura infinitamente elástica con igual periodo, masa y rigidez, por un factor de reducción por ductilidad y sobre resistencia. De esta manera, se pueda utilizar un análisis elástico para diseñar la estructura.

En la actualidad en Nicaragua para el análisis sísmico lo rige el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) el cual para el análisis de estructuras contiene tres métodos, dos estáticos (método simplificado de análisis y método estático equivalente) y uno dinámico (método dinámico de análisis modal), los cuales no pueden evaluar el estado resultante de un edificio sometido a un evento sísmico debido a que no consideran el comportamiento de la estructura en su rango inelástico.

Para Nicaragua, el análisis y diseño basado en el desempeño estructural no es una metodología estudiada a nivel de grado para la carrera de ingeniería civil, lo que hace que esta metodología sea muy poco aplicada y se encuentre actualmente sin reglamentar en Nicaragua.

Se encontraron en bibliotecas y repositorios electrónicos del país ciertas monografías de pre-grado que abarcan el análisis de estructuras por su desempeño como lo es “DISEÑO SÍSMICO MEDIANTE UN MÉTODO DE DESPLAZAMIENTO PARA EL CONTROL DE LA DERIVA MÁXIMA, APLICADO AL EDIFICIO ARCALAY EN LA CIUDAD DE MANAGUA” de la UNI, elaborado por David Rojas y José Mendoza, y también un protocolo aprobado “EVALUACIÓN SÍSMICA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL REFLEJADO EN LA CURVA DE DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES IMPLEMENTANDO UN ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL” de UNI-ies, elaborado por el Br. Martín Flores.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Nicaragua se encuentra dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, el cual abarca toda la costa del Océano Pacífico rodeando hasta las costas de Rusia, Japón, Filipinas e Indonesia. Por este motivo, nuestro país presenta un alto peligro sísmico por el fenómeno de subducción entre las placas tectónicas Caribe y Cocos, así como un denso fallamiento local en la ciudad de Managua. Con estas condiciones geológicas, es necesario que las edificaciones cuenten con un adecuado comportamiento estructural ante la acción de fuerzas sísmicas.

A lo largo de la historia Managua ha sido devastada por sismos de considerables magnitudes como el terremoto de 1931 y el terremoto de 1972 por mencionar. Por su alta peligrosidad sísmica es muy probable que en cualquier momento solicitudes de gran magnitud se presenten en las infraestructuras de la ciudad capital de nuestro país, las que deberían ser verdaderamente sismorresistentes para minimizar su vulnerabilidad.

Este tipo de fenómenos naturales (sismos) demandan a que las instituciones y profesionales competentes tomen acción para cuidar de la seguridad de las estructuras especialmente aquellas denominadas esenciales que aportan al desarrollo y cuidado de los ciudadanos. Por esta razón es importante que el ingeniero aplique normativas que aporten un claro desempeño óptimo de las estructuras al momento de darse un evento sísmico y que este no afecte a las vidas humanas, ya que como bien es sabido, el sismo no es lo que quita la vida de las personas, sino la caída de esas estructuras cuando estas son mal diseñadas y/o construidas.

Pero, tradicionalmente, aplicando el reglamento nacional de la construcción las solicitudes sísmicas son determinadas por medio de análisis lineales, los que implícitamente, por medio de factores de corrección, consideran la no linealidad de la acción sísmica. Sin embargo, para sismos de intensidad elevada, para los cuales se considera un comportamiento altamente no lineal, no es razonable la aproximación de la solución mediante un análisis lineal.

Es en este contexto que surgen los métodos de análisis basados en los desplazamientos o deformaciones, que explícitamente tienen en cuenta el comportamiento no lineal, con base en análisis no lineales.

Este tipo de método reconoce que, durante un sismo muy fuerte, la deformación inelástica o ductilidad puede ser significativamente más importante que la resistencia.

El gran desarrollo tecnológico de los últimos años en cuanto al análisis y diseño estructural sismorresistente ha permitido que las estructuras tengan un mejor comportamiento ante estos incidentes, y así salvaguardar tanto la parte económica como la vida de los usuarios, que es lo más importante. Las normativas siendo cada vez más rigurosas incursionando en campos nuevos pese a ser más complejos, tienden a exigir diseños más precisos y confiables analizando el comportamientos de los diseños con métodos no lineales ya sean estáticos o dinámicos, tal es el ACI 318 en su versión vigente 2019 que incorporó el novedoso método: **”DESIGN VERIFICATION USING NONLINEAR RESPONSE HISTORY ANALYSIS”** por primera vez en su apéndice A, para normar el análisis y diseño de las estructuras de concreto reforzado y preforzado en EE.UU. También es importante mencionar la creación de softwares diseñados meramente a la evaluación del desempeño estructural y análisis no lineal como lo es el software: “PERFORM 3D” creado por Computers & Structures, INC (C.S.I.)

El diseño por desempeño sísmico de una edificación se basa en el adecuado control de daños de la misma en su vida útil, referido a sus componentes estructurales y no estructurales, no sólo orientado a la prevención del colapso de la estructura para evitar pérdidas de vidas, tal como ha sido el enfoque típico de las normas, sino considerando criterios de funcionalidad, conforme a las actividades que se desarrollan en dicha edificación. Esto implica fijar unos objetivos específicos de desempeño que apunten a la optimización de costos de construcción, pero también a las necesidades de los usuarios. En el caso de edificaciones esenciales como hospitales, centros de bomberos, entre otros se requiere que las mismas mantengan en todo momento sus actividades, por lo que

es necesario minimizar el daño, incluso de los componentes no estructurales que podrían obstaculizar su funcionamiento.

Los diferentes métodos de diseño por desempeño pretenden no solo resguardar el estado de la estructura, sino también de aquellos elementos no estructurales y de contenido, ya que estos corresponden a la mayor inversión financiera, (ver gráfica del anexo K) expuesto por Eduardo Miranda (2003).

Dado al largo trayecto que se espera en el desarrollo de metodologías y normativas para el diseño y construcción de edificaciones sismorresistente, la investigación e innovación de métodos de análisis para estructuras es de suma importancia. Por lo cual en esta monografía pretendemos llevar a cabo un diseño de una estructura esencial de 8 niveles aplicando el método de diseño basado en el desempeño estructural, el cual nos permite definir de forma local y global hasta qué punto tendrá daños la estructura después de un evento sísmico.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General

- Diseñar un edificio esencial sismorresistente con marcos especiales a momento (SMF) de acero, con ocho niveles y emplazado en la ciudad de Managua por el método de diseño basado en el desempeño estructural.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Evaluar el desempeño lineal del edificio según el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) usando el método dinámico modal espectral del arto.33 del mismo.
- Seleccionar el punto de desempeño objetivo según el ASCE 41 13, del edificio esencial sismo resistente con marcos resistentes a momento de acero, con ocho niveles y emplazado en la ciudad de Managua.
- Analizar el comportamiento plástico local y global del edificio esencial sismo resistente de acero, con ocho niveles y emplazado en la ciudad de Managua aplicando un análisis dinámico no lineal “Time History FNA” en el software ETABS.
- Determinar el punto de desempeño del edificio esencial sismo resistente de acero, con ocho niveles y emplazado en la ciudad de Managua usando el procedimiento de análisis dinámico no lineal de la normativa ASCE 41-13 en el software ETABS.
- Demostrar que el sistema estructural diseñado mediante esta metodología deberá tener un desempeño sísmico racional relacionado a su funcionalidad y desempeño de acuerdo a los niveles de aceptación de ASCE con ayuda del software ETABS.

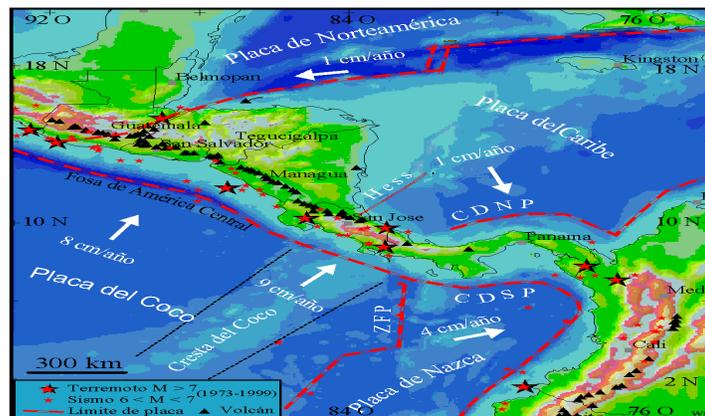
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. SISMICIDAD

Los sismos o terremotos son vibraciones del subsuelo generados por distintos fenómenos, entre los cuales podemos destacar los de origen volcánico, los producidos por explosiones y los de origen tectónico, los cuales, desde el punto de vista de la ingeniería, son los que provocan mayor daño en las estructuras (Bazam & Meli, 2016)

Es conveniente comenzar con una breve conceptualización acerca del origen y características de los fenómenos sísmicos, y la mejor manera de comprenderlo es mediante la teoría de la tectónica de placas. Todo parte de que la corteza terrestre, específicamente la litosfera, está conformada por un mosaico de enormes bloques rígidos que se mueven entre sí, denominados placas tectónicas. (Newmark, Rosenbuelth, & Lepe, 1976)

Figura 2.1 Movimiento de las placas tectónicas



Fuente: (INETER, s.f.)

Existen dos fuentes sísmicas que generalmente encienden las alarmas de los organismos de estudios geológicos y de los medios de comunicación: la zona de subducción ubicada en el límite entre la placa Cocos y Caribe en el pacífico de Nicaragua en donde la placa Cocos se hunde (subduce) bajo la placa Caribe y se desplaza 9 cm anualmente, y el sistema de fallas locales de la ciudad de Managua ubicado propiamente bajo la misma ciudad. (INETER, s.f.)

2.1.1 Peligrosidad y riesgo sísmico en Managua

Se entiende por peligrosidad sísmica la probabilidad de que un parámetro elegido para medir el movimiento del suelo (desplazamiento, velocidad, aceleración, magnitud, intensidad, etc.) supere un nivel dado a lo largo del tiempo que se considera de interés. Es un concepto básicamente sismológico y constituye el dato de entrada para la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico y sus aplicaciones en la planificación urbana o el diseño sismorresistente.

La vulnerabilidad se define como la respuesta de una estructura determinada ante una carga sísmica.

La consideración conjunta de la peligrosidad sísmica en el emplazamiento, la vulnerabilidad de las edificaciones y el valor económico de las mismas constituye el riesgo sísmico. (Herraiz M., et al, 2000)

2.1.2. Amenaza sísmica de Managua

Según Hernández (2019) para la ciudad de Managua ambas fuentes sísmicas tienen la capacidad de generar terremotos que pueden ser sentidos con gran magnitud por la población. No obstante, el mayor riesgo para la infraestructura (y por ende para la población) de Managua proviene de los sismos generados propiamente por el sistema de fallas locales, este sistema de fallas genera movimientos telúricos de magnitudes de hasta 6.2 grados en la escala de Richter.

Managua se localiza al borde sur del lago Xolotlán en el interior de un graben alineado en sentido noroeste aproximadamente y en el interior de la depresión nicaragüense, estructura que recorre el sector noroeste al sureste del Pacífico. El área que ocupa la capital de Nicaragua presenta una intensa actividad sísmica superficial. El graben de Managua, con la falla de Nejapa en su borde occidental, define un salto en el arco volcánico con longitud en un rango de 15 a 20 km. Los límites este-oeste de la porción interna del graben de Managua están determinados por fallas normales con tendencias aproximadas norte-sur, mientras que en su interior se encuentra un complejo de fallas de orientación noreste-suroeste con un importante componente direccional siniestro, como la falla de

Tiscapa, en la cual se originó el terremoto de 1972 y la falla del estadio nacional en la cual se dio el terremoto de 1931, cuyo nivel de daño fue devastador. (Segura, 2006)

Actualmente en Managua hay aproximadamente un millón y medio de habitantes, literalmente viven en una zona sísmica y volcánicamente activa. La ciudad cuenta con una alta densidad de fallas geológicas activas; 0.62 km/km². Las fallas sísmicas locales, en términos estadísticos, generan aproximadamente el 59% de la amenaza sísmica total en Managua. El 41% restante es asumido por la zona de subducción restante en el pacífico del país así mismo en la región central (INETER, s.f.)

2.2. DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS

No es posible actualmente modificar la amenaza sísmica, pero la ingeniería sí dispone de soluciones para reducir la vulnerabilidad de las construcciones, y por ende el riesgo sísmico. La experiencia recogida a lo largo de décadas indica, sin lugar a dudas, que el daño producido por los sismos puede controlarse y reducirse a niveles aceptables mediante medidas sistemáticas de prevención. La formulación de estas medidas debe realizarse en forma integral, con criterio multidisciplinario e incluyendo no solo aspectos ingenieriles, sino también consideraciones sociales, educacionales, de manejo de emergencia, etc. No obstante, es obvio que uno de los aspectos claves para asegurar el éxito de este proceso se vincula con la seguridad estructural de las construcciones sismos resistentes.

En la actualidad la ingeniería sismorresistente dispone de soluciones adecuadas que permiten reducir el riesgo sísmico mediante el uso de distintos materiales estructurales, sistemas constructivos, dispositivos innovadores para el control de vibraciones, criterios de diseño y métodos de análisis confiables. Sin embargo, la reducción del riesgo sísmico no se ha alcanzado en forma uniforme a escala mundial. Ello se debe a distintas razones, algunas de las cuales no son de carácter técnico o ingenieril sino social, cultural y económico. Es por ello que uno de los mayores desafíos, particularmente en Latinoamérica, es lograr la implementación

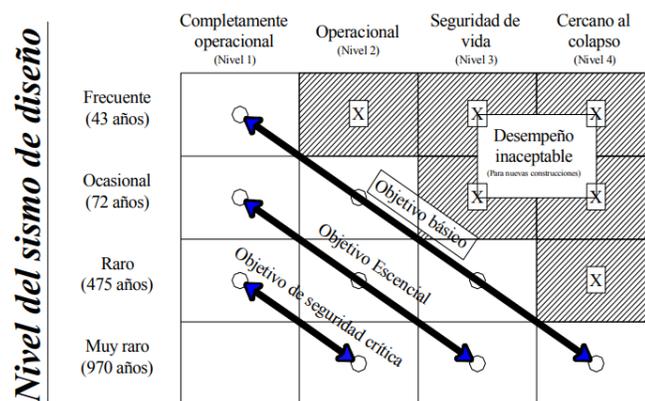
práctica de las soluciones que la ingeniería sismorresistente ha desarrollado tanto para construcciones nuevas como para la rehabilitación de estructuras existentes que no cumplen con los niveles de seguridad requeridos en la actualidad. Uno de los problemas que se observa reiteradamente en regiones afectadas por los terremotos es la discrepancia entre los criterios de diseño y la estructura realmente construida. Por desconocimiento, negligencia o razones económicas se realizan modificaciones en obra que luego conducen al daño o colapso de los componentes estructurales. (Chrisafulli, 2018)

2.3. DESEMPEÑO SÍSMICO

2.3.1. Generalidades

El análisis y diseño basado en desempeño consiste en aplicar correctamente las metodologías de evaluación que permiten describir el comportamiento de los miembros estructurales y no estructurales durante un evento sísmico en donde el grado de incertidumbre sea el menor posible. Con el fin de alcanzar ciertos niveles de desempeño propuestos se pueden cambiar las propiedades geométricas de miembros y configuración del sistema. En palabras simple permite diseñar una estructura para que se comporte de una manera propuesta ante un evento sísmico.

Figura 2.2 Niveles de Desempeño



Fuente: SEAOC-Vision 2000, 1995

De acuerdo al comité Vision 2000 en la figura 2.2 se muestra la relación entre los niveles de desempeño sísmico y los niveles de sismo de diseño, con los cuales se nos permite determinar el objetivo que se pretende alcanzar de acuerdo a la importancia de la edificación. Cabe recalcar, que estos niveles de sismo, en cuanto a periodo de retorno varían con respecto a lo expuesto en la ASCE 41-13, pero se considera el uso de esta tabla para determinar lo antes mencionado y de igual forma verificar luego del análisis.

2.3.2. Niveles de Desempeño Estructural

De acuerdo a ASCE 41-13 se definen los seis niveles de desempeño estructural básicos:

- Nivel de Desempeño Estructural Inmediata Ocupación (S-1)
- Nivel de Desempeño Estructural Daño Controlado (S-2)
- Nivel de Desempeño Estructural Preservación de Vida (S-3)
- Nivel de Desempeño Estructural Seguridad Limitada (S-4)
- Nivel de Desempeño Estructural Prevención de Colapso (S-5)
- Nivel de Desempeño Estructural No Considerado (S-6)

Además, estima dos niveles intermedios definidos como:

- Nivel de Desempeño Estructural Seguridad Mejorada: Interpolación entre niveles de desempeño estructural Inmediata Ocupación (S-1) y Preservación de Vida (S-3).
- Nivel de Desempeño Estructural Seguridad Reducida (S-4): Interpolación entre niveles de desempeño estructural Preservación de Vida (S-3) y Prevención de Colapso (S-5).

2.3.2.1. Nivel de Desempeño Estructural Inmediata Ocupación (S-1)

Se define como el daño mínimo producido después de un sismo. Las características de resistencia y rigidez en elementos horizontales y verticales permanecen muy similares a las características previas al sismo. Los daños a nivel de elementos no estructural no implican complicaciones para la reocupación de la edificación.

2.3.2.2. Nivel de Desempeño Estructural Daño Controlado (S-2)

Se encuentran entre los niveles Inmediata Ocupación (S-1) y Preservación de Vida (S-3). Los tiempos de reocupación y reparación de la edificación no son rápido ni muy lentos como los niveles que definen sus puntos extremos.

2.3.2.3. Nivel de Desempeño Estructural Preservación de Vida (S-3)

Se define como los efectos producidos después del sismo han causado daños o caídas de componentes internos o externos de la estructura, pero mantiene sus condiciones de seguridad para prevenir colapsos parciales o totales. En este nivel de desempeño es probable que resulten personas heridas durante el evento sísmico pero la probabilidad de pérdidas humanas es muy baja. Respecto a costos de reparación de daños puede ser posible, pero a un alto costo. La reocupación de la edificación podría darse después de las reparaciones o apuntalamiento de elementos dañados.

2.3.2.4. Nivel de Desempeño Estructural Seguridad Limitada (S-4)

Se define como un nivel de desempeño intermedio entre Preservación de Vida (S-3) y Prevención de Colapso (S-5). El grado de seguridad que presenta la estructura después del sismo no representa un colapso inminente pero la seguridad para ocupantes no permite su ocupación por posibles daños no estructurales.

2.3.2.5. Nivel de Desempeño Estructural Prevención de Colapso (S-5)

Se define como los daños producidos a la estructura después del sismo han afectado a elementos estructurales y los daños a elementos de soporte de cargas gravitacionales son de alto grado con posibilidad de colapso. Las características de resistencia y rigidez de los elementos se han reducido pudiendo llevar a colapsos parciales o totales. Las deformaciones producidas en los elementos se hacen visibles y permanentes. Se pueden producir heridas y pérdidas de vida por la caída de elementos tanto estructurales como no estructurales. Respecto a costos de reparación, pueden resultar mayores al de la edificación.

2.3.2.6. Nivel de Desempeño Estructural Seguridad Mejorada

Este nivel de desempeño se define como la interpolación entre niveles de desempeño estructural Inmediata Ocupación (S-1) y Preservación de Vida (S-3). Bajo este nivel de desempeño los daños y reparaciones necesarios en la edificación no impiden su operatividad y reocupación. Los componentes no estructurales presentan daños mínimos o nulos.

2.3.2.7. Nivel de Desempeño Estructural No Considerado (S-6)

Este nivel de desempeño puede presentarse cuando el nivel de evaluación no considera o no requiere incluir el componente estructural de evaluación.

Los niveles de desempeño se determinan en función de las probabilidades de ocurrencia del evento sísmico máximo de diseño.

Tabla 2.1. Probabilidad de ocurrencia y periodo de retorno

Probabilidad de Ocurrencia	Período de Retorno (años)
50% / 30 años	43
50% / 50 años	72
20% / 50 años	225
10% / 50 años	475
5% / 50 años	975
2% / 50 años	2475

Fuente: ASCE 41-13 Tabla C2-1

2.3.3. Niveles de Desempeño No Estructural

De acuerdo con ASCE 41, los niveles de desempeño no estructural se definen cuatro niveles:

- Nivel de Desempeño No Estructural Operacional (N-A)
- Nivel de Desempeño No Estructural En Posición (N-B)
- Nivel de Desempeño No Estructural Preservación de Vida (N-C)
- Nivel de Desempeño No Estructural No Considerado (N-D)

Estas categorías proveen guías de carácter conservativo tanto a nivel de desempeño como de sus posibles daños. Bajo la filosofía de ASCE 41, se enfoca la evaluación del componente estructural mayoritariamente, debido a que considera a los elementos no estructurales como suficientemente resistente por sí mismos bajo las categorías N-A y N-B; o bien el costo de reacondicionamiento, reposición o reparación son relativamente bajos. Sin embargo, en caso de requerir mayores especificaciones de comportamiento de elementos no estructurales se recomienda consultar documentos complementarios a ASCE 41 como FEMA E-74 Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage (2011).

2.3.3.1. Nivel de Desempeño No Estructural Operacional (N-A)

Este nivel de desempeño define a los daños producidos a nivel operacional y funcional de componentes no estructurales después del sismo igual al que tiene en su normal uso antes del sismo. Los componentes están en su correcta ubicación, totalmente operativos y solo requerirán de limpieza o muy mínimas reparaciones.

2.3.3.2. Nivel de Desempeño No Estructural En Posición (N-B)

Se define como la posibilidad de producirse interrupciones en la operación y funcionamiento de sistemas y elementos no estructurales por la interrupción de fuentes externas como cortes de energía eléctrica, interrupción del suministro de agua potable o fallas en las comunicaciones, pero pueden volverse operativos al conectarse a sistemas auxiliares de energías (plantas o generadores eléctricos) o bombeo de agua desde reservorios (cisternas o tanques de almacenamiento). Los sistemas de emergencia y de preservación de vida están operativos. Elementos como techos falsos, ventanas o mamposterías pueden presentar daños o fisuras que no representan riesgo al momento de ponerse en operación y funcionamiento a la edificación después del sismo. La probabilidad de presentarse pérdidas humanas es muy bajas.

2.3.3.3. Nivel de Desempeño No Estructural Preservación de Vida (N-C)

Bajo este nivel de desempeño los daños presentes en los elementos no estructurales no representan riesgo a la vida humana por su ubicación fuera de

lugar, roturas u otros tipos de daños. Adicionalmente los sistemas de emergencia están operativos.

2.3.3.4. Nivel de Desempeño No Estructural No Considerado (N-D)

Este nivel de desempeño puede presentarse cuando el nivel de evaluación no considera o no requiere incluir el componente no estructural de evaluación. La posibilidad de no considerar el componente no estructural puede deberse a que estos componentes no afectan el normal funcionamiento u operatividad de la edificación. El mayor riesgo de pérdidas humanas puede producirse por colapsos parciales o totales de la parte estructural.

2.3.4. Ojetivos de Desempeño

2.3.4.1. Objetivo Basico de Desempeño para Edificios Existentes (BPOE)

El objetivo de desempeño básico para edificios existentes (BPOE) es un objetivo de rendimiento especificado que varía según la categoría de riesgo, donde la categoría de riesgo está definida por los reglamentos, el código de construcción o la política aplicables, o en lugar de cualquier reglamento, código de construcción, o política, según ASCE 7. Los procedimientos de Nivel 1, Nivel 2 o Nivel 3 se pueden utilizar para demostrar el cumplimiento de la BPOE.

El BPOE es un objetivo de rendimiento específico. Esta norma (ASCE 41-13) no obliga a objetivos de rendimiento específicos. Sólo los define para su uso.

El BPOE varía según la categoría de riesgo. Este estándar no especifica cómo asignar un edificio a una categoría de riesgo. Las categorías de riesgo se utilizan aquí para facilitar la coordinación con reglamentos, códigos de construcción y políticas, tales como el Código Internacional de Construcción existente, que los utilizan. La intención es que los reglamentos, los códigos de construcción y las políticas deben abarcar todas las categorías de riesgo, pero podrían preferir citar este estándar de una manera sencilla.

2.3.4.2. Objetivo Básico de Desempeño para Edificios Nuevos (BPON)

El objetivo de rendimiento básico equivalente a las nuevas normas de construcción (BPON) es un objetivo de rendimiento específico que se debe utilizar únicamente con la evaluación sistemática de nivel 3 o la adaptación que varía según la categoría de riesgo, donde la categoría de riesgo se define por las normativas aplicables, el código de construcción, o política, o en lugar de cualquier reglamento, código de construcción, o política, según ASCE 7.

El BPON tiene por objeto proporcionar un rendimiento equivalente al previsto para los nuevos edificios diseñados para ASCE 7. Este objetivo de rendimiento se clasifica como un caso especial del objetivo de rendimiento mejorado utilizando la terminología de la sección 2,2 de ASCE 41-13 porque es mayor que el BPOE. Este objetivo de rendimiento se establece específicamente para proporcionar orientación al ingeniero, propietario o funcionario del edificio que desee evaluar o adaptar a un objetivo de rendimiento equivalente como un edificio nuevo diseñado con código.

2.3.5. Niveles de Desempeño Objetivo en Edificaciones

Los niveles de desempeño en una edificación son la combinación del desempeño estructural y no estructural de sus componentes. Los daños que se podrían producir van a depender de la magnitud del evento sísmico actuante.

Los niveles de desempeño objetivo responden a requerimientos que se desearía tener en una edificación determinada en base a requisitos normativos, decretos de ley o voluntad que el propietario de la edificación quisiera tener en su bien inmueble.

La designación de niveles de desempeño objetivo se asigna mediante combinaciones alfa numéricas para los niveles de desempeño estructural y no estructural. El nivel de desempeño estructural corresponde la parte numérica del uno al seis y el nivel de desempeño no estructural se asigna con letras de la A-D. El nivel de desempeño objetivo puede darse con todas las combinaciones alfa numéricas posibles.

Tabla 2.2. Objetivo de Desempeños Básicos Equivalente para Edificios Nuevos (BPON)

	Niveles de Peligro Sísmico			
	BSE-1N		BSE-2N	
I & II	Desempeño Estructural	Desempeño Estructural	Desempeño Estructural	Desempeño Estructural
	Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Desempeño No Estructural (3-B)	Desempeño No Estructural	Desempeño No Estructural	Desempeño No Estructural
			No considerado (5-D)	
III	Desempeño Estructural	Desempeño Estructural	Desempeño Estructural	Desempeño Estructural
	Control De Daños		Seguridad de Vida	
	Desempeño No Estructural (2-B)	Desempeño No Estructural	Desempeño No Estructural	Desempeño No Estructural
			No Considerado (4-D)	
IV	Desempeño Estructural	Desempeño Estructural	Desempeño Estructural	Desempeño Estructural
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida	
	Desempeño No Estructural (1-A)	Desempeño No Estructural	Desempeño No Estructural	Desempeño No Estructural
			No Considerado (3-D)	

Fuente: ASCE 41-13 Tabla 2-2

2.3.5.1. Nivel de Desempeño Objetivo Operacional (1-A)

Nivel objetivo que alcanza las características de Nivel de Desempeño Estructural Inmediata Ocupación (S-1) y Nivel de Desempeño No Estructural Operacional (N-A). Los daños estructurales y no estructurales son muy mínimos; estos daños no producen heridas ni pérdidas humanas. El funcionamiento, operación y ocupación de la edificación después del sismo se limita a limpieza de espacios o restauración de servicios interrumpidos (energía eléctrica, agua potable, comunicaciones).

2.3.5.2. Nivel de Desempeño Objetivo Inmediata Ocupación (1-B)

Nivel objetivo que alcanza las características de Nivel de Desempeño Estructural Inmediata Ocupación (S-1) y Nivel de Desempeño No Estructural En Posición (N-B). Bajo este nivel objetivo está garantizado la seguridad de la estructura y de la vida humana. Sin embargo, la edificación puede presentar afectaciones menores

que no implican problemas para la reocupación de la edificación. Los componentes no estructurales pueden volverse operativos al realizar reparaciones menores o activar sistemas alternos para funcionamiento.

2.3.5.3. Nivel de Desempeño Objetivo Preservación de Vida (3-C)

Nivel objetivo que alcanza las características de Nivel de Desempeño Estructural Preservación de Vida (S-3) y Nivel de Desempeño No Estructural Preservación de Vida (N-C). Este nivel de desempeño objetivo estima la ocurrencia de daños significativos a nivel estructural; a su vez la reparación de estos daños puede resultar antieconómicos. Adicionalmente pueden existir personas heridas después del sismo.

2.3.5.4. Nivel de Desempeño Objetivo Prevención de Colapso (5-D)

Nivel objetivo que alcanza las características de Nivel de Desempeño Estructural Prevención de Colapso (S-5) y Nivel de Desempeño No Estructural No Considerado (N-D).

2.4. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE

2.4.1. Lineal

El análisis lineal asume que la relación entre cargas y desplazamientos resultantes es lineal, es decir, se cumple el principio de superposición: si se duplica la magnitud de la carga se obtiene el doble de respuesta del modelo (desplazamientos y fuerzas internas resultantes). Todas las estructuras reales se comportan de forma no lineal a partir de un cierto nivel de carga. En muchos casos, un análisis lineal puede ser adecuado, pero en otros la solución lineal

producirá resultados equivocados, en cuyo caso se deberá realizar un análisis no lineal. (Jamarillo & Riveros , 2008)

2.4.1.1. Método Estático Lineal (Método estático equivalente)

El método estático equivalente es una simplificación para el análisis de la fuerza sísmica que afecta la estructura al presentarse un sismo; consistiendo en una fuerza lateral que se distribuye uniformemente en la altura de cada eje principal de las estructuras al ser diseñadas. El cortante basal es la fuerza total sísmica que se encuentra en la base de la estructura, el cual depende principalmente del coeficiente sísmico y que se puede expresar de la siguiente manera:

$$F_c = c * W_0 \tag{Ec.1}$$

En donde:

F_c : Fuerza cortante actuando a nivel de la base

c : Coeficiente de diseño para la fuerza sísmica, cuyo valor se calcula según el método de análisis sísmico empleado. Arto. 24, RNC-07

W_0 : Carga o peso total de edificio $CM + CVR$

Y según el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07)

$$c = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} \tag{Ec.2}$$

Donde:

Ω : Factor de reducción por sobre resistencia. Arto 22, RNC-07

Q' : Factor de reducción por ductilidad. Arto 24, RNC-07

a_0 : Aceleración máxima del terreno. Arto 24, RNC-07

S: Factor de amplificación por el tipo de suelo. Arto 25, RNC-07

Y su distribución por piso

$$F_{s_i} = cW_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

(Ec.3)

Donde

F_{s_i} : Fuerza lateral que actúa en el nivel i. Arto 32, RNC-07

W_i : Peso en el nivel i

h_i : Altura del nivel i

2.4.1.2. Método Dinámico lineal (Modal Espectral)

Es un análisis que utiliza la respuesta dinámica del pico de todos los modos que aporten una contribución significativa a la respuesta estructural del edificio. Las respuestas modales se calculan usando las ordenadas del espectro de respuesta (Arto 27, RNC-07) correspondiente a los periodos modales.

El método del análisis modal espectral es una particularización para el caso de acción sísmica del método de superposición modal. Con los resultados del análisis modal se determinan datos relevantes para la evaluación estructural, tales como los periodos para los diferentes modos de vibración, los desplazamientos modales y la distribución de fuerzas y cortantes por modo, para el período fundamental del edificio, para esto es necesario resolver la siguiente ecuación diferencial que gobierna el equilibrio dinámico de la estructura. (Rojas Obando & Mendoza Treminio, 2018)

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f$$

(Ec.4)

Donde:

u : Es el vector respuesta de desplazamiento de la estructura. Se denomina como simplificación de $u(t)$

m : Matriz de masas de la estructura

k : Matriz de rigidez de la estructura

f : Vector de las fuerzas actuantes. Se denota como F por vector simplificación de $-mJ\ddot{u}_g(t)$

La fuerza sísmica $-mJ\ddot{u}_g(t)$ está definida por $s = mu$ y J es el vector de arrastre. Esta distribución de fuerzas puede expandirse como la sumatoria de las distribuciones de fuerzas inercial modal s_n

$$mJ = \sum_1^N s_n = \sum_1^N \Gamma_n m \phi_n$$

(Ec.5)

Los desplazamientos u de un sistema con N grados de libertad pueden expresarse como superposición de las contribuciones modales

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t)$$

(Ec.6)

Donde

ϕ_n : n -ésimo modo de vibración normalizado

$q_n(t)$: Expansión modal del modo n de vibrar

Para la determinación de los modos de vibración Φ , es mediante la resolución de los autos vectores y auto valores al imponer la siguiente condición

$$|k - \omega^2 \cdot m| = 0 \quad (\text{Ec.7})$$

Luego se realiza un cambio de base a los modos de vibración, consiste en sustituir desplazamiento u , velocidad \dot{u} y aceleración \ddot{u}

$$u = \Phi q_n; \dot{u} = \Phi \dot{q}_n; \ddot{u} = \Phi \ddot{q}_n \quad (\text{Ec.8})$$

Sustituyendo en la ecuación de equilibrio dinámico que rige las estructuras, incluyendo el coeficiente Γ_n queda

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g \quad (\text{Ec.9})$$

En donde

$$\zeta_n = \frac{c}{2m\omega_n} \text{ Amortiguamiento en el modo n de vibrar}$$

$$\omega_n^2 = \frac{k}{m}: \text{ Frecuencia angular del modo n de vibrar}$$

El coeficiente o factor de participación modal Γ_n se define por:

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T m u}{\phi_n^T m \phi_n} \quad (\text{Ec.10})$$

Para resolver la ecuación diferencial se obtiene a partir de los espectros de respuestas reducidos, obteniéndose de esta manera una aproximación a la respuesta máxima $x_{m\acute{a}x}$ en cada modo, para ellos se calcula el periodo natural de

cada modo de vibración $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$, así se puede determinar la aceleración para cada periodo $A_n(T_n)$. La cual se divide por la frecuencia propia al cuadrado ω_n^2 para obtener el desplazamiento espectral $D_n(T_n)$ y luego tener las contribuciones del n-ésimo modo de los desplazamientos modales $u_n = \Gamma_n \phi_n D_n$. En el análisis sísmico se recomienda que el cálculo de la fuerza sea por un procedimiento estático. (Chopra, 2014)

Las fuerzas estáticas equivalentes asociadas con la respuesta del n-ésimo modo son

$$f_n = k u_n \tag{Ec.11}$$

Que se puede reescribir de forma matricial como indica Chopra (2014)

$$f_n = s_n A_n \tag{Ec.12}$$

Idénticamente a como lo expresa el Arto 33 del RNC-07 de forma lineal

$$S_m = \frac{A_m}{g} \bar{\alpha}_m \sum_1^n W_i \tag{Ec.13}$$

Siendo

$$\bar{\alpha}_m = \frac{(\sum_1^n W_i \phi_{im})^2}{\sum_1^n W_i \phi_{im}^2} * \frac{1}{\sum_1^n W_i} \tag{Ec.14}$$

Donde

$\bar{\alpha}_m$: Factor de participación modal en el periodo m

ϕ_{im} : Amplitud normalizada en el piso i en el modo m

W_i : Peso del piso i , considerando (Carga Muerta + Carga viva Reducida)

A_m : Aceleración espectral reducida correspondiente al modo de vibración m

Según el arto 33. del RNC-07, las respuestas modales se calculan a través del método SRSS

$$Y_T = \sqrt{\sum Y_i^2}$$

(Ec.15)

En donde Y_T puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras. Siempre y cuando los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí.

2.4.2. No lineales

2.4.2.1. Estático (Pushover)

Se basa en el análisis estático considerando la respuesta no lineal de los materiales. Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis, pero todos ellos tienen en común que las características no lineales (fuerza deformación) de la estructura, son representadas por una curva de capacidad (pushover). El máximo desplazamiento que, probablemente, puede ser experimentado durante un sismo dado, es determinado usando espectros de respuesta inelástica. La gran ventaja de este método con respecto al análisis lineal es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material (mientras que en el análisis lineal esto se debe tener en cuenta de forma aproximada, mediante el factor de comportamiento o de reducción del espectro) por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo. (Guerra & Ortiz , 2012)

2.4.2.2. Dinámico No lineal (Historia de Tiempo no lineal)

El análisis dinámico no lineal es sin duda el más realista y preciso método de análisis disponible. Es un procedimiento dinámico no lineal, de acuerdo al código

ASCE 41-13 (NDP, nonlinear dynamic procedure) sección 7.4.4, el cual consiste en considerar las cargas producidas por un sismo ya sea natural o sintético en el modelo estructural que incorpora elementos con relación fuerzas-deformación de manera inelástica y al menos la aproximación de efectos de primer orden. La propagación del movimiento de suelo en la estructura produce un registro completo de cualquier parámetro de interés de la respuesta del modelo (los desplazamientos, derivas, etc). El ASCE 41 13 en la sección 2.4.2.2. Especifica que no puede ser menos que 3 registros sísmicos y deben ser escalados adecuadamente a un espectro objetivo.

En el análisis no lineal es necesario detallar las regiones de la estructura en donde las deformaciones inelásticas se esperan que se desarrollen. Tanto como rótulas plásticas o fibras pueden ser adoptas para el análisis.

Según Esteba Apaza (2017): “Esta técnica requiere el uso de programas computacionales sofisticados de análisis no lineal en 2D y 3D y los resultados deben ser utilizados cuidadosamente, debido a las posibles incertidumbres existentes en el modelo, así como, en la representación de la acción sísmica”.

Método de Integración Directa

El método de integración para análisis no lineales, es un método dinámico en donde la ecuación de equilibrio del movimiento es totalmente integrada como una estructura sometida a cargas dinámicas. Este análisis involucra la integración de propiedades y comportamientos estructurales en una serie de pasos al tiempo en donde la variación de duración de la carga es relativamente pequeña. (CSI, 2017)

Este método usa métodos numéricos para resolver la ecuación, la cual se induce a ciertas condiciones en donde ya sea el método de Newmark y el HHT (Hiber-Hughes-Taylor) dejan converger. Para este método el amortiguamiento usa la proporción de masa y rigidez en cual en situaciones extremas de muy alta o baja razón de amortiguamiento se vuelve crítico. CSI recomienda usar los valores por defecto de tolerancia. (CSI, 2013)

FNA (Fast nonlinear analysis)

El FNA es un método de análisis presente en algunos de los programas de análisis estructural de CSI (Computers & Structures, INC), con la característica de brindar generalmente resultados más precisos y rápidamente que el método de integración directa para análisis paso a paso o tiempo historia, la precisión de este dependerá de la existencia de suficientes modos de vibrar de la estructura. Tiene la consideración especial que tiene que ser usado acompañado de Método de los Vectores Ritz según ASCE 41 13 en la sección C7.4.4.2.3.

El amortiguamiento es manejado de forma diferente en este análisis. El FNA limita el amortiguamiento a las frecuencias extremas a un 0.99995 del crítico, entre otras cosas el resultado es sensible a parámetros físicos, condición de cargas, especialmente en estructuras muy irregulares y avanzados sistemas no lineales. A partir de la precisión y rapidez del FNA es el más recomendado para aplicar. (CSI, 2013)

Durante la aplicación del FNA el modelo debería:

- Ser inicialmente lineal-elástico
- Tener un limitado número de miembros predefinidos no lineales
- Incluir el comportamiento no lineal dentro los miembros de unión

Además de la relación fuerza-deformación en los materiales no lineales, estos objetos podrían simular dispositivos de concentradores de amortiguación, aisladores y otras tecnologías de disipación de energía. (CSI, 2016)

La eficiencia del FNA se debe a la separación de los vectores de fuerza a objetos no lineales $R_{NL}(t)$ de la matriz de rigidez elástica y la ecuación de movimiento amortiguado. La ecuación del FNA, se expresa como:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) + R_{NL}(t) = f$$

(Ec.16)

2.4.3. Efectos P- Δ

Es bien sabido que, en el análisis de sistemas estructurales sujetos a carga lateral, el movimiento de la masa que participa en la respuesta estructural hacia su posición deformada genera momentos adicionales en los elementos estructurales, normalmente conocidos como momentos de segundo orden. En ingeniería estructural, a este comportamiento se le conoce comúnmente como efecto P - Δ ya que los momentos adicionales en la estructura pueden calcularse como la suma del producto de los pesos de cada piso (P) por sus respectivos desplazamientos laterales (Δ).

La supervivencia de las edificaciones sometidas a sismos severos es dependiente de su capacidad para disipar energía en el rango no lineal. El efecto de duplicidad ha sido utilizado para reconciliar las demandas inelásticas esperadas en la respuesta real con los métodos elásticos comúnmente empleados en el diseño estructural. Por razones prácticas, la mayoría de los edificios de cierta importancia son diseñados hoy en día en base a elementos mecánicos obtenidos de un análisis dinámico modal en el cual la sollicitación sísmica se representa a través de un espectro inelástico. Indudablemente el uso de métodos elásticos de análisis en la solución del problema realmente inelástico del diseño sísmico, ha contribuido a mantener algo disfrazada la gran importancia de los efectos P- Δ . (Quispe, 2011)

La acción de las cargas gravitacionales sobre una estructura elasto-plástica conduce, entre otras cosas, a una pendiente negativa en la rama post-fluencia de

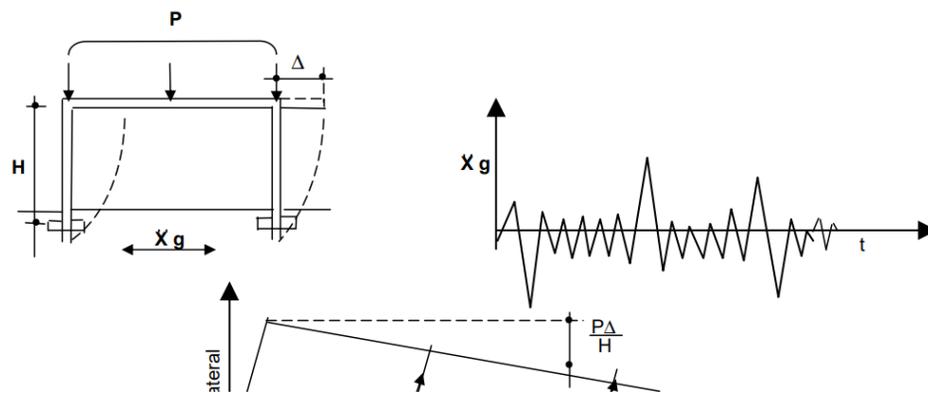


Figura 2.3 Relación Carga vs Deformación por efecto P- Δ

la curva carga deformación; la situación se ilustra esquemáticamente en la figura 2.3. Cuando una estructura con este tipo de relación carga-deformación se ve sometida a un sismo severo existe una tendencia a que las incursiones en el rango plástico ocurran en una misma dirección (Figura 2.3). Este fenómeno reduce progresivamente la capacidad efectiva ante cargas laterales y puede conducir a una falla por inestabilidad durante la respuesta dinámica (conocida como colapso incremental o “Crawling” en terminología inglesa), o reducir el factor de seguridad ante inestabilidad por cargas verticales a un valor inaceptablemente bajo.

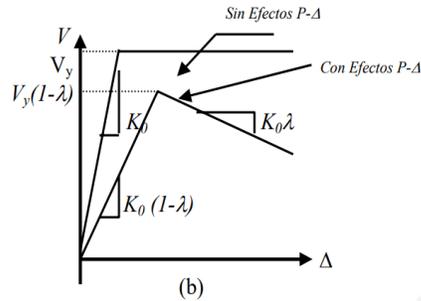
Fuente: (Bernal, 1985)

El efecto de las cargas gravitacionales en la respuesta de estructuras sujetas a carga dinámica es más complejo que en aquellas sujetas a un estado de deformación monotónicamente creciente, ya que las fuerzas $P-\Delta$ introducen componentes de movimiento que alteran la respuesta dinámica del sistema. El efecto final de las componentes dinámicas $P-\Delta$ es un incremento en los desplazamientos máximos del sistema, lo que puede resultar en una inestabilidad global en el mismo.

Según Bernal (2005) el efecto $P-\Delta$ disminuye la rigidez elástica de un sistema sismorresistente, de tal manera que su periodo fundamental de vibración se incrementa. Conforme a lo sugerido por la figura 2.4 la reducción de la rigidez, y por lo tanto el incremento en el periodo, aumenta conforme se disminuye el coeficiente de estabilidad λ . Aunque el cambio en el periodo elástico implica un cambio en la respuesta del sistema, el mayor impacto de los efectos $P-\Delta$ se da en el rango post-elástico de comportamiento, donde una estructura con pendiente en su resistencia lateral ligeramente positiva o cercana a cero puede terminar con una pendiente negativa de su resistencia lateral (figura 2.4). Bajo estas circunstancias, un sistema que originalmente tiende a exhibir un comportamiento auto-centrado (que oscila alrededor de su posición original no deformada) puede exhibir un comportamiento inestable, caracterizado por la acumulación de

deformación lateral en una sola dirección. Este particularmente es el caso de estructuras que exhiben un comportamiento histerético elasto-plástico.

Figura 2.4 Reducción de rigidez debido a efectos P-Δ



Fuente: (Bernal, 1985)

2.6. MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS

El Marco especial a momento (SMF) es un sistema resistente a fuerzas laterales que consta de la conexión ya sea totalmente restringido (FR) o parcialmente restringida (PR) de 2 elementos, vigas y columnas.

2.6.1. Consideraciones de Diseño

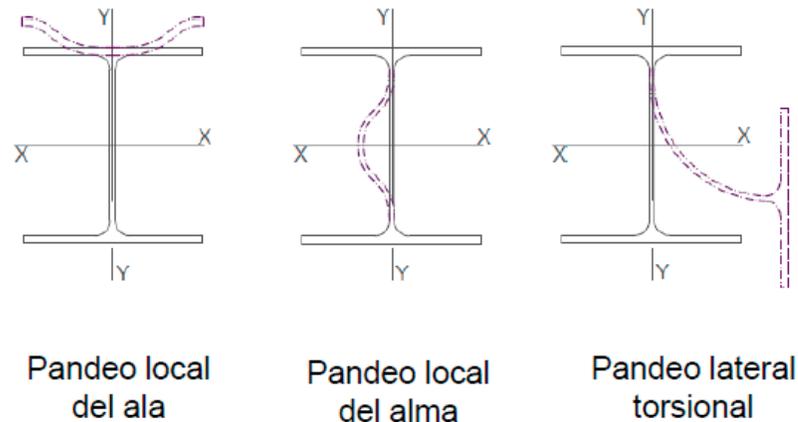
Se diseñó para presentar significantes deformaciones inelásticas durante sismos, en donde su punto crítico tomara lugar en las rótulas de las vigas acompañado de limitadas deformaciones inelásticas en la zona panel de la columna. La ANSI/AISC 358-16 brinda los métodos para evaluar el diseño de las conexiones.

2.6.2. Requisitos del sistema

2.6.2.1. Control de Pandeo Local en Vigas y Columnas

Las vigas y columnas deben cumplir con la condición de Alta Ductilidad (Compactas Sísmicas), conforma a la sección D1.1 de la ANSI/AISC 341-16, a fin de limitar el pandeo local de las alas y alma y con ellos lograr incursionar en el rango inelástico sin peligro de tener falla frágil en los miembros.

Figura 2.5 Tipos de Pandeo



Fuente: (Construction Project Blog, 2019)

2.6.2.2. Control de pandeo lateral torsional en vigas

Debido a la flexión pura en las vigas, los esfuerzos de compresión y tracción producen en las vigas un pandeo con se muestra en la figura 2.5. Las vigas deben cumplir con la condición de Miembros de Alta Ductilidad según de la sección D1.1. De la ANSI/AISC 341-16 donde establece una longitud máxima permitido entre soportes laterales.

2.6.2.3. Resistencia Mínima de Columnas

Se debe cumplir con el criterio de columna fuerte-viga débil (SCWB) para cada conexión que exista, definida como la sumatoria de los momentos máximos probable de las columnas sea mayor que la de las vigas. De no cumplirse podrían generarse un mecanismo de colapso de piso al desarrollarse rótulas plásticas en columnas del mismo nivel, comprometiendo su capacidad de incursionar en el rango inelástico. Según E3-1 de ANSI/AISC 341-16 la razón al momento debe cumplir:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} \leq 1.0$$

(Ec.17)

Donde:

ΣM^*_{pc} : La sumatoria de las proyecciones de la resistencia a la flexión nominal de la columna. Definida como:

$$\Sigma M^*_{pc} = \Sigma Z_c \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s P_r}{A_g} \right)$$

(Ec.18)

ΣM^*_{pb} : La sumatoria de la proyección de la resistencia esperada a la flexión en la viga de la rótula plástica hasta el eje de la columna. Definida como:

$$\Sigma M^*_{pb} = \Sigma (M_{pr} + \alpha_s M_v)$$

(Ec.19)

A_g : Área bruta de la columna

F_{yc} : Esfuerzo de cadencia de la columna

M_{pr} : Máximo momento probable en la rótula plástica definido en la formula (2.4-1) de ANSI/AISC 358-16

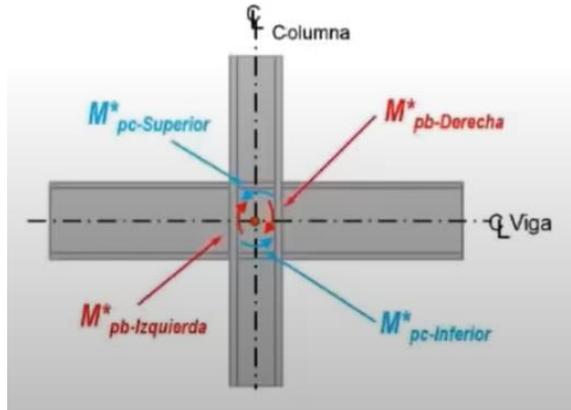
M_v : Momento adicional debido a amplificaciones de corte

P_r : Resistencia axial a la compresión requerida de acuerdo a la sección D1.4a de la ANSI/AISC 341-16

Z_c : Módulo plástico de la sección

α_s : LRFD-ASD factor de ajuste de fuerza

Figura 2.6 Momentos en una conexión



Fuente: (INESA, 2018)

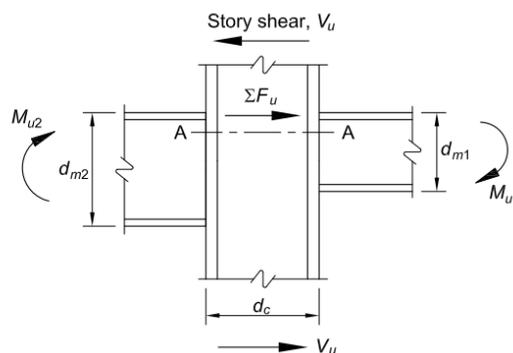
2.6.2.4. Zona de Panel

La resistencia en la zona del panel se determina a través de las sumas de las fuerzas que se produce debido a los momentos máximos probables de las vigas, ubicados en la cara de la columna menor el corte máximo esperado que actúa en la misma. La resistencia de diseño a corte estará definida según la ANSI/AISC 360-16 en su ecuación (C-J10-3) como:

$$\Sigma F_u = \frac{Mu_1}{dm_1} + \frac{Mu_2}{dm_2} - V_u$$

(Ec.20)

Figura 2.7 Fuerza en zona de panel



Fuente: Figura C-J10.4 de ANSI/AISC 360-16

Donde:

Mu_1 : Suma de los momentos debido a cargas laterales y gravitacionales factoradas en lado de barlovento

Mu_2 : Suma de los momentos debido a cargas laterales y gravitacionales factoradas en lado de sotavento

dm_1, dm_2 ; Distancia entre las fuerzas de las alas en la conexión

V_u ; Es el corte que se obtiene del equilibrio entre puntos de inflexión de la columna tomando en cuenta los momentos máximos probables de las vigas que se conectan al nodo.

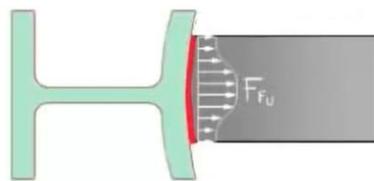
De no poder cumplir con estos requerimientos se le añaden planchas adosadas al alma que pueda suplir los requerimientos a los que se someta a zona de panel.

2.6.2.5. Planchas de continuidad por cargas concentradas

Estas fuerzas van por las alas producto de momento que soportan las vigas, se concentran en la columna, y existen 4 estados límites:

- Cedencia de Ala

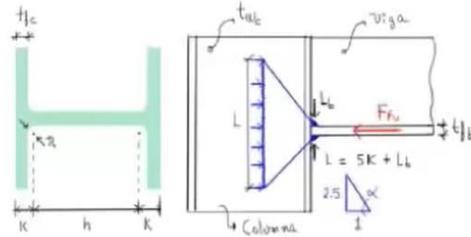
Figura 2.8 Cedencia del ala



Fuente: (Construction Project Blog, 2019)

- Cedencia de alma

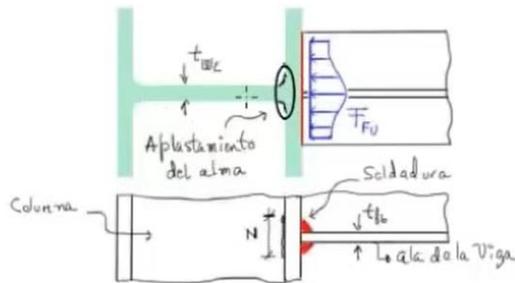
Figura 2.9 Cedencia de alma



Fuente: (Construction Project Blog, 2019)

- Aplastamiento de Alma

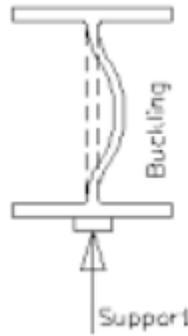
Figura 2.10 Aplastamiento del Alma



Fuente: (Construction Project Blog, 2019)

- Pandeo de Alma

Figura 2.11 Pandeo de Alma



Fuente: (Construction Project Blog, 2019)

De estos 4 estados límites se toma el menor y se compara con la fuerza factorada para alas de vigas, según la nota de la sección 6f-1 de la ANSI/AISC 341-16 esta fuerza para conexiones empernadas es:

$$P_f = \frac{M_f}{\alpha_s d^*}$$

(Ec.21a)

Y para conexiones soldadas

$$P_f = \frac{0.85M_f}{\alpha_s d^*}$$

(Ec.21b)

Donde:

P_f : Resistencia requerida en la columna para los estados límites de la misma

M_f : es el máximo momento probable en la cara de la columna como se define en ANSI/AISC 358 para conexiones precalificadas a momento

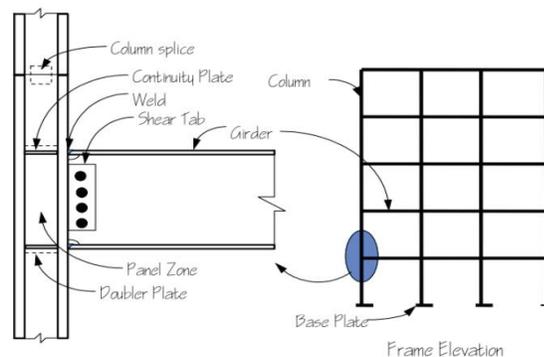
d^* : Distancia entre centroides de las alas de las vigas o sus conexiones a la cara de la columna

De no ser la resistencia (ϕR_n) del menor estado límite, mayor que la fuerza que llevan las alas de la viga (o las vigas), se tendrá que determinar el área requerida de las placas de continuidad y por ende su espesor.

2.6.2.6. Conexiones precalificadas

En el inicio de los 90s, el comportamiento de los pórtico de acero soldado resistente a momento, había demostrado ser uno de los mejores sistema resistentes a fuerzas laterales, pero, el 17 de enero de 1994 el sismo de Northridge, California, registró las aceleraciones terrestre mayor captadas en el casco urbano estadounidense dejando 72 muertos, 12,000 heridos y unos 25 millones de dólares en pérdidas materiales destacando un gran número de conexiones soldadas resistente a momento fallidas. (FEMA P-2006, 2018)

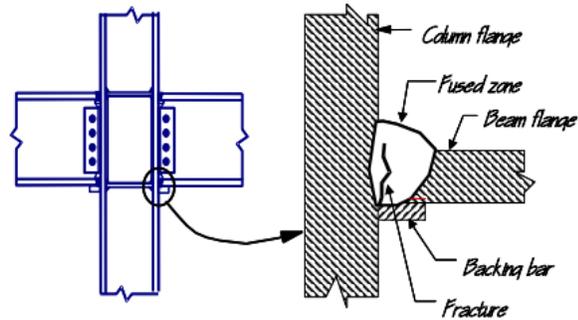
Figura 2.12 Típica Pre-Northridge WUF



Fuente: figura 8-1 de FEMA P-2006

La conexión típica mostrada en la figura 2.12 es referenciada como conexión sin reforzar soldada (WUF), actualmente no se permite usar para SMF o IMF. La conexión requiere que las alas de la viga sean soldadas a la columna usando una soldadura de penetración y una lámina de corte comúnmente atornillada a alma de la viga y soldada a la columna. El sismo había revelado que esta conexión sufría falla frágil (figura 2.12) en níveles muy bajo de demanda plástica. (FEMA, 2000)

Figura 2.13 Zona de fractura en WUF



Fuente: figura 1-2 de FEMA 355D

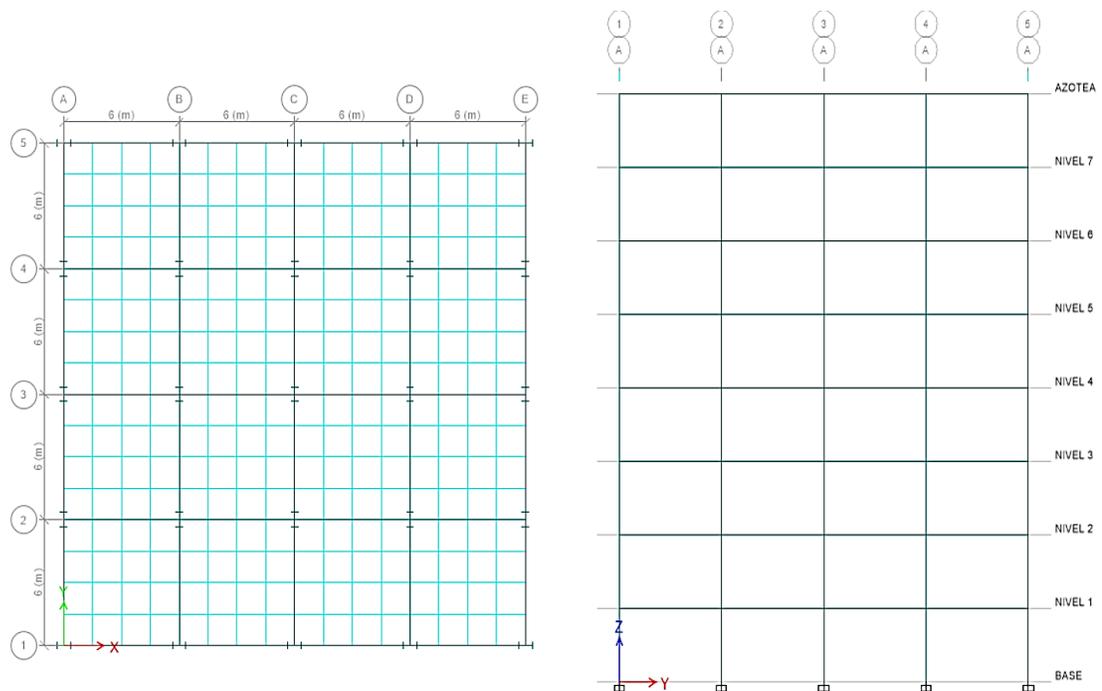
Durante la segunda mitad de los noventa, se realizó una intensiva investigación para identificar definitivamente todas las deficiencias que ocasionaron el incorrecto comportamiento en las estructuras. Que en su primera fase de investigaciones dieron como resultados documentos para la inspección, reparación y rehabilitación de estructuras dañadas, como lo es el FEMA 276, y en una segunda fase se enfocó en el desarrollo de nuevas alternativas de conexión viga-columna en pórticos resistentes a momentos que tuvieran un comportamiento adecuado ante evento sísmico como el FEMA 355D y ANSI/AISC 358 05.

CAPÍTULO III. ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL

3.1. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL EDIFICIO

Edificio con pórticos resistentes a momento de acero para uso gubernamental, de 8 niveles. En planta tendrá una distribución de 4 claros en ambas direcciones, cada claro con longitud de 6m donde se usan perfiles W18x40 para las vigas principales y con vigas secundarias en ambas direcciones a cada 1.5m de perfilería W8X10 y W10X12 en dirección X e Y respectivamente. Con tablero metálico relleno de concreto estructural para los entrepisos, sin vanos y una altura respectiva de 3.5m para todos sus niveles, y columnas cuyo perfil es W24X335. Localizado en Managua, Nicaragua.

Figura 3.1 Planta y elevación del edificio en estudio



Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

3.2. CARGAS

3.2.1. Cargas Muertas

3.2.1.1. Cargas Estructurales

Consideraciones:

Sistema estructural: Marcos de acero con perfilera W

Sistema resistente: SMF(Marcos especiales a momento)

Tipo de acero: A992Fy50

Entrepiso: Losa Acero rellena de concreto (Filled Deck)

Uso: Instalación Gubernamental

Categoría: Esencial o tipo A

ρ concreto reforzado: 2,400 kg/m³

Ubicación: Managua

Tipo de suelo: II (Según el RNC-07)

Elementos Estructurales

TABLERO DE ENTREPISO

El tablero se conformará de características que se encuentran comúnmente en el mercado y sus parámetros para el análisis y diseño de la estructura de estudio serán los siguientes:

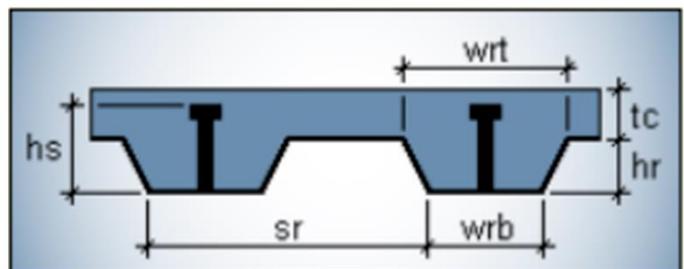
Datos:

tc= 5.00 cm

hr= 7.00 cm

hs= 11.00 cm

Figura 3.2 Tablero de acero relleno de concreto



Fuente: ETABS

wrt= 12.50 cm

wrb= 10.00 cm

sr= 22.70 cm

Peso unitario de la lámina colaborante: 14.07 kg/m²

Grosor a cortante del tablero: 1.0 mm

El peso distribuido por el tablero metálico relleno de concreto es calculado automáticamente por el programa ETABS según sus propiedades geométricas y físicas.

VIGAS:

Se dispone para vigas principales secciones W18X40 y 3 vigas secundarias W8X10 y W10X12 en ambos sentidos X e Y respectivamente por cada marco.

COLUMNAS:

Se dispone para columnas W24X335 para todos los pisos.

3.2.2.2. Cargas No Estructurales

Elementos no estructurales

ρ mortero convencional = 2000.00 kg/m³

Espesor de mortero sobre losa mortero: 5.0 cm

Cerámica= 30 kg/m² según tablas de cargas muertas del RNC-07 Anexo A

Cielo falso de yeso y perfiles de aluminio= 8.00 kg/m² según tablas de cargas muertas del RNC-07 Anexo A.

Impermeabilizante de azote: CHOVATEK (membrana impermeabilizante de asfalto modificado con SBS) según especificaciones técnicas: 0.09 kg/m² Según catálogo del fabricante.

ρ concreto aligerado: 1,200.00 kg/m³

Azotea con más del 5% de pendiente.

Peso de accesorios por pisos:

$$W_{\text{ductos_tuberias}} := 8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$A_{\text{losa}} := 24 \cdot 24 \text{ m}^2 = 576 \text{ m}^2$$

$$t_{\text{cascoteyfino}} := 5 \text{ cm}$$

$$\rho_{\text{mortero_convencional}} := 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$W_{\text{mortero}} := \rho_{\text{mortero_convencional}} \cdot t_{\text{cascoteyfino}} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{ceramica}} := 30 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{cielo_falso}} := 8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{accesorios_por_piso}} := W_{\text{mortero}} + W_{\text{ceramica}} + W_{\text{cielo_falso}} = 138 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Paredes:

Paredes divisorias de interiores de los niveles del 1 al 8:

- Tipo de paredes: Paneles de doble electro malla de acero con núcleo de poroplast (2.5 cm de repello ambas caras)
- Peso (kg/m²): 150
- Distribución: 0.04ml/m²
- h: 3.50 m

$$t_{\text{repello}} := 2.5 \text{ cm}$$

$$D_{\text{distribucion}} := 0.04 \frac{\text{m}}{\text{m}^2}$$

$$h := 3.5 \text{ m}$$

$$W_{pared} := 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$Wt_{pared_internas} := D_{distribucion} \cdot A_{losa} \cdot h \cdot W_{pared} = 12096 \text{ kg}$$

Paredes perimetrales de los niveles del 1 al 8:

- Tipo de paredes: Paneles de doble electro malla de acero con núcleo de poroplast (2.5 cm de repello ambas caras)
- Peso (kg/m²): 150
- h: 3.50 m

$$L := 2 \cdot 24 \text{ m} + 2 \cdot 24 \text{ m} = 96 \text{ m}$$

$$Wt_{pared_perimetrales} := L \cdot h \cdot W_{pared} = 50400 \text{ kg}$$

Ductos/Tuberías:

$$W_{ductos_tuberias} := 8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Peso de accesorios de azotea (Con 4% de pendiente):

- ρ concreto aligerado: 1,200.00 kg/m³
- t de relleno: 0.10 m
- Tipo de cielo falso: Yeso con perfiles de aluminio
- Impermeabilizante de azote: CHOVATEK (membrana impermeabilizante de asfalto modificado con SBS) según especificaciones técnicas: 0.09 kg/m² Según catálogo del fabricante.

$$\rho_{concreto_relleno} := 1200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$t_{Releno} := 10 \text{ cm}$$

$$W_{\text{Relleno}} := \rho_{\text{concreto_relleno}} \cdot t_{\text{Relleno}} = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{impermeabilizante}} := \frac{.09 \cdot \text{kg}}{\text{m}^2}$$

Tabla 3.1 Cargas muertas no estructurales

ELEMENTO	W (KG)	W (KG/M ²)
MORTERO SOBRE LOSA	57,600.00	100
CIELO FALSO	4,608.00	8
CERAMICA	17,280.00	30
PAREDES INTERIORES	12,096.00	21
PAREDES PERIMETRALES	50,400.00	87.5
DUCTOS/TUBERÍAS	4,608.00	8
IMPERMEABILIZANTE	51.84	0.09
RELLENO DE AZOTEA	69,120.00	120
W TOTAL PISOS	146,592.00	254.5
W TOTAL AZOTEA	78,387.84	136.09

Fuente: Elaboración propia

3.2.2. Cargas vivas

Estás fueron tomadas de la tabla 1 del RNC-07 se decidió tomar las cargas vivas para pisos con destino a Oficinas Despachos.

Tabla 3.2 Cargas Vivas Unitarias

DESTINO	MÁXIMA (KG/M ²)	INCIDENTAL (KG/M ²)
CARGAS VIVAS PARA PISOS	250	100
AZOTE (CON PENDIENTE NO MAYOR DE 5%)	100	40

Fuente: Elaboración propia

3.2.3. Cargas por Niveles

3.2.3.1. Factor por accesorios varios

Para este caso se usará un factor de un 6% por accesorios varios ya que la ocupación en los pisos puede variar. Y un 10% para la azotea debida que sobre ella puede caer mucha precipitación y por labores de mantenimiento.

Para determinar el peso total de CARGA MUERTA por piso se hará con la siguiente formula:

$CM = \text{Elementos estructurales} + (\text{Elementos no estructurales}) * (\text{factor de accesorios varios})$

Tabla 3.3 Set de cargas muertas para pisos

Elementos no estructurales (Accesorios + paredes)	255.00	kg/m ²
Otros Accesorios	15.00	**6%
Total	270.00	kg/m²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.4 Set de cargas muertas para Azotea

Elementos no estructurales (Accesorios + paredes)	140.00	kg/m ²
Otros Accesorios	14.00	**10%
Total	154.00	kg/m²

Fuente: Elaboración propia

3.2.3.2. Sets de cargas distribuidas por piso

Tabla 3.5 Sets de Cargas

Sets de cargas distribuida en Pisos		
CM super impuesta	270.00	kg/m ²
CV	250	kg/m ²
CVR	100	kg/m ²
Sets de carga distribuida en Azotea		
CM super impuesta.	154.00	kg/m ²
CV	100	kg/m ²
CVR	40	kg/m ²

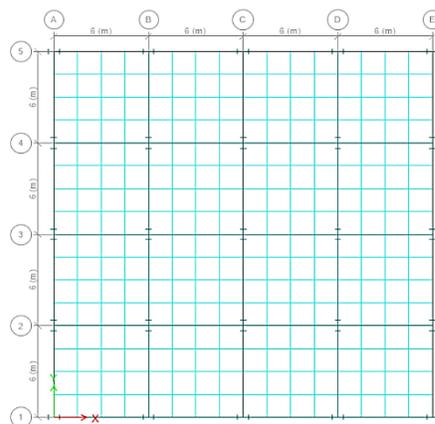
Fuente: Elaboración propia

3.3. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Según el RNC-07 en el arto. 23 se describen las condiciones que tienen que cumplirse para poder denominar regular una estructura de análisis.

- a. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

Figura 3.3 Planta típica del edificio

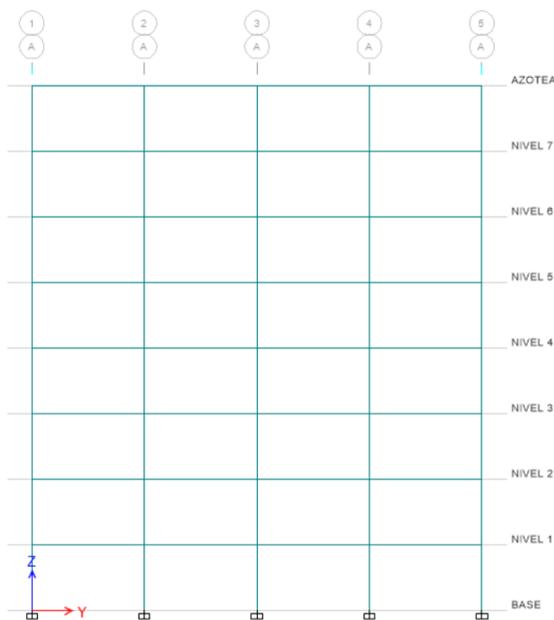


Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Como se presenta en la Figura 3.3, es claramente el edificio es simétrico en ambas direcciones tanto en distribución de masas y en elementos que aportan resistencia; y todos sus elementos en plantas son paralelos a los ejes X o Y. Por tanto, **cumple**.

b. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

Figura 3.4 Elevación Típica del edificio



Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

$$H := 28 \text{ m}$$

$$l_{menor} := 6 \text{ m} \cdot 4 = 24 \text{ m}$$

$$\frac{H}{l_{menor}} = 1.167$$

$$1.244 < 2.5$$

Cumple

c. La relación de largo a ancho de la base no excede 2.5. A como se muestra en la Figura 3.3, las 2 dimensiones son iguales por tanto **cumple.**

d. 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.

No existe ninguna entrada o saliente por tanto **cumple.**

e. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

Todos los entrepisos están formados por tablero de acero rellenos de concreto, apoyados en vigas, por tanto, **cumple.**

f. 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.

Igual que en el inciso D, por tanto, **cumple.**

g. 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, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

Tabla 3.6 Masas por nivel

COND. N° 7 DE REGULARIDAD SEGÚN RNC-07

PISO	Masa(kg)			
AZOTEA	281,351.28	69.55%	<	70.00%
NIVEL 7	404,505.18	100.00%	<	110.00%
NIVEL 6	404,505.18	100.00%	<	110.00%
NIVEL 5	404,505.18	100.00%	<	110.00%
NIVEL 4	404,505.18	100.00%	<	110.00%
NIVEL 3	404,505.18	100.00%	<	110.00%
NIVEL 2	404,505.18	100.00%	<	110.00%
NIVEL 1	404,505.18	-	-	-

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Según la Tabla 9, todos los pisos cumplen con la condición “g”, por tanto, **cumple.**

- h.** 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.

Debido que todos los pisos tienen la misma planta, **cumple.**

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

Así como se muestra en la Figura 3.3 las columnas están restringidas por un sistema de entrepisos formado por tablero de acero relleno por concreto, por tanto, **cumple.**

- j. 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.

Debido a que todos los pisos tienen las mismas secciones de columna y no varía la altura de entrepiso, todos los entrepisos deben aportar la misma rigidez al corte, **cumple.**

- k. 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.

Similar consideración que a la condición anterior. **Cumple**

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

Tabla 3.7 Centro de masa y rigidez

Nivel	XCM	YCM	XCR	YCR
	m	m	m	m
<i>Azotea</i>	12	12	12	12
<i>Nivel 7</i>	12	12	12	12
<i>Nivel 6</i>	12	12	12	12
<i>Nivel 5</i>	12	12	12	12
<i>Nivel 4</i>	12	12	12	12
<i>Nivel 3</i>	12	12	12	12
<i>Nivel 2</i>	12	12	12	12
<i>Nivel 1</i>	12	12	12	12

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

En la tabla 3.7, se muestran las coordenadas del centro de masa y de rigidez y debido a su simetría de masa y de elementos resistentes, el centro de masa coincide con el centro de rigidez, por consiguiente, la excentricidad $e_s = 0.0 \text{ cm}$, por tanto, **cumple**.

3.4. PARÁMETROS SÍSMICOS DE LA ESTRUCTURA

3.4.1. Reducción por ductilidad “Q”

Es la propiedad que define la posibilidad de la estructura o algunos de sus componentes estructurales de experimentar deformaciones más allá del límite elástico sin reducir de manera significativa su resistencia o rigidez. En el RNC-07, art. 21 se habla de un factor Q, que se aplica para la reducción del espectro elástico de diseño y tanto para marcos no arriostrados se toma:

$$Q = 4$$

En la elección de los parámetros aún no se conoce el periodo de vibración de la estructura por ende:

$$Q' = Q = 4$$

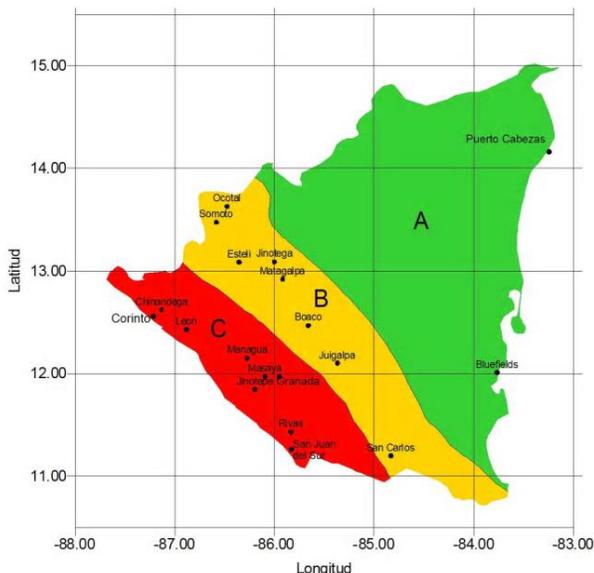
3.4.2. Reducción por sobre resistencia

El art. 22 del RNC-07 establece que el factor de sobre resistencia $\Omega=2$

3.4.3. Factor de influencia del suelo

Para la figura 3.5 y tabla 3.8, Managua se encuentra en zona C, y debido a que es un edificio modelo el suelo propuesto es Tipo II, para el cual su factor de amplificación por tipo de suelo $S = 1.5$

Figura 3.5 Zonificación sísmicas de Nicaragua



Fuente: Arto.24 RNC-07

Tabla 3.8 Factores de amplificación por tipo de suelo, S

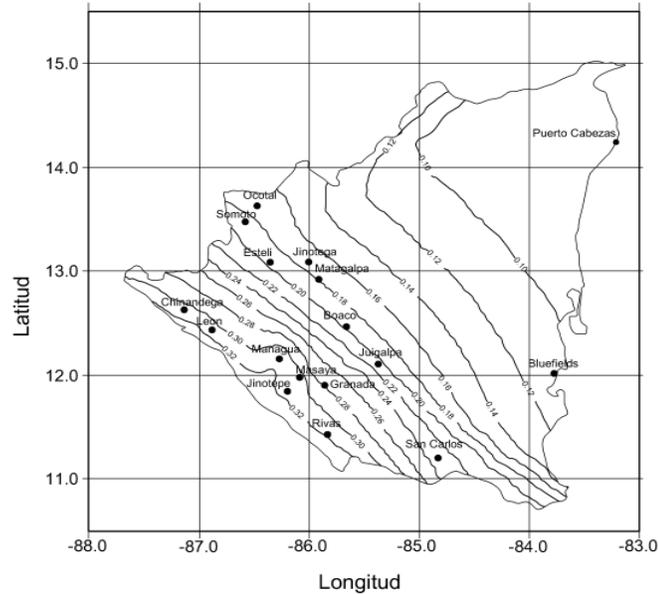
Zona Sísmica	Tipo de Suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Fuente: Arto.24 RNC-07

3.4.4. Isoaceleración para Managua, Nicaragua

Según el arto. 27 del RNC-07 la isoaceleración será seleccionada por la figura 3.6, para Managua se ha estimado para este trabajo una isoaceleraciones $a_0 = 0.31$. Debido a su clasificación como Esencial o Tipo A se multiplica por 1.5 para la construcción del espectro.

Figura 3.6 Mapa de isoaceleraciones



Fuente: Anexo C, RNC-07

3.4.5. Construcción de espectros sísmicos para diseño

Con la obtención de los parámetros sísmicos de diseño de la estructura y la aplicación del arto. 27 del RNC-07 se puede construir el espectro sísmico para diseño y el reducido por ductilidad, definidos de la siguiente manera:

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$

Donde:

a : Aceleración del espectro de elástico de diseño (Arto.27, RNC-07)

S : Factor de amplificación por tipo de suelo (Arto.23, RNC-07)

a_0 : Isoaceleraciones para Managua (Anexo C, RNC-07)

$$d = 2.7a_0 \quad (\text{Arto.27, RNC-07})$$

$$T_a = 0.1s \quad (\text{Arto.27, RNC-07})$$

$$T_b = 0.6s \quad (\text{Arto.27, RNC-07})$$

$$T_c = 2.0s \quad (\text{Arto.27, RNC-07})$$

Y para su reducción según lo establecido en el arto. 33 del RNC-07

$$A_m = \frac{a}{\Omega * Q'}$$

(Ec.22)

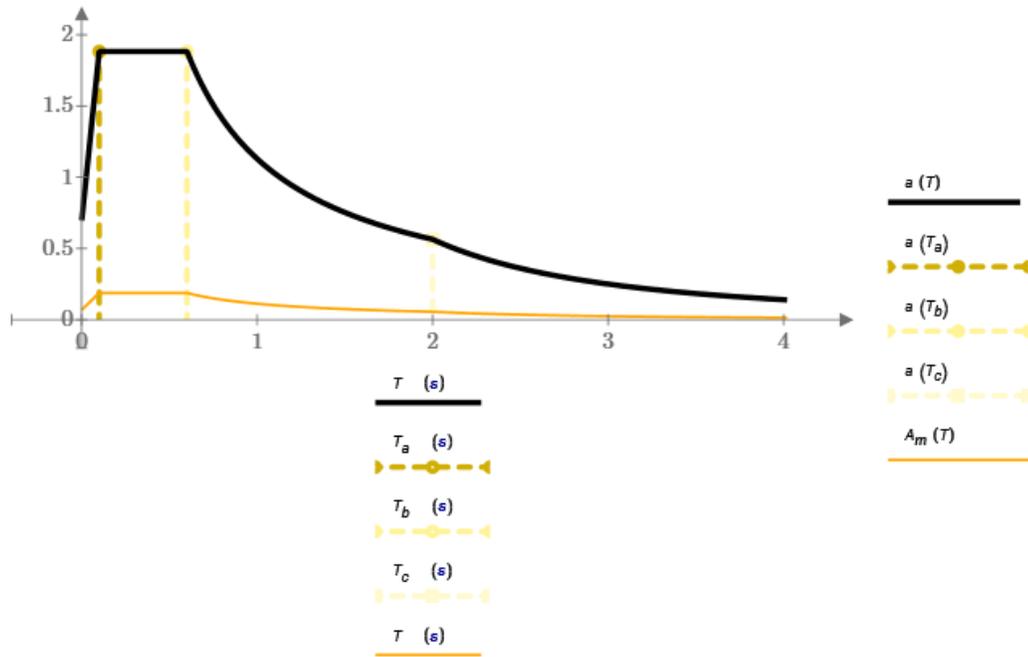
Donde:

Ω : Factor de reducción por sobre resistencia (Arto. 22, RNC-07)

Q' : Factor de reducción por ductilidad (Arto.21, RNC-07)

A través de los cálculos mostrados en Anexo I se llega a la construcción de la gráfica mostrada en la figura 3.7, en la cual se muestra el espectro elástico de diseño $a(T)$ y el reducido por ductilidad y sobre resistencia $A_m(T)$ para el correspondiente edificio de estudio.

Figura 3.7 Espectro elástico y reducido



Fuente: Hoja de cálculo en PTC Mathcad Prime

3.5. REVISIÓN USANDO MODAL ESPECTRAL

3.5.1. Participación Modal

Teniendo un diseño satisfactorio por criterios de demanda y capacidad se revisó el comportamiento de sus modos de vibrar y se seleccionó el número de modos de vibración donde el 90% de la masa del edificio participara en los movimientos de las direcciones ortogonales al sismo.

Tabla 3.9 Participación modal

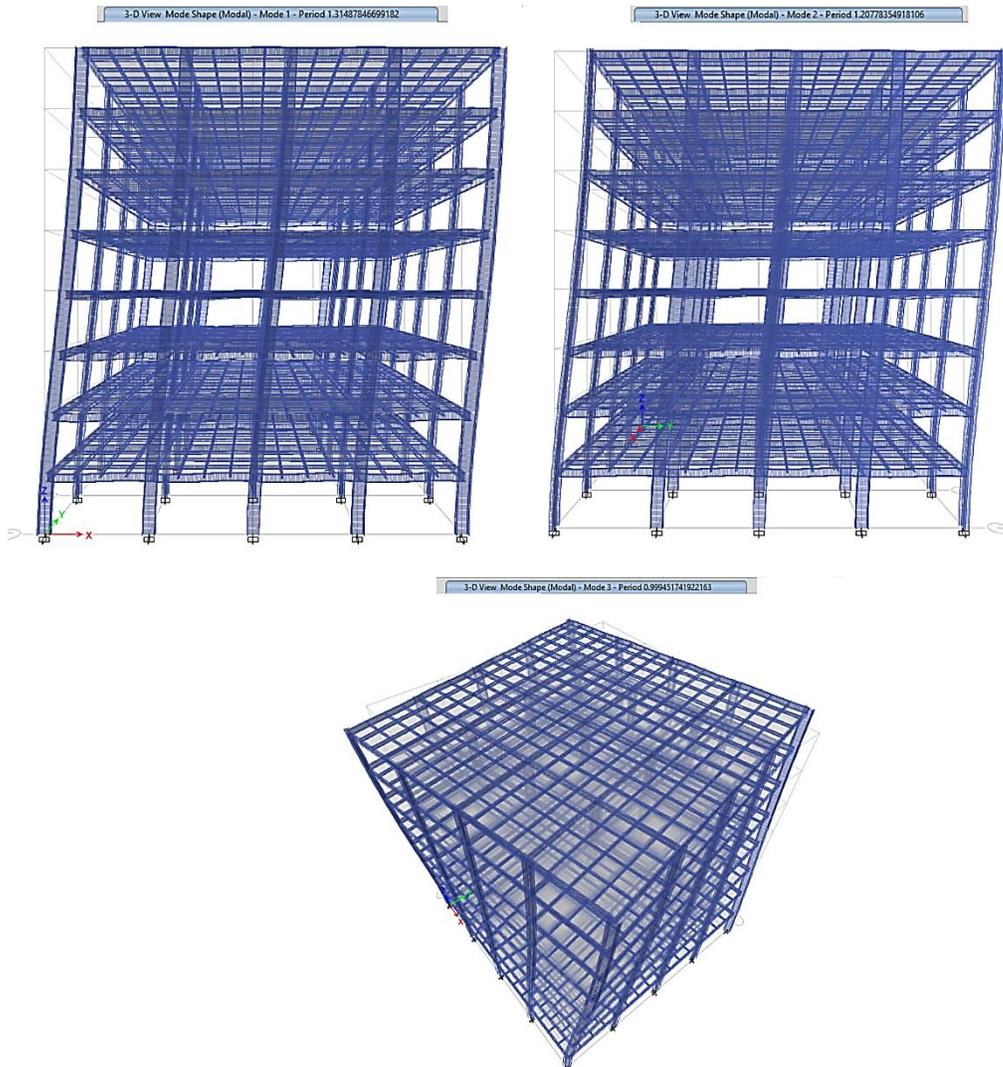
Modo	Periodo sec	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.315	0.77	0	0	0.77	0	0
2	1.208	0	0.77	0	0.77	0.77	0
3	0.999	0	0	0.76	0.77	0.77	0.76
4	0.389	0.11	0	0	0.89	0.77	0.76
5	0.351	0	0.12	0	0.89	0.89	0.76
6	0.288	0	0	0.12	0.89	0.89	0.88
7	0.195	0.05	0	0	0.94	0.89	0.88
8	0.172	0	0.05	0	0.94	0.94	0.88
9	0.139	0	0	0.05	0.94	0.94	0.94

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

3.5.2. Modos de vibrar

Para Bazan & Meli (1990) promueve que para un correcto comportamiento sísmicos debido a su configuración en planta se debe cumplir que los primeros 3 modos sean traslacionales (X e Y) y torsionales, en ese orden. La tabla anterior de participación modal (Tabla 3.10) muestra este correcto comportamiento modal (Figura 3.8).

Figura 3.8 Modos de vibrar de la estructura



Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

3.5.3. Revisión de Cortantes Dinámico con Estático

Según el arto. 33 del RNC-07 se establece que el cortante dinámico tiene que ser al menos un 80% del cortante estatico, por tanto, en una hoja de cálculo hecha con PTC Mathcad Prime (Ver Anexo J) se realizó el desarrollo del método estático equivalente.

Primeramente, se calcula el coeficiente sísmico para la fuerza sísmica c (asumiendo $Q = Q'$), según (Ec. 2):

$$c := \frac{S \cdot (2.7 \cdot a_0)}{Q \cdot \Omega} = 0.157$$

Acorde al arto. 32 el valor de c no puede ser menor que $c_{min} = S \cdot a_0$, por tanto:

$$c_{min} := S \cdot a_0 = 0.465$$

$$c := \max(c, c_{min}) = 0.465$$

Con el valor del coeficiente sísmico calculado, se aplica (Ec. 11) para el cálculo de los cortantes estático por nivel sin reducir. Debido a que el edificio se clasifica como tipo A o esencial, se multiplica el valor del cortante por nivel por un factor 1.5.

$$F_{S_i} = 1.5 * c * W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Se ingresan un vector con los pesos por nivel \vec{W} y las distancias entre la base y cada nivel \vec{h} .

$$W = \begin{bmatrix} 281.351 \\ 404.505 \\ 404.505 \\ 404.505 \\ 404.505 \\ 404.505 \\ 404.505 \\ 404.505 \end{bmatrix} \text{ tonnef} \quad h = \begin{bmatrix} 28 \\ 24.5 \\ 21 \\ 17.5 \\ 14 \\ 10.5 \\ 7 \\ 3.5 \end{bmatrix} \cdot m$$

Aplicando la (Ec. 11)

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{Fs} := \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(W) \\
 \left\| \begin{array}{l}
 \mathbf{Fs}_i \leftarrow 1.5 \cdot c \cdot W_i \cdot h_i \cdot \left(\frac{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} W_j}{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} (W_j \cdot h_j)} \right) \\
 \mathbf{Fs}
 \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 359.952 \\ 452.822 \\ 388.133 \\ 323.444 \\ 258.755 \\ 194.067 \\ 129.378 \\ 64.689 \end{bmatrix} \text{ tonnef}
 \end{array}$$

Los cortantes estáticos sin reducir se muestran por nivel en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10 Cortantes estáticos por nivel

Nivel	Fs (Ton)
Azotea	359.95
Nivel 7	812.77
Nivel 6	1,200.90
Nivel 5	1,524.34
Nivel 4	1,783.09
Nivel 3	1,977.15
Nivel 2	2,106.52
Nivel 1	2,171.20

Fuente: Hoja de cálculo en PTC Mathcad Prime. Elaboración propia

Alternativamente se elaboró otro modelo para comprobaron estos valores con el programa ETABS, añadiendo al modelo un patrón de carga sísmico automático con el uso del coeficiente sísmico.

Basados en el arto. 32 inciso B, se redujeron estas fuerzas sísmicas a través del cálculo aproximado del periodo de la estructura.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum(W_i * x_i^2)}{g * \sum(Fs_i * x_i)}}$$

Donde:

Ec.12

W_i : Peso en el piso i

x_i : Desplazamiento en x dirección del piso i

Fs_i : Fuerza sísmica aplicada en el piso i sin reducir

g : Aceleración gravitacional

Con ayuda del modelo ETABS se calcularon el desplazamiento por pisos para el caso estático con fuerzas sísmicas sin reducir y junto con la tabla de masas (Tabla 3.6) y fuerzas sísmicas se determinó el periodo aproximado de la estructura para ambas direcciones X e Y, para el cálculo de las fuerzas sísmicas reducidas.

Tabla 3.11 Desplazamientos por cortantes estáticos sísmicos sin reducir

	X	Y
Nivel	mm	mm
Azotea	512.073	436.719
Nivel 7	477.336	404.89
Nivel 6	429.125	362.05
Nivel 5	365.567	306.685
Nivel 4	288.477	240.389
Nivel 3	202.313	167.138
Nivel 2	114.695	93.674
Nivel 1	38.916	31.306

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

$$T_x := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} (W_j \cdot (\delta_{x_j})^2)}{g \cdot \sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} (Fs_j \cdot \delta_{x_j})}} = 1.315 \text{ s}$$

$$T_y := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} (W_j \cdot (\delta_{y_j})^2)}{g \cdot \sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} (Fs_j \cdot \delta_{y_j})}} = 1.208 \text{ s}$$

El resultado no muestra variación entre los valores de los periodos fundamentales calculadas con la formulas y los calculados por medio del caso modal en el ETABS.

Con los periodos fundamentales de vibración en cada eje se usa como abscisa en el espectro elástico calculado en la sección 3.4.5, y se encuentra la ordenada de aceleración a_x y a_y , correspondiente a cada eje.

$$a(T_x) = 0.86$$

$$a(T_y) = 0.936$$

Estos valores de $a(T_x)$ y $a(T_y)$ no pueden ser menor que el valor de $1.5 * c_{min} = 0.698$ según lo establecido en arto. 24.

Aplicando la fórmula del arto. 32 del RNC-07 para la reducción de fuerza sísmica:

$$F_{S_{ki}} = \frac{a_k}{\Omega * Q} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

(Ec.23)

Donde:

$F_{S_{ki}}$: Cortante sísmico en la dirección k en el piso i. (Arto.32 RNC-07)

a_k : Aceleración espectral elástica en la dirección k. (Arto.32 RNC-07)

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{Fs}_{ry} := \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(W) \\
 \left\| \begin{array}{l}
 \mathbf{Fs}_{r_i} \leftarrow \frac{a_y}{Q \cdot \Omega} \cdot W_i \cdot h_i \cdot \frac{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} W_j}{\sum_{j=1}^{\text{rows}(M)} (W_j \cdot h_j)} \\
 \mathbf{Fs}_r
 \end{array} \right\| = \begin{array}{l}
 [60.363 \\
 75.937 \\
 65.089 \\
 54.241 \\
 43.393 \\
 32.544 \\
 21.696 \\
 10.848]
 \end{array} \text{ tonnef}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{Fs}_{rx} := \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(W) \\
 \left\| \begin{array}{l}
 \mathbf{Fs}_{r_i} \leftarrow \frac{a_x}{Q \cdot \Omega} \cdot W_i \cdot h_i \cdot \frac{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} W_j}{\sum_{j=1}^{\text{rows}(M)} (W_j \cdot h_j)} \\
 \mathbf{Fs}_r
 \end{array} \right\| = \begin{array}{l}
 [55.447 \\
 69.753 \\
 59.788 \\
 49.823 \\
 39.859 \\
 29.894 \\
 19.929 \\
 9.965]
 \end{array} \text{ tonnef}
 \end{array}$$

Se comprueban los cortantes que cumplan con la condición (Tabla 3.12)
 $V_b \text{ Dinámico} \geq 80\% V_b \text{ Estático}$.

Tabla 3.12 Cortante dinámicos y estáticos

CORTANTE:	EN X		EN Y	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
NIVEL	Ton	Ton	Ton	Ton
AZOTEA	55.45	59.19	60.36	62.61
NIVEL 7	125.20	117.85	136.30	125.39
NIVEL 6	184.98	158.73	201.38	170.37
NIVEL 5	234.80	192.01	255.62	207.41
NIVEL 4	274.66	220.32	299.01	238.57
NIVEL 3	304.55	244.94	331.55	264.88
NIVEL 2	324.48	265.19	353.25	285.60
NIVEL 1	334.45	274.54	363.70	294.87
D/E	0.82		0.81	

Fuente: Modelo en ETABS y hoja de cálculo en PTC Mathcad Prime. Elaboración propia

Por tanto, se **cumple** con la condición $V_b \text{ Dinámico} \geq 80\% V_b \text{ Estático}$ y queda validado el procedimiento de análisis modal espectral de la estructura.

3.5.4. Desplazamientos

Del software ETABS se exporta las tablas resultados para los desplazamientos máximos por entrepisos en direcciones ortogonales entre si producidos por los efectos bidireccionales sísmicos ($S_x + .3S_y \wedge S_y + .3S_x$), considerandolos como está reglamentado en el arto 32. del RNC-07. Siendo estos los siguientes:

Tabla 3.13 Desplazamiento Lateral Máximo por nivel

<i>Nivel</i>	H	X-Dir	Y-Dir
	m	mm	mm
<i>Azotea</i>	28.0	76.3	72.2
<i>Nivel 7</i>	24.5	70.9	66.8
<i>Nivel 6</i>	21.0	63.6	59.6
<i>Nivel 5</i>	17.5	54.1	50.5
<i>Nivel 4</i>	14.0	42.8	39.6
<i>Nivel 3</i>	10.5	30.1	27.6
<i>Nivel 2</i>	7.0	17.1	15.5
<i>Nivel 1</i>	3.5	5.8	5.1

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

3.5.5. Derivas

Para controlar los daños en las estructuras el RNC-07 plantea en el arto 34 en sus incisos a y b, el cálculo de las derivas en estado de servicio (a) y colapso (b) respectivamente, y en el inciso c para evaluación de desplazamientos. Para la estructura de análisis se han supuesto que los elementos no estructurales se encuentran desacoplados en la estructura, para dicho caso la deriva máxima de estado de servicio será igual 0.004, según RNC-07 arto. 34 inciso c, sub-inciso a. Para el caso de la deriva máxima en estado de colapso se revisa la tabla 4 del mismo artículo del RNC-07, en la cual para marcos dúctiles de acero será igual a 0.03. Apoyados de una hoja de cálculo en Excel se demuestra que:

Tabla 3.14 Derivas de servicio

DISTORSIONES DE ENTREPISO EN CONDICION DE SERVICIO

Q	4	$\Delta_{\text{máx}}$	0.004
Ω	2		

Nivel	hi	δx	δT_x	Δx_t	<0.004	δy	δT_y	Δy_t	<0.004
Azotea	350 cm	0.541 cm	1.730 cm	0.0049	No Cumple	0.543 cm	1.736 cm	0.0050	No Cumple
Nivel 7	350 cm	0.731 cm	2.339 cm	0.0067	No Cumple	0.717 cm	2.295 cm	0.0066	No Cumple
Nivel 6	350 cm	0.946 cm	3.026 cm	0.0086	No Cumple	0.914 cm	2.926 cm	0.0084	No Cumple
Nivel 5	350 cm	1.137 cm	3.640 cm	0.0104	No Cumple	1.088 cm	3.481 cm	0.0099	No Cumple
Nivel 4	350 cm	1.271 cm	4.068 cm	0.0116	No Cumple	1.202 cm	3.846 cm	0.0110	No Cumple
Nivel 3	350 cm	1.300 cm	4.159 cm	0.0119	No Cumple	1.211 cm	3.875 cm	0.0111	No Cumple
Nivel 2	350 cm	1.130 cm	3.616 cm	0.0103	No Cumple	1.033 cm	3.307 cm	0.0094	No Cumple
Nivel 1	350 cm	0.581 cm	1.859 cm	0.0053	No Cumple	0.520 cm	1.664 cm	0.0048	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.15 Derivas de colapso

DISTORSIONES DE ENTREPISO EN CONDICION DE COLAPSO

Q	4	$\Delta_{\text{máx}}$	0.03
Ω	2		

Nivel	hi	δx	δT_x	Δx_t	<0.03	δy	δT_y	Δy_t	<0.03
Azotea	350 cm	0.541 cm	4.324 cm	0.0124	Si Cumple	0.543 cm	4.341 cm	0.0124	Si Cumple
Nivel 7	350 cm	0.731 cm	5.847 cm	0.0167	Si Cumple	0.717 cm	5.738 cm	0.0164	Si Cumple
Nivel 6	350 cm	0.946 cm	7.565 cm	0.0216	Si Cumple	0.914 cm	7.314 cm	0.0209	Si Cumple
Nivel 5	350 cm	1.137 cm	9.099 cm	0.0260	Si Cumple	1.088 cm	8.702 cm	0.0249	Si Cumple
Nivel 4	350 cm	1.271 cm	10.171 cm	0.0291	Si Cumple	1.202 cm	9.615 cm	0.0275	Si Cumple
Nivel 3	350 cm	1.300 cm	10.397 cm	0.0297	Si Cumple	1.211 cm	9.686 cm	0.0277	Si Cumple
Nivel 2	350 cm	1.130 cm	9.040 cm	0.0258	Si Cumple	1.033 cm	8.267 cm	0.0236	Si Cumple
Nivel 1	350 cm	0.581 cm	4.648 cm	0.0133	Si Cumple	0.520 cm	4.159 cm	0.0119	Si Cumple

Fuente: Elaboración propia

3.5.5.1. Análisis de las Derivas en estado límite de colapso y servicio.

Las distorsiones de entrepiso por colapso quedaron controladas, mientras que las de servicio quedan fuera de los parámetros de aceptación del reglamento, esto debido a las altas sollicitaciones laterales debido al nivel de importancia asignado a la estructura. Debido a la baja razón D/C de los elementos resistentes a fuerzas laterales, no se plantea el redimensionamiento de estos miembros porque, el aumento de peso en la estructura y por consiguiente el aumento de sollicitaciones laterales daría como resultado en un bajo mejoramiento en el control de las derivas.

Usando un método de análisis estructural lineal para determinar las fuerzas sísmicas (estáticas o dinámicas) como los presentes en el RNC-07 el cual norma que en el estado límite de servicio se debe cumplir que las derivas por fuerzas laterales, cuando existan elementos no estructurales incapaces de soportar deformaciones apreciables desligados a la estructura sean menores o igual a 0.004. El anterior criterio usando estos métodos análisis debe cumplirse y parte de considerar la relación entre desplazamiento y daños en elementos, en donde para eventos con un menor periodo de retorno (por eso los desplazamientos inelásticos se reducen 2.5 veces) que al de diseño no permite que se manifiesten las deformaciones laterales más allá del 0.04% de la altura de entrepiso, su interpretación más simple puede tomarse como la máxima inconformidad que el usuario pueda percibir por eventos sísmicos de frecuencia moderada.

El criterio de aceptación de derivas de servicio del RNC-07 es muy riguroso y conservador puesto que es uno de los más exigentes en comparación con otras normas de América latina pertenecientes a países con igual o mayor peligro sísmico como Venezuela (Norma COVENIN 1756-1:2018), Chile(Norma NCH433-2012), Perú(NORMA TÉCNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES), Bolivia (Guía Boliviana de diseño sísmico) y Colombia (REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10), hasta más exigente en un 60% que lo que estipula el reglamento Mexicano (NTC Normas Técnicas

Complementarias para el diseño por sismo 2020), ya que en este último para su estado de **“Limitación de daños”** (en el comentario de sección **3.1.1. de NTC-2000 indica** que el periodo de retorno que se dirige este criterio es de 20 años. Ver Figura xx1) similar a **“Derivas de Servicio”** (el **RNC-07** no especifica a que periodo retorno dirige este criterio de deriva), establece mayor disminución en los desplazamientos inelástico para el cálculo de este tipo de derivas dividiendo entre 4 (ver figura 3.9) y no entre 2.5 como lo propone el RNC, de forma similar ASCE divide el nivel de importancia para calcular estos desplazamientos tomando en cuenta el factor de amplificación de desplazamientos C_d (cuyo valor puede varias entre el 75% - 85% del factor de modificación de respuesta R o $(Q' * \Omega)$).

Además de ello estos desplazamientos son divididos entre cocientes mayores a 2.5 (como lo exige el RNC-07) para calcular las derivas por servicios las que son comparadas con criterios más permisibles puesto que la deriva mínima (para elementos frágiles) es de 0.005 en estas normas, esto es menos exigente que lo que estipula el RNC-07 en su arto. 34 inciso c).

Retomando el objetivo principal de este trabajo el cual es un diseño por desempeño para el cual se fija un nivel de desempeño objetivo en función del peligro sísmico para el que se desea evaluar la estructura, este nivel de desempeño objetivo toma en cuenta y garantiza el correcto desempeño estructural y no estructural de la estructura que es lo que las normativas con análisis lineales tienden a controlar con los estados límites de servicio y de colapso.

Es decir que si se puede calcular con mayor precisión el comportamiento estructural de la edificación basado en análisis no lineal tomando en cuenta el mecanismo de colapso de la misma y esta resulta ser satisfactoria para un objetivo de desempeño en el que tanto elementos estructurales y no estructurales llegan a un punto de desempeño racional y adecuado se puede garantizar la seguridad y funcionamiento para los usuarios de la estructura, esto es por que el grado de precisión es mayor. Esto lo respalda la norma colombiana (REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10) en su inciso **A.6.4.1.2:** Cuando se haya efectuado un análisis inelástico verificando el

desempeño de la totalidad de los elementos estructurales en un rango de desempeño no mayor a “Protección de la Vida” (LS según los requerimientos del ASCE 31 y ASCE 41), las derivas pueden multiplicarse por 0.7 antes de hacer la comparación con los límites dados en la tabla A.6.4-1.

Como se presenta en el punto 2.3.5.2 de este trabajo el Nivel de Desempeño Objetivo Inmediata Ocupación (1-B) el cual alcanza las características de Nivel de Desempeño Estructural Inmediata Ocupación (S-1) y Nivel de Desempeño No Estructural En Posición (N-B). Bajo este nivel objetivo está garantizado la seguridad de la estructura y de la vida humana. Sin embargo, la edificación puede presentar afectaciones menores que no implican problemas para la reocupación de la edificación. Los componentes no estructurales pueden volverse operativos al realizar reparaciones menores o activar sistemas alternos para funcionamiento. Más adelante se verá que este nivel de objetivo de desempeño es el que la estructura debe garantizar si se evalúa para el sismo máximo esperado el cual tiene un periodo de retorno mayor que el sismo de diseño del RNC-07, y si la estructura garantiza este desempeño un criterio de análisis lineal no es necesario realizar. Por otra parte el diseño por fuerzas solo es un prediseño para alcanzar el objetivo principal de este trabajo.

Los resultados de derivas en estado límite de servicio fueron revisadas con los criterios de aceptación establecidos en las normas mencionadas anteriormente y se logró obtener resultados satisfactorios (Ver sección 4.7 y apéndice L).

Figura 3.9. Derivas según Norma Mexicana

Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal definido en la sección 6.1, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del predio en estudio. La dirección de internet en la que se accede al SASID es <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>. Se encuentran en esa base de datos el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q , y por sobre-resistencia, R , según las secciones 3.4 y 3.5, que se usa para revisar el estado límite de prevención de colapso. (<https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>).

Cuando se emplee el método de análisis estático, las acciones de diseño para la revisión del estado límite de prevención de colapso se obtendrán como se indica en el Capítulo 7, para lo cual los parámetros necesarios se obtendrán del SASID.

Para la revisión del estado límite de limitación de daños según la sección 1.8, las distorsiones máximas de entrepiso deben obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido en función de los factores de comportamiento sísmico y sobre-resistencia, multiplicándolas por Q/R y por el factor K_z , que se determina como:

$$K_z = \begin{cases} \frac{1}{6}; & \text{si } T_z < 0.5s \\ \frac{1}{6 - 4(T_z - 0.5)}; & \text{si } 0.5 \leq T_z < 1.0s \\ \frac{1}{4}; & \text{si } T_z \geq 1.0s \end{cases} \quad (3.1.1)$$

Fuente: Norma Mexicana

Figura 3.10. Deriva Máxima según Norma Boliviana

C_d = Factor de amplificación de desplazamientos.

δ_{ve} = Desplazamiento determinado por el análisis elástico.

I_e = Factor de importancia.

La *deriva*, relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso y la altura de piso, debe ser mayor a la especificada en la [Tabla 7-4](#).

Tabla 7-4

Máxima deriva de piso

Material predominante	$\Delta_i = \delta_i/h_i$
Hormigón armado	0.012
Muros de ductilidad limitada	0.005
Acero	0.010
Albañilería confinada y/o armada	0.004
Madera	0.007

Fuente: Norma Boliviana

Figura 3.11. Valores límites de la relación de deriva lateral total Δ_1 para el Sismo de Diseño de la norma venezolana

Tipo y disposición de los elementos no estructurales	Grupo de Uso		
	A1, A2	B1	B2, C
Componentes frágiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,008	0,010	0,012
Componentes dúctiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,016	0,018
Componentes no susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,020	0,022

Fuente: Norma Venezolana

Figura 3.12. Límites de derivas según norma colombiana

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi} :

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% ($\Delta_{max}^i \leq 0.010 h_{pi}$)
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% ($\Delta_{max}^i \leq 0.005 h_{pi}$)

Fuente: Norma Colombiana

3.5.6. Efecto P-Δ

3.5.6.1. RNC-07

Para determinar si es necesario considerar los efectos de segundo orden de la edificación se utilizó la fórmula planteada en el artículo 32 inciso “e” del RNC-07, la cual es la siguiente:

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

(Ec.24)

Donde:

Δ: Desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado;

H: Altura del entrepiso;

V: Fuerza cortante calculada en el entrepiso; y

P_y: Peso de la construcción situada en el entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor correspondiente.

El resultado de la suma de carga muerta y carga viva de cada piso, en este caso el peso de la estructura (P_y), fueron tomados directamente del programa ETABS.

Tabla 3.16 Tabla de P_y

Nivel	Peso
	kg
Azotea	315,911.28
Nivel 7	490,905.18
Nivel 6	490,905.18
Nivel 5	490,905.18
Nivel 4	490,905.18
Nivel 3	490,905.18
Nivel 2	490,905.18
Nivel 1	490,905.18

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

Los cortantes fueron tomados de la Tabla 3.12, en donde muestra los cortante dinámicos a utilizar para la (Ec.16).

Los desplazamientos relativos de piso fueron tomadas de la Tabla 3.15 planteada anteriormente, ya que según el artículo 34 inciso c sub inciso b, para cálculos de los efectos de segundo orden las desplazamientos a utilizar son los de condición de colapso.

Tabla 3.17 Criterio P-Delta del RNC-07 en Y

Nivel	$\Delta(\text{cm})$	H(cm)	V(tonf)	Py(tonf)	$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{P_T}$			Criterio
Azotea	0.5426	350	62.61	315.91	0.001550	≤	0.015855	CUMPLE
Nivel 7	0.7173	350	125.39	806.82	0.002049	≤	0.012433	CUMPLE
Nivel 6	0.9143	350	170.37	1297.72	0.002612	≤	0.010503	CUMPLE
Nivel 5	1.0877	350	207.41	1788.63	0.003108	≤	0.009277	CUMPLE
Nivel 4	1.2019	350	238.57	2279.53	0.003434	≤	0.008373	CUMPLE
Nivel 3	1.2108	350	264.88	2770.44	0.003459	≤	0.007649	CUMPLE
Nivel 2	1.0334	350	285.60	3261.34	0.002953	≤	0.007006	CUMPLE
Nivel 1	0.5199	350	294.87	3752.25	0.001485	≤	0.006287	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.18 Criterio P-Delta del RNC-07 en X

Nivel	Δ (cm)	H(cm)	V(tonf)	Py(tonf)	$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{P_f}$			Criterio
Azotea	0.5406	350	59.19	315.91	0.001545	≤	0.014989	CUMPLE
Nivel 7	0.7308	350	117.85	806.82	0.002088	≤	0.011685	CUMPLE
Nivel 6	0.9457	350	158.73	1297.72	0.002702	≤	0.009785	CUMPLE
Nivel 5	1.1374	350	192.01	1788.63	0.003250	≤	0.008588	CUMPLE
Nivel 4	1.2714	350	220.31	2279.53	0.003633	≤	0.007732	CUMPLE
Nivel 3	1.2996	350	244.94	2770.44	0.003713	≤	0.007073	CUMPLE
Nivel 2	1.1300	350	265.19	3261.34	0.003229	≤	0.006505	CUMPLE
Nivel 1	0.5810	350	274.53	3752.25	0.001660	≤	0.005853	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

3.5.6.2. ASCE 7-10

Alternativamente se revisará el criterio del ASCE 7-10 para la consideración explícita de los efectos de segundo orden. Según ASCE 7-10 en la sección 12.8.7. Los efectos de segundo orden no están obligados a ser considerados cuando el coeficiente de estabilidad θ (fórmula 12.8-16 de ASCE 7-10) determinado por la siguiente ecuación es igual o menor que 0.10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

(Ec.25)

Donde:

P_x : carga total de diseño vertical en y por encima del nivel x [kip (kN)]; donde la computación P_x , ningún factor de carga individual necesita exceder 1.0

Δ : Desplazamiento relativo de piso de diseño tal como se define en la Sección 12.8.6 de ASCE 7-10 que ocurre simultáneamente con V_x [in. (mm)]

I_e : Factor de importancia determinado de acuerdo a Sección 11.5.1 de ASCE 7-10

V_x : Fuerza de corte sísmica que actúa entre los niveles x y $x-1$

h_{sx} : altura de piso por debajo del nivel x [in. (mm)]

C_d : Factor de amplificación de distorsión en tabla 12.2-1 de ASCE 7-10.

- Para las cargas P_x se utilizaron las mismas contenidas en la Tabla 17
- Los desplazamientos relativos de piso tanto en X como en Y fueron tomadas de la Tabla 3.15, y para calcular Δ_x se utilizó la ecuación 12.8-15 de ASCE 7-10 planteada en la sección 12.8.6 de ASCE 7-10.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

(Ec.26)

Donde:

C_d : Factor de amplificación de distorsión en tabla 12.2-1 de ASCE 7-10

δ_{xe} : Son las distorsiones en el lugar requerido por esta sección determinada por un análisis elástico

I_e : Factor de importancia determinado de acuerdo a sección 11.5.1 de ASCE 7-10

$$\Delta = \frac{C_d(\delta_{2e} - \delta_{1e})}{I_e}$$

(Ec.27)

Tabla 3.19 Factor de amplificación de distorsión para SMF

Sistema resistente a fuerza sísmica	Sección de ASCE 7 donde los datos requeridos son especificados	Coeficiente de modificación de respuesta, R^a	Factor de sobre resistencia, Ω_0^b	Factor de amplificación de distorsión, C_d
C. Sistemas de marcos resistentes a momentos				
1. Marcos de acero especiales a momento	14.4 y 12.2.5.5	8	3	$5\frac{1}{2}$

Fuente: Traducido de Tabla 12.2-1 de ASCE 7-10

Tabla 3.20 Factor de importancia

Categoría de riesgo de tabla 1.5-1	Factor de importancia por nieve, I_s	Factor de importancia por hielo-espesor, I_i	Factor de importancia por 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

Fuente: Traducido de Tabla 1.5-2 de ASCE 7-10

Ya que nuestra estructura es del Grupo A según el RNC-07, la clasificación semejante a esta según la ASCE 7-10 es la categoría de riesgo IV, que está especificada en la tabla 1.5-1 del mismo. Por lo tanto, nuestro factor de importancia sísmica I_e es 1.5.

El valor del coeficiente de estabilidad máximo será calculado según la formula 12.8-17 de ASCE 7-10:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$$

(Ec.28)

Donde β es la relación entre la demanda y capacidad del cortante del piso entre los niveles x y x-1. Esta proporción se permite que se tome de forma conservadora como 1.

Tabla 3.21 Efecto P-Delta en X según ASCE 7-10

Nivel	h (cm)	δ_{ex} (cm)	Δ_{ex} (cm)	$\Delta x=(Cd*\Delta_{ex})/l_e$	Vx(Ton)	Vx acumulado(Ton)	Px(Ton)	θ	θ limite	Criterio	Ratio	1/ β
Azotea	350	7.64	0.54	1.98	59.19	59.19	315.91	0.0082	0.0909	CUMPLE	0.091	1
Nivel 7	350	7.10	0.73	2.68	58.66	117.85	806.82	0.0143	0.0909	CUMPLE	0.157	1
Nivel 6	350	6.37	0.95	3.47	40.88	158.73	1297.72	0.0221	0.0909	CUMPLE	0.243	1
Nivel 5	350	5.42	1.14	4.17	33.28	192.01	1788.63	0.0303	0.0909	CUMPLE	0.333	1
Nivel 4	350	4.28	1.27	4.66	28.30	220.31	2279.53	0.0376	0.0909	CUMPLE	0.413	1
Nivel 3	350	3.01	1.30	4.77	24.63	244.94	2770.44	0.0420	0.0909	CUMPLE	0.462	1
Nivel 2	350	1.71	1.13	4.14	20.25	265.19	3261.34	0.0397	0.0909	CUMPLE	0.437	1
Nivel 1	350	0.58	0.58	2.13	9.34	274.53	3752.25	0.0227	0.0909	CUMPLE	0.250	1

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.22 Efecto P-Delta en Y según ASCE 7-10

Nivel	h (cm)	δ_{ey} (cm)	Δ_{ey} (cm)	$\Delta y=(Cd*\Delta_{ey})/l_e$	Vy(Ton)	Vy acumulado(Ton)	Px(Ton)	θ	θ limite	Criterio	Ratio	1/ β
Azotea	350	7.23	0.54	1.99	62.61	62.61	315.91	0.0078	0.0909	CUMPLE	0.086	1
Nivel 7	350	6.69	0.72	2.63	62.78	125.39	806.82	0.0132	0.0909	CUMPLE	0.145	1
Nivel 6	350	5.97	0.91	3.35	44.98	170.37	1297.72	0.0199	0.0909	CUMPLE	0.219	1
Nivel 5	350	5.05	1.09	3.99	37.04	207.41	1788.63	0.0268	0.0909	CUMPLE	0.295	1
Nivel 4	350	3.97	1.20	4.41	31.16	238.57	2279.53	0.0328	0.0909	CUMPLE	0.361	1
Nivel 3	350	2.76	1.21	4.44	26.31	264.88	2770.44	0.0362	0.0909	CUMPLE	0.398	1
Nivel 2	350	1.55	1.03	3.79	20.72	285.60	3261.34	0.0337	0.0909	CUMPLE	0.371	1
Nivel 1	350	0.52	0.52	1.91	9.27	294.87	3752.25	0.0189	0.0909	CUMPLE	0.208	1

Fuente: Elaboración propia

3.5.7. Revisión del diseño de los elementos estructurales.

Con el modelo ya definido el programa determinó las fuerzas y desplazamientos producidos, así también verificó el diseño de los marcos de acero y elementos compuestos de forma automática con el software dando así la relación demanda capacidad de las secciones más críticas.

Tabla 3.23 Máx. D/C de elementos estructurales

Elemento	Max D/C	Combinación
Vigas principales	56%	1.2CM+CVR+Sy+0.3Sx
Columnas	28%	1.2CM+CVR+Sx+0.3Sy
Vigas secundarias en X	50%	1.2CM+1.6CV
Vigas secundarias en Y	57%	1.2CM+1.6CV

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

3.6. COMENTARIOS DE ESTE CAPITULO

En el desarrollo y cumplimiento de uno de los objetivos específicos de este trabajo se llevó a cabo en este capítulo la evaluación del desempeño lineal del edificio según RNC en donde se demuestra que el sistema estructural obtenido producto de un proceso iterativo de diseño tiene un correcto comportamiento en cuanto a sus modos de vibrar; los dos primeros de traslación y el tercero de rotación. La estructura tiene un periodo fundamental de 1.3 segundos lo que es consistente con su altura, esto implica que la respuesta estructural se relacione más directamente con el movimiento del terreno que con las fuerzas cortantes ya que el periodo fundamental está en la zona sensible al desplazamiento del espectro de diseño. Esto tubo como consecuencia grandes desplazamientos de piso con los que se evaluaron las deriva y de acuerdo a los criterios de aceptación del arto. 34 del RNC las derivas en estado límite de colapso son satisfactorias, pero no así para el estado límite de servicio lo que puede implicar una incomodidad en la experiencia del usuario y posibles daños en elementos no estructurales dado un evento sísmico, la razón por la cual la estructura no cumple en esta evaluación se presenta ampliamente en el inciso 3.5.5.1 de esta tesis y dicha evaluación se contrastará en el capítulo siguiente realizando un análisis no lineal según ASCE 41-13. No se realizó un redimensionamiento de los elementos estructurales para satisfacer este criterio del RNC ya que si se proponían secciones más compactas para aumentar la rigidez lateral también se aumentaba la masa de la estructura y por consiguiente el aumento de sollicitaciones laterales las que causan los desplazamientos y no se obtenía un considerable mejoramiento en el control de los mismos. Esta tendencia del comportamiento de la estructura se analizó en el proceso iterativo de diseño el cual se detuvo al obtener el sistema presentado pues la razón D/C (presentadas en la sección 3.23) de los elementos estructurales se podía reducir demasiado si se seguían aumentando las secciones de estos elementos lo que no es viable pues se estaría haciendo un sobredimensionamiento de la estructura. En general la estructura tiene un buen desempeño en su rango lineal .

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

4.1. OBJETIVO DE DESEMPEÑO

En la sección 3.5.6. de este documento se definieron algunos datos para la definición del objetivo de desempeño que se necesita para cumplir con la evaluación del prediseño de la estructura en estudio, principalmente el *factor de importancia* ($I_e = 1.5$), *categoría de riesgos* (Risk Category IV) y *coeficiente de modificación de respuesta* ($R = 8$). Con el *factor de importancia* y la *categoría de riesgo* de la **tabla 2-3. Basic Performance Objectives for New Buildings (BPON)** se espera que el desempeño objetivo estructural para un sismo BSE-1N sea IO (ocupación inmediata) y LF (seguridad de vida) para BSE-2N (2% en 50 años).

4.2. REGISTROS A UTILIZAR

Para el procedimiento dinámico no lineal se han dispuesto de 3 registros (mínimo de registros que norma la ASCE 41-13 en su sección *Ground Motion Acceleration Histories* 2.4.2.2.), los cuales se recomiendan que deben reflejar las características dominantes del sismo en el sitio del edificio de estudio, así mismo como sus mecanismo de falla, distancia de falla, condición de sitio y características energéticas o de magnitud del sismo, señaladas tanto en *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4* en la sección 6.4. *Input Ground Motion* y también en ASCE 7-10 en la sección de comentarios C16.1.1. *Ground Motion*. En ASCE 7-10 en su sección de comentarios C16.2.2. reúne las recomendaciones anteriormente mencionadas y explica cada una a manera de filtros para una interpretación y selección mejor de los sismos aptos para su uso en procedimiento no lineal.

Cabe destacar que en la normativa más reciente de ASCE 41-17, la cantidad de sismo requeridos en esta aumentan el mínimo de 3 a 11 registros (ASCE 7-16 sección 16.2.2. *Ground motion selection*), la explicación del incremento del registro se discute ampliamente en el comentario del mismo estándar ASCE 7-16 sección C16.2.2. *Ground motion*. Debido a la dificultad de encontrar y acceder a los registros de los sismos locales, por la orientación de este documento (abordar

metodología de diseño por desempeño) y por seguir como normativa base ASCE 41-13 no se tomará en cuenta esta actualización que se considera muy difícil de cumplir por la falta de registros sísmicos locales disponibles.

Para el análisis no lineal del edificio de estudio se han seleccionado de la base de datos de registros sísmicos del PEER (<https://ngawest2.berkeley.edu>), 2 eventos propios del **sitio** del edificio de estudio; el propio terremoto del Managua 72' en Nicaragua, una de sus réplicas (ambos eventos abordados en la sección 2.1.2. de este documento) y Parkfield 04' en California.

Tabla 4.1 Registros extraído del PEER Ground motions database

Nombre del terremoto	Año	Estación	Magnitud	Mecanismo
“MNG72-A”	1972	“Managua_ ESSO”	6.24	Deslizamiento
“MNG72-B”	1972	“Managua_ ESSO”	5.2	Deslizamiento
“ParkField04-B”	2004	“Parkfield – Fault Zone 8”	6.0	Deslizamiento

Fuente: Elaboración propia

En *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4*, se exponen las 3 formas de ingresar registros sísmicos para la evaluación de edificios:

- Registros reales de pasados sismos del **sitio**
- Sismos espectralmente emparejados (*sprectrally matched ground motions*)
- Registros simulados artificialmente creados manipulando el contenido frecuencial e intensidad al espectro

Opiniones difieren en cuál de estas 3 formas es la más adecuada, sin embargo, ASCE 7-10 (ASCE 7-16 también) recomiendan el emparejamiento espectral e intensidad dentro del rango $[0.2T, 1.5T]$ (ASCE 7-16 sección 16.2.3.1. *Period Range for Scaling or Matching*) siendo T el periodo fundamental de los modos principales de vibración.

4.3. EMPAREJAMIENTO ESPECTRAL

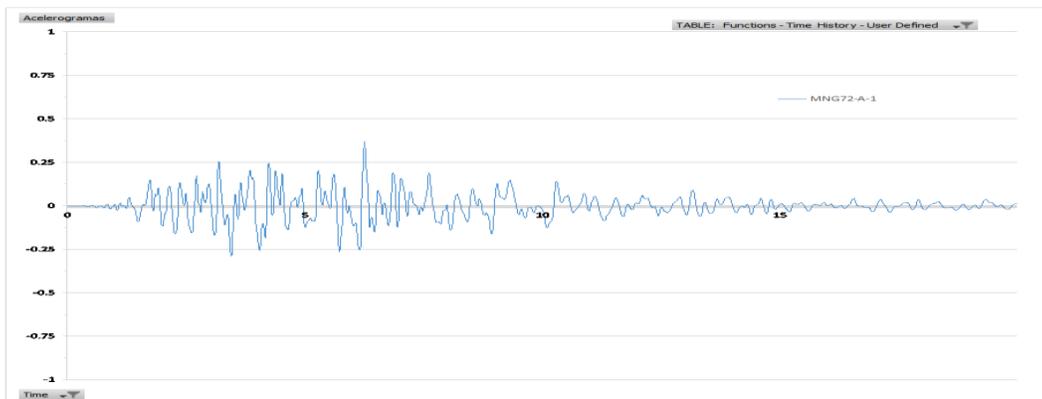
Existen 3 formas de modificar un registro sísmico para ajustarlo a un espectro objetivo (ASCE 7-10 sección 16.2.3. *Ground motion modification*):

- Escalado lineal
- Escalado en dominio de la frecuencia
- Escalado en dominio del tiempo

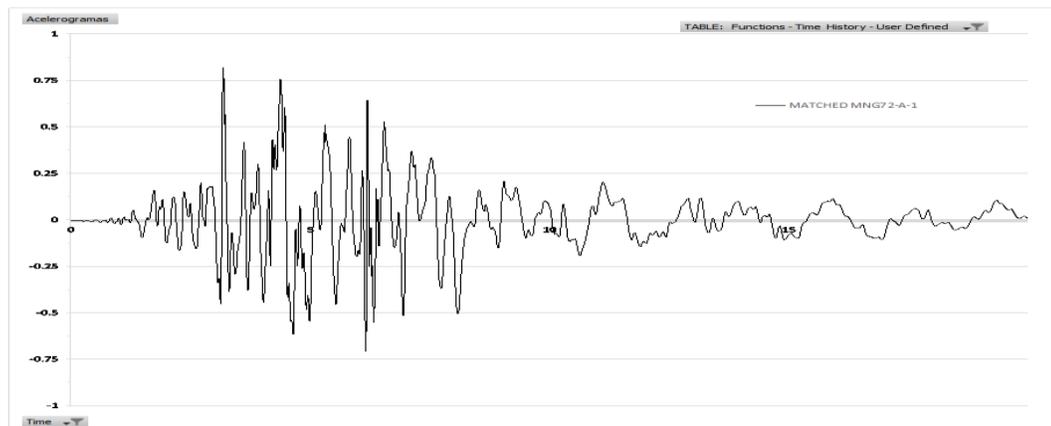
Para este trabajo se ha elegido la opción de **escalado en el dominio del tiempo** (*Spectral Matching in Time Domain*), ya que este método generalmente se considera un mejor enfoque para la correspondencia espectral ya que los historiales de aceleración en el dominio del tiempo mediante la adición de wavelets. Una wavelet es una función matemática que define una forma de onda de duración efectivamente limitada que tiene un promedio de cero. (Palma , 2019)

Este escalado se hizo para cada uno del registro mediante el uso de la función en Etabs llamada *Matched to Response Spectrum* para obtener así los 3 registros ya emparejados.

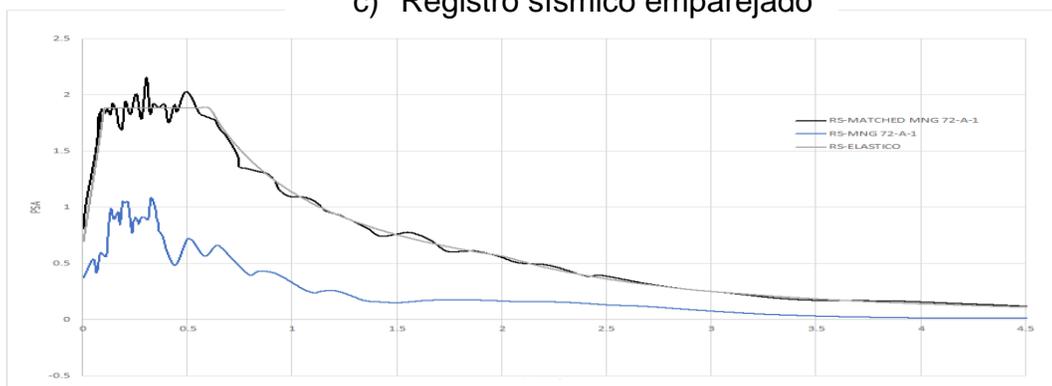
Figura 4.1 Procedimiento de emparejamiento espectral



a) Registro sísmico



c) Registro sísmico emparejado



b) Registro sísmico, escalamiento del registro al espectro objetivo

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

De la figura 4.1 se puede observar en:

- a) El gráfico del registro (Managua72'-6.2 de magnitud en la escala de Richter) de aceleraciones sísmica
- b) El gráfico del registro de aceleraciones sísmica emparejado al espectro objetivo
- c) En **Azul** se puede observar el espectro resultante del registro sísmico sin emparejar, en **Negro**, el espectro producido por el registro sísmico ya emparejado y en apenas visible **Gris**, el espectro objetivo

4.4. CARGA GRAVITATORIA

Para el caso de cargas gravitatorias para procedimientos de análisis no lineal se considera la combinación:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S$$

Donde:

Q_G : Carga gravitatoria en procedimientos no lineales. [Ec. (7-3) de ASCE 41-13]

Q_D : Acción de cargas muertas. (Definidas en la sección 3.2. del presente documento)

Q_L : Acción 25% de las cargas vivas no reducidas.

Q_S : Acción efectiva por carga de nieve.

4.5. RÓTULAS PLÁSTICAS

Las rótulas plásticas son secciones de los elementos estructurales en donde en situaciones críticas presentan un comportamiento plástico, según como se vayan formando en la estructura definen el mecanismo de colapso (ver figura 4.2). Para marcos de acero la figura 9-1 de ASCE 41-13 muestra la caracterización de rótulas plásticas (Force - Deformation Relation for Steel) mediante 5 puntos (A, B, C, D y E)

Figura 4.2 Mecanismos de Colapso

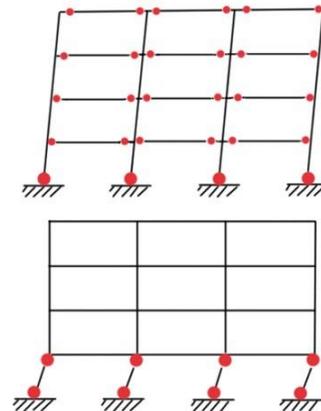
MECANISMO DE COLAPSO - MARCO A MOMENTO

FOMENTAR:

- FLEXION DE ROTULA EN VIGAS.

EVITAR:

- FLEXION DE ROTULA EN COLUMNAS.
- FALLO DE CONEXION.

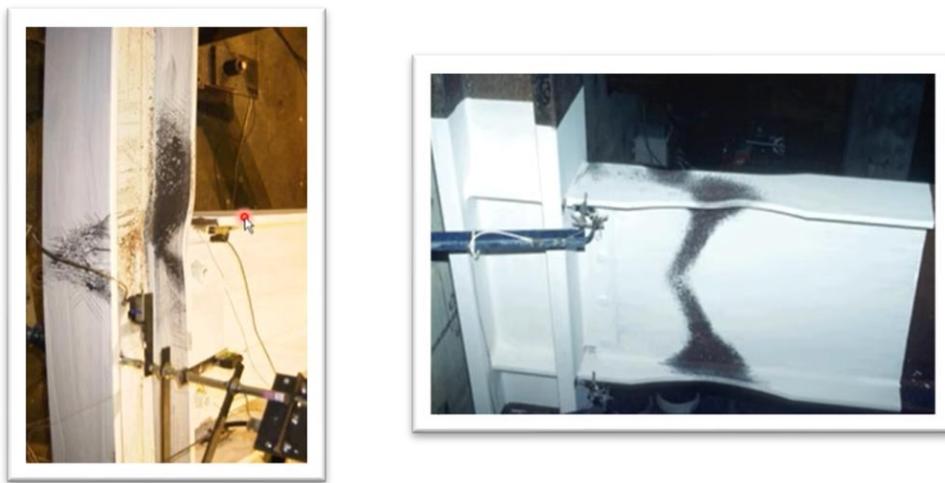


Fuente: Elaboración Propia

Para el modelo de análisis en ETABS las rótulas fueron automáticamente asignadas según la *tabla 9-6. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedure - Structural Steel Components* de ASCE 41-13, y para su ubicación se revisó una falta de consenso en los parámetros tomados. AISC recomienda *la mitad del valor del peralte de las vigas desde la cara de la columna* (Sabelli, 2018), algunas investigaciones como **“DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES DE ACERO DE MEDIANA Y GRAN ALTURA”** por MSc. Marco Palma (2019) o recursos audiovisuales como **“ANALISIS PUSHOVER EN ETABS Y SAP2000”** por PhD. Nelson M. Lafontaine (2017) reflejan parámetros

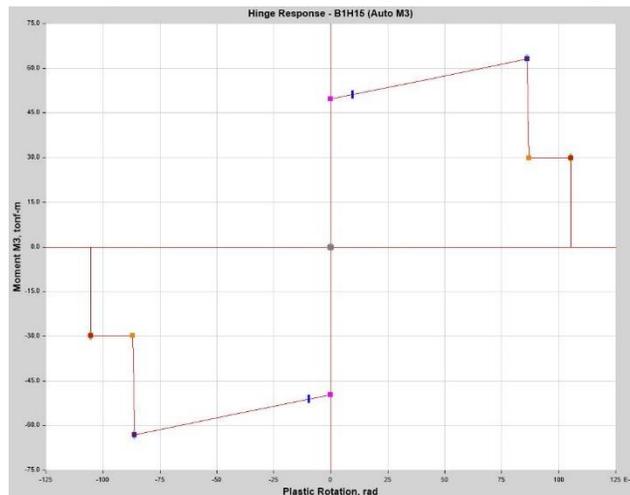
para la ubicación de rótulas de edificios de acero entre 5% y 10% de los miembros. Se sabe que la ubicación de las rótulas plásticas tanto en columnas y en vigas depende de gran medida del tipo de sistema estructural y del tipo de conexión, el estudio y definición de este último no es objetivo y está fuera del alcance de esta investigación por tanto se utilizó el valor de 5% de la longitud de los miembros. Para columnas se asignaron rótulas plásticas con P-M2-M3 grados de libertad (figura 4.5) y para vigas M3 grado de libertad (figura 4.4).

Figura 4.3 Rótulas plásticas en Columnas y Vigas



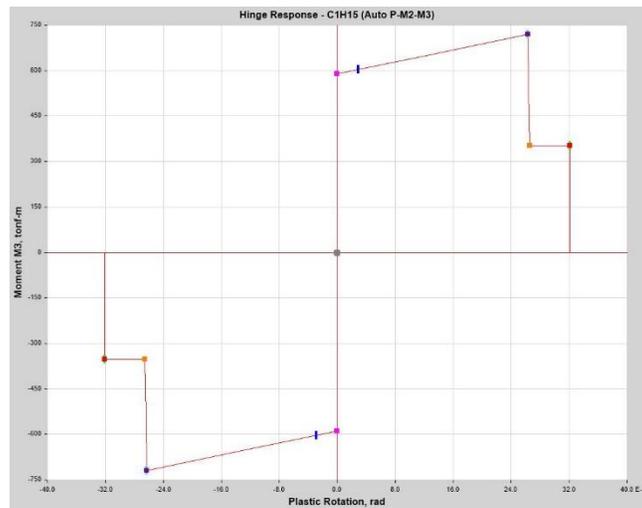
Fuente: (Sabelli, 2018)

Figura 4.4 Diagrama M3- θ rótula plástica de viga W18x40



Fuente: Modelo de ETABS

Figura 4.5 Diagrama M3- θ de rótula plástica en columnas W24x335



Fuente: Modelo de ETABS

4.6. REVISIÓN USANDO FNA TIME HISTORY

El análisis dinámico no lineal se llevó a cabo en ETABS, se han tomado en cuenta los efectos torsionales accidentales (5% de la dimensión en planta en cada dirección) que se plantea en *ASCE 41-13 sección 7.2.3.2*.

Para el análisis de los resultados se ha tomado los máximos producidos por los 3 registros sísmicos con su respectivo efecto torsional accidentales (*ASCE 41-13 Tabla 7-1*), debido a la doble simetría del edificio estos efectos torsionales accidentales se reducen de ser 4 (XPOS, XNEG, YPOS e YNEG) a únicamente 2 (XPOS e YPOS).

4.6.1. Participación Modal

Similar a la condición planteada en *RNC-07 en arto. 33*, el *ASCE 41-13 sección 7.4.4.2* requiere una participación de masa de al menos un 90%, el cual se alcanza en el 9^{no} modo para ambos casos tomando en cuenta la excentricidad accidental como se muestra en *Tabla 4.2*, más sin embargo se han tomado los primeros 80 modos de vibrar con una participación del 99% de la masa para los casos FNA de time history.

Tabla 4.2 Participación Modal con Análisis Modal de Ritz Vectors

Caso Modal	Periodo	UX	UY	RZ	Acum UX	Acum UY	Acum RZ
Modal XPOS							
	[seg]						
1	1.4494	0.77	0.00	0.00	0.77	0.00	0.00
2	1.3654	0.00	0.72	0.04	0.77	0.72	0.04
3	1.1023	0.00	0.04	0.71	0.77	0.76	0.75
4	0.4250	0.12	0.00	0.00	0.88	0.76	0.75
5	0.3911	0.00	0.11	0.01	0.88	0.87	0.76
6	0.3126	0.00	0.01	0.12	0.88	0.88	0.88
7	0.2106	0.05	0.00	0.00	0.93	0.88	0.88
8	0.1885	0.00	0.05	0.00	0.93	0.93	0.88
9	0.1488	0.00	0.00	0.05	0.93	0.93	0.93
Modal YPOS							
	[seg]						
1	1.4638	0.75	0.00	0.06	0.75	0.00	0.06
2	1.3459	0.00	0.76	0.01	0.75	0.76	0.07
3	1.1074	0.02	0.00	0.69	0.77	0.76	0.75
4	0.4286	0.11	0.00	0.01	0.88	0.76	0.76
5	0.3858	0.00	0.12	0.00	0.88	0.88	0.76
6	0.3142	0.00	0.00	0.11	0.88	0.88	0.88
7	0.2121	0.05	0.00	0.00	0.93	0.88	0.88
8	0.1861	0.00	0.05	0.00	0.93	0.93	0.88
9	0.1496	0.00	0.00	0.05	0.93	0.93	0.93

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

4.6.2. Modos de Vibrar

De igual forma a la revisión hecha usando métodos dinámicos elásticos, como también se podría consultar en Tabla 3.10 del presente documento la aparición de los modos de vibrar es igual (primero 2 modos de traslación y el tercero de torsión). La diferencia en la duración del periodo fundamental de los modos de la estructura entre el caso modal hecho con vectores de Ritz (caso no lineal) y el de EigenVectors (caso lineal) se debe a la diferente definición de masa para el cálculo de los modos y también la aparición de la torsión accidental en el caso modal, dando como resultados para el caso modal con vectores de Ritz una duración un poco mayor que al hecho por EigenVectors en el capítulo 3.

Tabla 4.3 Comparativa de los Casos Modales

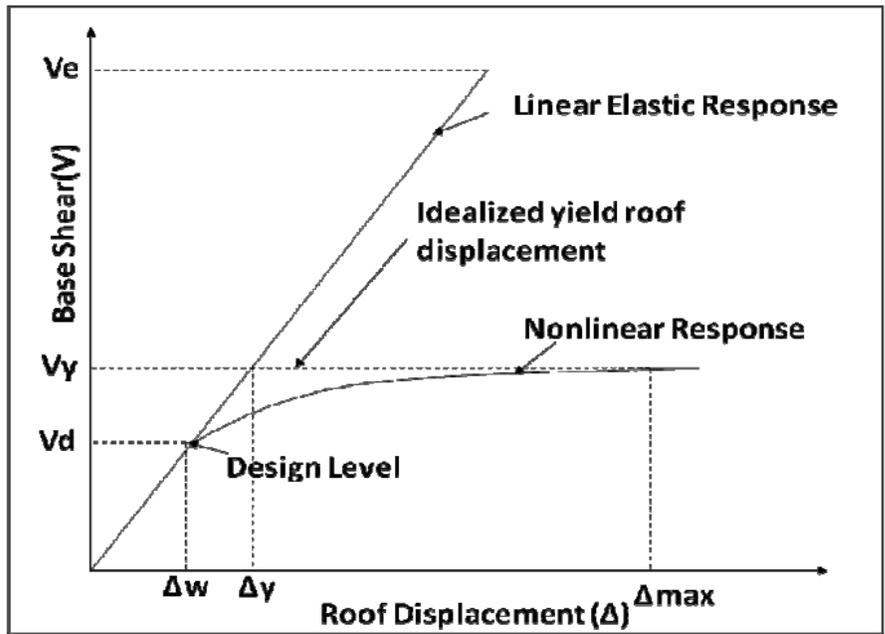
Caso	Vectores de Ritz (FNA – Time History)		EigenVectors (Response-Spectrum)
	Xpos	Ypos	Modal
	[seg]	[seg]	[seg]
Modo	Periodo	Periodo	Periodo
1	1.449	1.463	1.315
2	1.365	1.345	1.208
3	1.102	1.107	0.999
4	0.425	0.428	0.389
5	0.391	0.385	0.351
6	0.312	0.314	0.288
7	0.210	0.212	0.195
8	0.188	0.186	0.172
9	0.148	0.149	0.139

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

4.6.3. Factor R

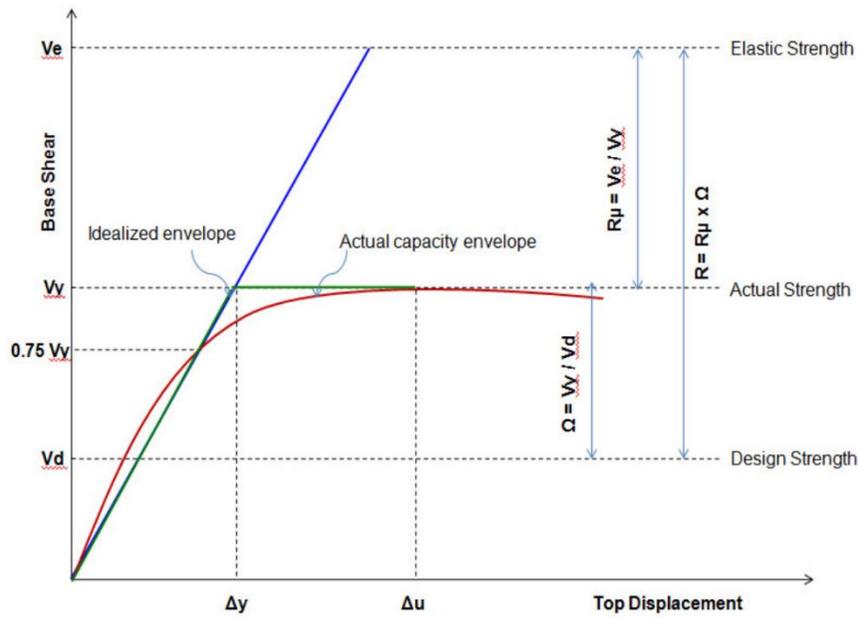
Para la ingeniería sísmica el objetivo es tener el control del tipo, localización y extensión de los daños. Debido al consumo computacional que requieren el tomar en cuenta la respuesta inelásticos de los miembros resistentes a fuerzas laterales se emplean el coeficiente de modificación de respuesta R para reducir las cargas a cortes y aumentar (arto. 34 RNC-07) sus desplazamientos para cálculo de derivas en estado límite de colapso ($\Delta * R$) para tratar de llegar a una respuesta inelástica de los miembros. Como se muestra en la figura 4.6 y 4.7 existe un Cortante elástico (V_e) que lleva la estructura más allá de su rango lineal produciendo daños en la estructura, un cortante de diseño (V_d) que mantiene la estructura en su rango lineal y un desplazamiento reducido sin dar certeza de la localización, tipo o extensión de los daños producidos por cargas laterales. El concepto de factor de R se interpreta más a fondo como "... factor con el propósito de incluir tanto la amortiguación y ductilidad propia en un sistema estructural en los desplazamientos suficientemente incrementados para acercarse al desplazamiento máximo producido por el sistema sometido a cargas laterales." (Safar, 2009).

Figura 4.6 Respuesta a fuerzas en análisis elásticos e inelásticos



Fuente: (Safar, 2009)

Figura 4.7 Factor R



Fuente: (Safar, 2009)

4.6.4. Resultado de Cortantes por FNA

En las tablas siguientes se presentan los máximos desplazamientos producidos en cada nivel debido a los 3 registros sísmicos correspondientes.

Tabla 4.4 Cortantes máximos en dirección X por NDP

Ve X [TON]						
NIVEL	TH-MNG1-XPOS	TH-MNG1-YPOS	TH-MNG2-XPOS	TH-MNG2-YPOS	TH-PARKFIELD-XPOS	TH-PARKFIELD-YPOS
AZOTEA	479.04	465.39	501.18	480.82	336.19	314.94
NIVEL 7	992.13	949.77	1,002.39	963.59	661.38	622.51
NIVEL 6	1,312.22	1,248.30	1,266.37	1,217.13	883.02	833.22
NIVEL 5	1,502.16	1,447.65	1,372.45	1,364.43	1,075.51	1,025.69
NIVEL 4	1,501.75	1,462.76	1,540.49	1,518.49	1,268.92	1,252.96
NIVEL 3	1,837.80	1,852.18	1,683.90	1,606.73	1,525.49	1,498.58
NIVEL 2	2,119.86	2,130.09	1,948.88	1,840.65	1,631.11	1,593.35
NIVEL 1	2,192.12	2,199.89	2,057.50	1,936.87	1,557.84	1,511.91

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

Tabla 4.5 Cortantes máximos en dirección Y por NDP

Ve Y [TON]						
NIVEL	TH-MNG1-XPOS	TH-MNG1-YPOS	TH-MNG2-XPOS	TH-MNG2-YPOS	TH-PARKFIELD-XPOS	TH-PARKFIELD-YPOS
AZOTEA	510.56	481.24	365.38	387.29	388.34	373.68
NIVEL 7	1,096.32	1,064.87	764.55	771.61	845.87	823.06
NIVEL 6	1,508.84	1,458.42	1,169.20	1,182.03	1,207.97	1,185.87
NIVEL 5	1,746.10	1,747.43	1,420.76	1,421.61	1,463.99	1,449.37
NIVEL 4	1,756.59	1,746.84	1,613.85	1,644.28	1,602.59	1,600.44
NIVEL 3	1,599.19	1,594.42	1,719.98	1,751.01	1,638.69	1,652.65
NIVEL 2	1,642.46	1,598.54	1,853.59	1,842.20	1,592.48	1,621.69
NIVEL 1	1,580.92	1,549.89	2,054.60	2,036.88	1,538.03	1,551.22

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

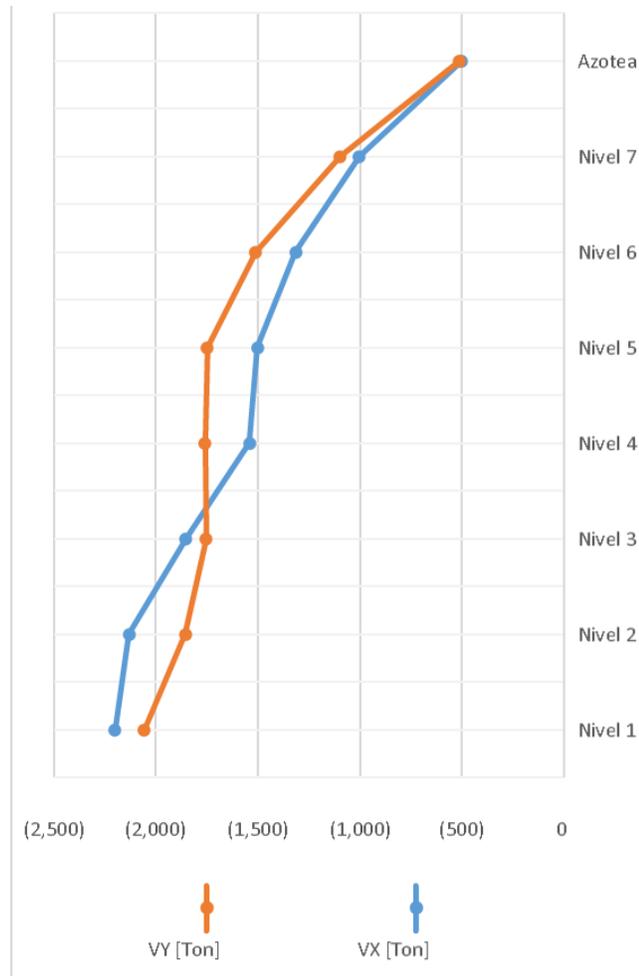
De la selección usada de registros sísmicos escalados los cortante en la base máximos que se encontraron fueron 2,199.89 Ton en la dirección X y 2054.60 Ton en la dirección Y. En la Tabla 4.6 se muestra el cortante máximo por cada nivel tomando en cuenta los diferentes casos producidos por los registros sísmicos escalados.

Tabla 4.6 Cortantes Máximos no lineales

NIVEL	Fe X [TON]	Fe Y [TON]	Ve X [TON]	Ve Y [TON]
AZOTEA	501.18	510.56	501.18	510.56
NIVEL 7	501.21	585.76	1,002.39	1,096.33
NIVEL 6	309.84	412.52	1,312.23	1,508.84
NIVEL 5	189.94	238.59	1,502.16	1,747.43
NIVEL 4	38.32	9.17	1,540.49	1,756.60
NIVEL 3	311.69	5.59	1,852.18	1,751.01
NIVEL 2	277.91	91.48	2,130.09	1,853.68
NIVEL 1	69.80	200.93	2,199.90	2,054.60

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

Figura 4.8 Cortantes Máximos no lineales



Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

Los cortante mostrados en las Tablas 4.4 y 4.5 no se pueden comparar con los calculados por métodos lineales, sino más bien tiene que ser reducidos a como lo

propone la Figura 4.7 en donde el cortante de diseño que se calcula en los métodos lineales será una aproximación del cortante estático dividido por el factor R. En la Tabla 4.7 se puede apreciar la diferencia que existe entre cortantes de diseño por métodos lineales estáticos y dinámicos, así también por métodos no lineales (FNA – Time History).

Tabla 4.7 Comparación de Cortantes de Diseño

CORTANTE	EN X			EN Y		
	V.E. Diseño [Ton]	V.D. Diseño [Ton]	Ve/R [Ton]	V.E. Diseño [Ton]	V.D. Diseño [Ton]	Ve/R [Ton]
AZOTEA	55.45	59.19	62.65	60.36	62.61	63.820
NIVEL 7	69.75	58.66	62.65	75.94	62.78	73.220
NIVEL 6	59.78	40.88	38.73	65.08	44.98	51.565
NIVEL 5	49.82	33.28	23.74	54.24	37.04	29.823
NIVEL 4	39.86	28.30	4.79	43.39	31.16	1.147
NIVEL 3	29.89	24.63	38.96	32.54	26.31	0.699
NIVEL 2	19.93	20.25	34.74	21.70	20.72	11.435
NIVEL 1	9.97	9.34	8.73	10.45	9.27	25.116
Σ	334.45	274.54	274.99	363.70	294.87	256.83

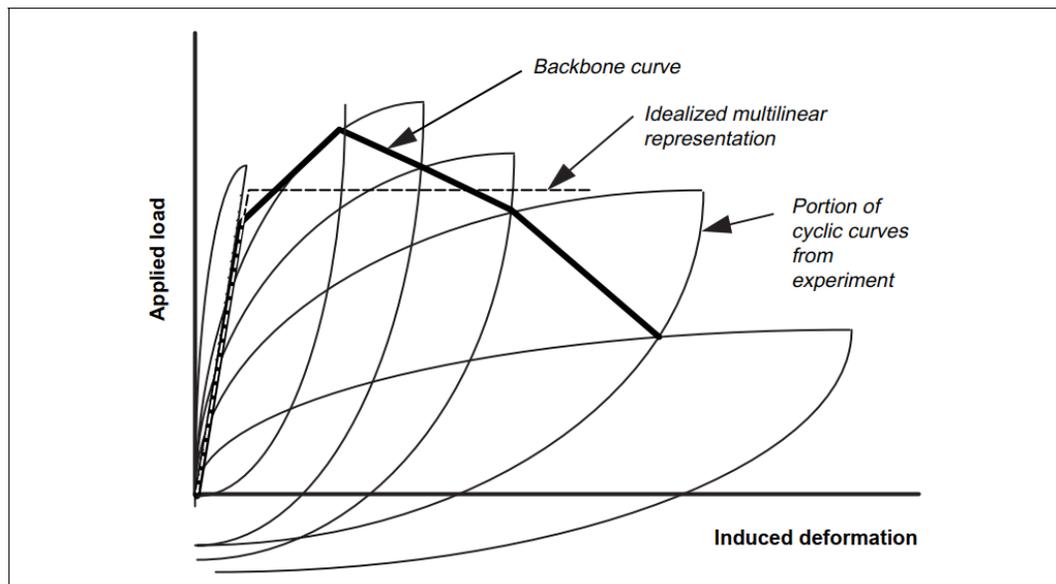
Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

En Tabla 4.7 se permite apreciar las diferencias que existen entre el cortante de diseño producido por métodos lineales como lo es el estático (V.E. Diseño) o Dinámico (V.D. Diseño) o por métodos dinámico no lineales (Ve/R). Es importante resaltar la buena precisión de cortante de diseño del método dinámico lineal en comparación al del dinámico no lineal, y ver como métodos simplificados, como es el estático, castiga con cortantes de diseño apreciablemente mucho mayores.

4.6.5. Evaluación de los Elementos Resistentes a Cargas Laterales

Debido a la asignación de rotulas plásticas en los elementos de interés (Vigas y Columnas), es posible realizar la evaluación de estos, en otras palabras, a través de su diagrama (M) Momento - (θ) Rotación se logra definir el estado resultante del elemento después de los eventos sísmicos. El modelo toma en cuenta la degradación de rigidez y la acumulación de daños en forma de desplazamiento (figura 4.9) y según los criterios de aceptación de *ASCE 41-13 tabla 9-6. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedure - Structural Steel Components*.

Figura 4.9 Idealización Carga vs Deformación

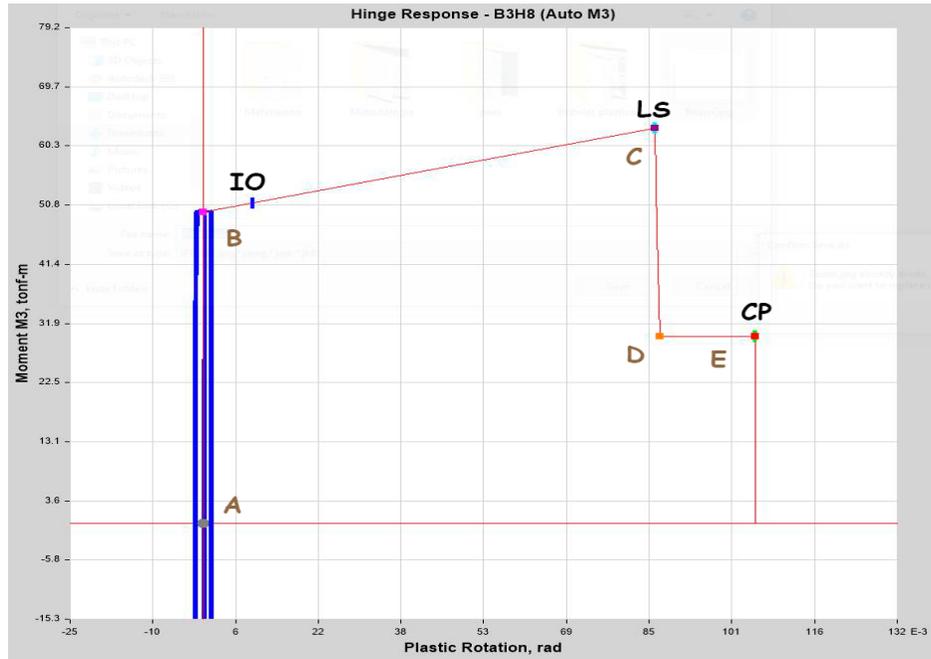


Fuente: Figura C2-5 de FEMA 274

4.6.5.1. Vigas Principales

Se revisó para los 3 registro sísmico la viga que mostrara la mayor cantidad de deformación (daño), para la cual el caso crítico para vigas fue TH-MNG2-XPOS, en el quinto piso en la rótula B3H8 del modelo de ETABS, la histéresis producida es la mostrada en la figura 4.10.

Figura 4.10 Desempeño crítico de viga W18X40



Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

El momento máximo es de 49.96 ton-m con una rotación plástica de 0.0018 rad, claramente entre la zona B y C de la curva de momentos deformación de la rótula plástica y muy por debajo del estado de Ocupación inmediata.

Tabla 4.8 Respuesta Máxima para Vigas

Point / A.C:	Momento [Ton-m]	Rotación [rad]
A	0	0
B	49.68	0
Max Response	49.96	0.0018
IO	56.38	0.043044
C / LS	63.09	0.086
D	29.80	0.086
E / CP	29.80	0.1

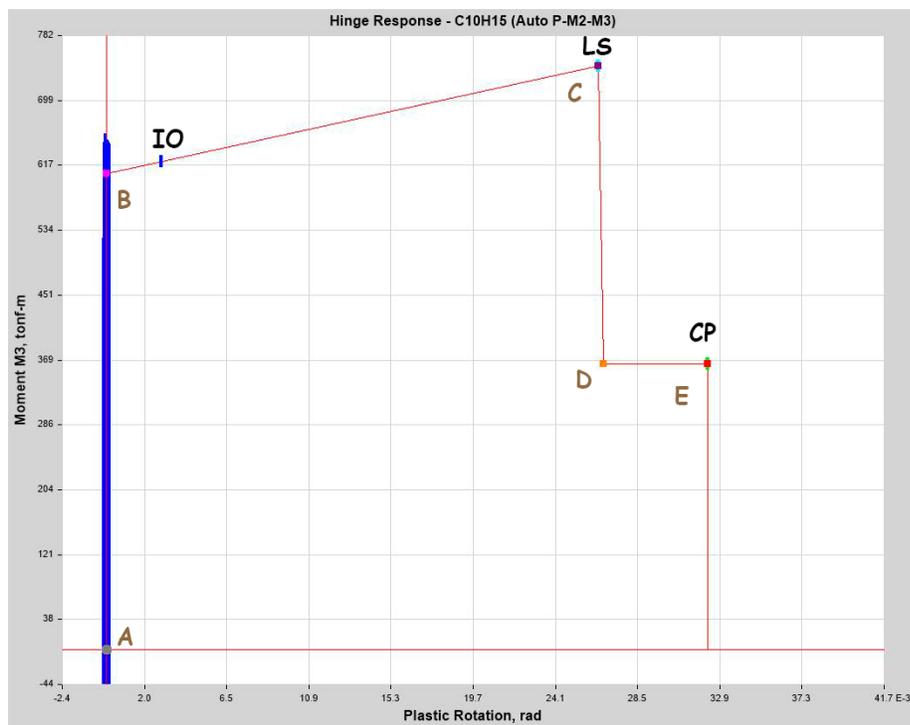
Fuente: Modelos de ETABS. Elaboración propia

Es evidente en la Tabla 4.8 que el elemento de viga a penas e incursiona un poco más del rango de la lineal, es decir que carece de rotación plástica y de daños en el elemento.

4.6.5.2. Columnas

Similar a la revisión de las vigas principales se llegó a la rótula C10H15 de columna en el primer piso sometido al caso de TH-MNG2-YPOS, como el caso más crítico para los 3 registros sísmicos a los que se modelo el edificio de estudio.

Figura 4.11 Desempeño crítico Columna W24X335



Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

En la figura 4.11 se presenta la curva de histéresis de la columna más crítica, igual que en viga apenas logra aparecer el comportamiento plástico en el material y la acumulación de muy pequeñas deformaciones. Está claramente entre el punto B y C, y no alcanza a estar siquiera el punto de Ocupación inmediata. Presenta un momento máximo en el eje 3 de 657 Ton-m y rotación plástica de .00016 rad.

Tabla 4.9 Respuesta Máxima para Columnas

Points / A.C:	Momento [Ton.m]	Rotación [rad]
A	0	0
B	632	0
Max Response	657	0.00016
IO	702	0.013
C / LS	772	0.027
D	379	0.027
E / CP	379	0.032

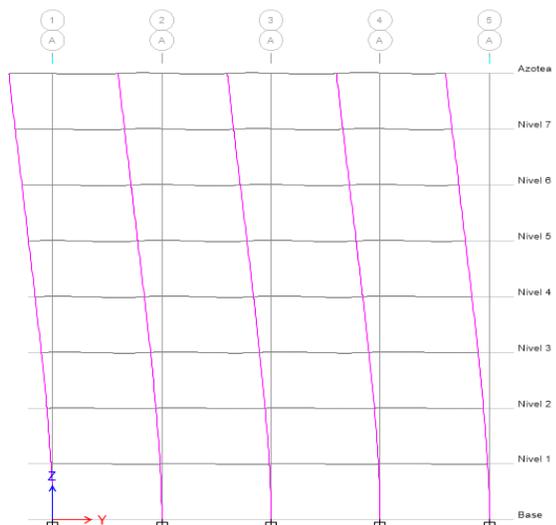
Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

4.6.6. Mecanismos de Colapsos

Como se discutió en la sección 4.5. del presente trabajo, el edificio se ha revisado en sus formas de incursionar en la plasticidad, en la sección anterior (4.6.5.) se revisó que para ningún registro el modelo del edificio de estudio logro formar rótulas para estado de ocupación inmediata. Las figuras 4.12 a la 4.16 muestra el cómo desde el momento inicial, con deformaciones debido a cargas gravitacionales llega hasta las máximas deformaciones acumuladas debido a la degradación de miembros por plastificación para uno de los registros sísmicos (el de mayor demanda; TH-MNG2-XPOS).

Figura 4.13 Mecanismo de Colapso $t = 0s$

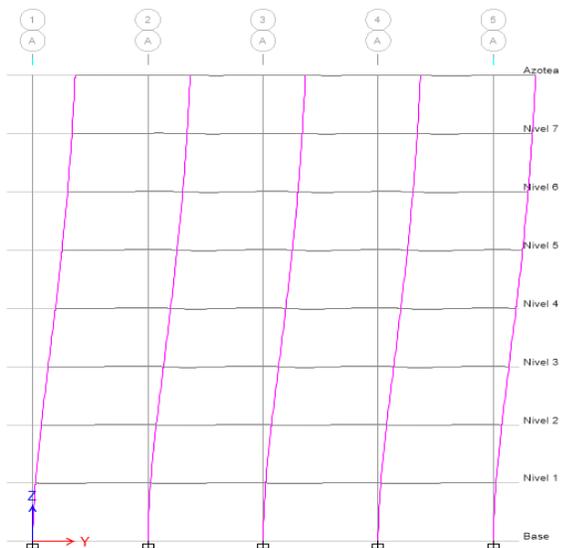
Elevation View - A - Displacements (TH-MNG2-XPOS) Step 0/914 [mm]



Fuente: Modelo de ETABS.

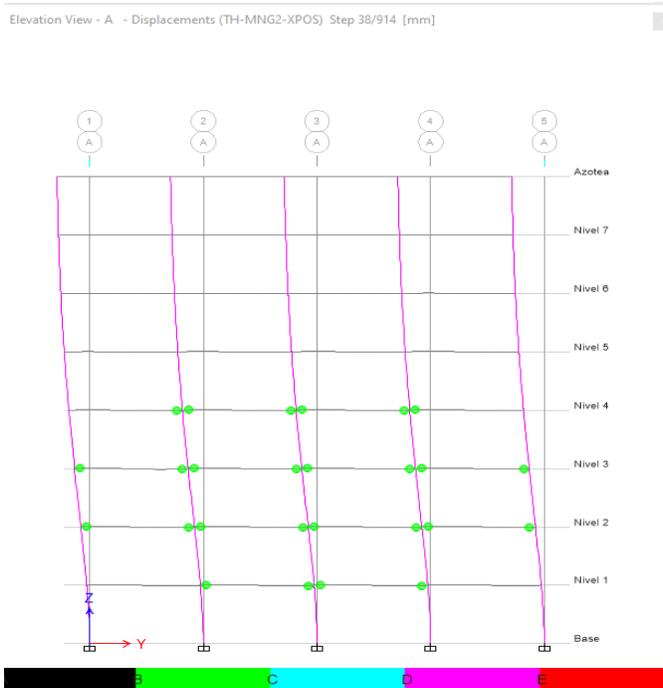
Figura 4.12 Mecanismo de Colapso $t = 1s$

Elevation View - A - Displacements (TH-MNG2-XPOS) Step 20/914 [mm]



Fuente: Modelo de ETABS.

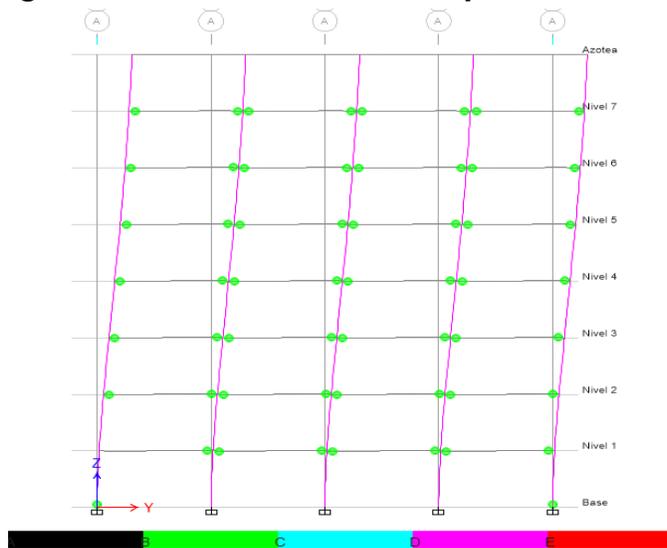
Figura 4.14 Mecanismo de Colapso $t = 1.5s$



Fuente: Modelo de ETABS.

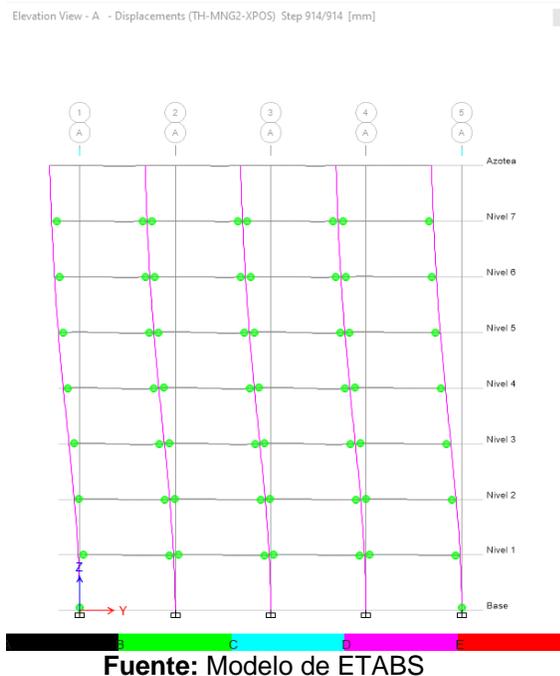
Elevation View - A - Displacements (TH-MNG2-XPOS) Step 50/914 [mm]

Figura 4.15 Mecanismo de Colapso $t = 2.5s$



Fuente: Modelo de ETABS.

Figura 4.16 Mecanismo de Colapso $t = 45.7s$



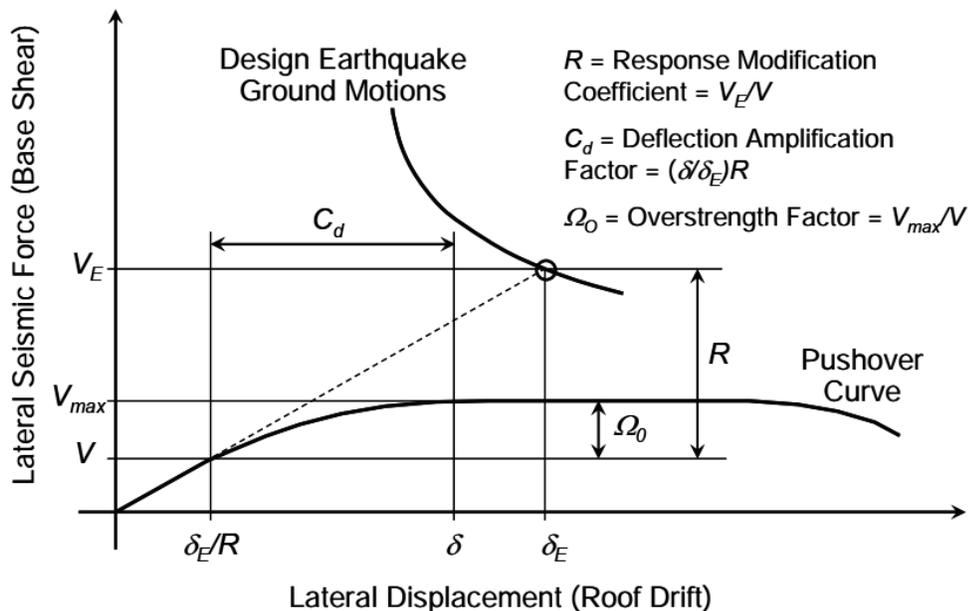
En la figura 4.12 se muestra la estructura al inicio del análisis time history únicamente con las deformaciones producto del caso gravitatorio, se muestra desplazamientos laterales debido a la vibración que se produce al cargar las demandas por gravedad a través de una función rampa. Para la figura 4.13 se empieza a desplazar la estructura sin embargo todos sus elementos permanecen dentro de los puntos límites de momento – deformación, A – B, para luego en la figura 4.14 mostrar las primeras rotulas que pasan al estado de B – C donde inicia la no linealidad del material en los elementos, luego se forman estos estados en la rotulas de columnas del primer piso a como se muestra en figura 4.15 y ahí se resalta la similitud con lo propuesto en la figura 4.2. y de ahí no se generan mayor incursión en la zona no lineal de los elementos hasta el final del análisis como indica figura 4.16.

4.6.7. Desplazamientos

En la sección 4.6.3. se discutió la aplicación del factor de reducción de respuesta R o $(Q * \Omega)$ para el RNC-07, para la amplificación de los desplazamientos reducidos en los métodos lineales, sin embargo, en ASCE 7-10 existe un factor específico para el aumento de estos desplazamientos para simular los producidos al momento de fluencia del sistema estructural, llamado *factor de amplificación de deflexión* (C_d) usado en la sección 3.5.6 del presente documento. (FEMA, 2009)

En la figura 4.17 muestra la interacción de los factores en la determinación de las derivas y fuerza lateral en las estructuras por medio de una *curva pushover*. Análogamente a las figuras 4.6 y 4.7 de la sección 4.6.3; $\Delta u = \delta$, $\Delta w = \frac{\delta_E}{R}$ y $\Delta_{max} = \delta_E$. En FEMA P695 explica que el factor C_d representa la respuesta del sistema estructural ante el cortante máximo para el cálculo de la deriva, es siempre menor que R y variará dependiendo de la cantidad de amortiguamiento del sistema.

Figura 4.17 Factores de Desempeño Sísmicos



Fuente: (FEMA, 2004b)

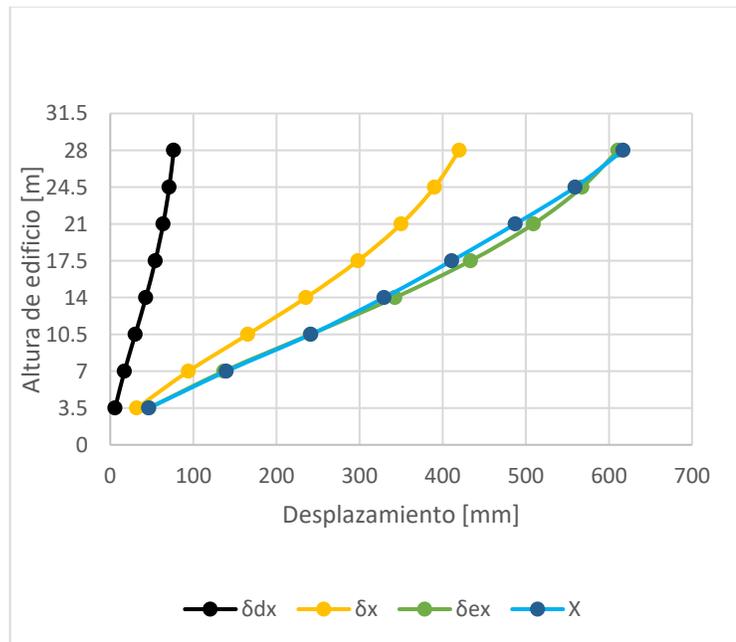
Con el propósito de comparar los desplazamientos resultantes por el método FNA – Time History con los desplazamientos amplificados tanto tomando $C_d = R$ (según RNC en arto. 33, siendo $R = Q * \Omega$) o según ASCE 7-16 $C_d = 5.5$ para SMF en tabla 12.2-1 de ASCE 7-16.

Tabla 4.10 Comparación de Desplazamientos en X

Nivel	h	Caso Lineal			Caso No Lineal	Diferencia%
		$\delta_{D,X}$ [mm]	δ_X [mm]	$\delta_{E,X}$ [mm]	Δ_X [mm]	
Azotea	28	76.36	420.00	610.91	617.09	1%
Nivel 7	24.5	70.96	390.27	567.67	559.34	1%
Nivel 6	21	63.65	350.08	509.20	487.40	4%
Nivel 5	17.5	54.19	298.07	433.55	410.94	5%
Nivel 4	14	42.82	235.51	342.56	329.55	4%
Nivel 3	10.5	30.11	165.58	240.85	241.47	0%
Nivel 2	7	17.11	94.11	136.88	139.79	2%
Nivel 1	3.5	5.81	31.96	46.48	46.48	0%

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

Figura 4.18 Comparación de Desplazamientos en X



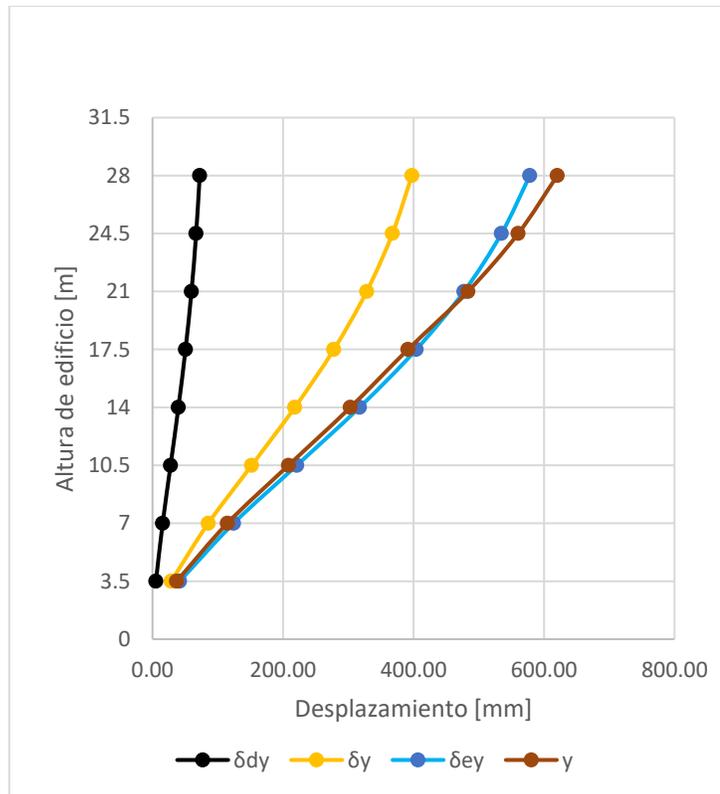
Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

Tabla 4.11 Comparación de Desplazamientos en Y

Nivel	h	Caso Lineal Modal Espectral			Caso No Lineal FNA – TH	Diferencia%
		$\delta_{D,Y}$ [mm]	δ_Y [mm]	δ_{E_Y} [mm]	Δ_Y [mm]	
Azotea	28	72.28	397.53	578.23	620.43	7%
Nivel 7	24.5	66.85	367.69	534.82	560.41	5%
Nivel 6	21	59.68	328.24	477.44	483.57	1%
Nivel 5	17.5	50.54	277.95	404.30	391.52	3%
Nivel 4	14	39.66	218.13	317.28	303.24	4%
Nivel 3	10.5	27.64	152.03	221.13	208.43	6%
Nivel 2	7	15.53	85.43	124.26	114.71	8%
Nivel 1	3.5	5.20	28.59	41.59	37.02	11%

Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

Figura 4.19 Comparación de Desplazamientos en Y



Fuente: Modelo de ETABS. Elaboración propia

En las figuras 4.18 y 4.19 se aprecia la precisión de los desplazamientos inelásticos (δ_E) calculados tomando $C_d = R$ con la respuesta del sistema en su

caso no lineal, la poca participación del rango inelástico de los elementos como se ve en la sección 4.6.5, lleva a los resultados tan similares de los que anteriormente se habla.

Es importante remarcar que a pesar de la relación que existe en el cálculo del desplazamiento para derivas de colapso y los desplazamientos resultantes de análisis no lineales, los parámetros de aceptación no concuerdan de la misma manera. Anteriormente en la sección 3.5.3 el estado de colapso apenas lograba estar controlado y cumplir con el RNC-07 en su arto. 34, pero en el análisis no lineal, específicamente en el estado resultante de las rotulas, muestran quedar casi en rango elásticos después del nivel más alto de peligro sísmico.

4.7. EVALUACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS SEGÚN ASCE 7-10

Se revisaron los desplazamientos en el caso lineal, calculándolas de acuerdo a la formula establecida en la sección 12.8.6 de la ASCE 7-10. Estos desplazamientos fueron calculados en la sección 3.5; donde se abarco el efecto P-Delta, donde está plasmada la formula antes mencionada. Estos desplazamientos se comparan con los máximos establecida según tabla 12.12-1 de la ASCE, que es la siguiente:

Tabla 4.12 Desplazamientos de piso permisibles

Estructura	Categoría de Riesgo sísmico		
	I y II	III	IV
Estructuras, distintas de las estructuras de mampostería de pared cortante, cuatro pisos o menos por encima de la base, según se define en la Sección 11,2, con paredes interiores, particiones, techos y sistemas de pared exterior que han sido diseñados para acomodar las derivas de piso	0.025h _{sx}	0.020h _{sx}	0.015h _{sx}
Estructura de muros a cortante de mampostería en voladizo	0.010h _{sx}	0.010h _{sx}	0.010h _{sx}
Otras estructuras de muros a cortante de mampostería	0.007h _{sx}	0.007h _{sx}	0.007h _{sx}
Todas las demás estructuras	0.020h _{sx}	0.015h _{sx}	0.010h _{sx}

Fuente: ASCE 7-10, tabla 12.12-1

Para la evaluación se seleccionó el valor 0.015h_{sx}. Donde los desplazamientos máximos serán:

$$\Delta_{max} = 0.015 * 3500 \text{ mm} = 52.5 \text{ mm}$$

Donde:

h_{sx}: Altura del entrepiso

Tabla 4.13 Evaluación de los desplazamientos máximos de piso del análisis lineal según criterio de ASCE 7-10

Nivel	$h_i(mm)$	$\delta x_e(mm)$	$\Delta x(mm)$	$\Delta_a(mm)$	Evaluación	$\delta y_e(mm)$	$\delta y(mm)$	$\Delta_a(mm)$	Evaluación
8	3500	76.365	19.82	< 52.50	Cumple	72.279	19.90	< 52.50	Cumple
7	3500	70.959	26.80	< 52.50	Cumple	66.853	26.30	< 52.50	Cumple
6	3500	63.651	34.68	< 52.50	Cumple	59.68	33.52	< 52.50	Cumple
5	3500	54.194	41.70	< 52.50	Cumple	50.537	39.88	< 52.50	Cumple
4	3500	42.82	46.62	< 52.50	Cumple	39.66	44.07	< 52.50	Cumple
3	3500	30.106	47.65	< 52.50	Cumple	27.641	44.40	< 52.50	Cumple
2	3500	17.11	41.43	< 52.50	Cumple	15.533	37.89	< 52.50	Cumple
1	3500	5.81	21.30	< 52.50	Cumple	5.199	19.06	< 52.50	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Para el caso no lineal se especifica en sección 16.2.4.3 de la ASCE 7-10, que los desplazamientos de piso no deben exceder 1.25 veces el valor establecido en la Tabla 12.12-1 del mismo. Por tanto, usando los desplazamientos producidos del análisis no lineal, los resultados de la comparativa serán los siguientes:

Tabla 4.14 Evaluación de los desplazamientos máximos no lineales según criterio de ASCE 7-10

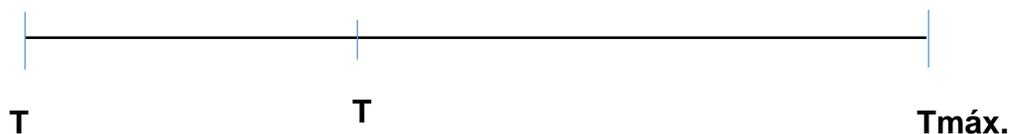
Nivel	$h_i(mm)$	$\delta x(mm)$	$\delta T_x(mm)$	$\Delta_a(mm)$	Evaluación	$\delta y(mm)$	$\delta T_x(mm)$	$\Delta_a(mm)$	Evaluación
8	3500	617.09	57.75	65.63	Cumple	620.43	60.02	65.63	Cumple
7	3500	559.34	71.94	65.63	Cumple	560.41	76.84	65.63	Cumple
6	3500	487.4	76.46	65.63	Cumple	483.57	92.05	65.63	Cumple
5	3500	410.94	81.39	65.63	Cumple	391.52	88.28	65.63	Cumple
4	3500	329.55	88.08	65.63	Cumple	303.24	94.81	65.63	Cumple
3	3500	241.47	101.68	65.63	Cumple	208.43	93.72	65.63	Cumple
2	3500	139.79	93.31	65.63	Cumple	114.71	77.69	65.63	Cumple
1	3500	46.48	46.48	65.63	Cumple	37.02	37.02	65.63	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Como se logra observar en los resultados, tanto los desplazamientos en el caso lineal como en el no lineal cumplen de manera satisfactoria los criterios establecidos en la ASCE 7-10.

4.8. EVALUACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA SEGÚN ASCE 7-10

El ASCE 7-10 en su sección 12.8.2 permite evaluar el periodo fundamental de la estructura en función del T_a el cual según esta normativa es el periodo fundamental aproximado de la edificación y el periodo máximo $T_{m\acute{a}x.}$ el cuál es el producto de T_a por C_u , en donde C_u es el Coeficiente para el límite superior en el período calculado. Todo esto con el fin de evitar que la estructura no sea ni demasiado rígida ni demasiado flexible ya que el periodo fundamental de la estructura debe encontrarse en este intervalo.



4.8.1. Cálculo del periodo fundamental aproximado T_a

La sección 12.8.2.1 del ASCE 7-10 establece que el periodo fundamental aproximado T_a puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t * h^x \quad \text{Ec.12.8-7}$$

En donde:

C_t y x : Son parámetros que se tabulan de la tabla 12.8.2. del ASCE 7-10

h : Es la altura del edificio en metros que en este caso es de 28.0 m

$$T_a = 0.0724 * 28^{0.8} = 1.04 \text{ seg.}$$

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters C_t and x

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

4.8.2. Cálculo del periodo máximo de la estructura $T_{m\acute{a}x.}$

El periodo máximo es calculado con la siguiente ecuación:

$$T_{m\acute{a}x.} = C_u * T_a$$

En donde;

C_u : Es el Coeficiente para el límite superior en el período calculado y se tabula de la tabla 12.8.1

Table 12.8-1 Coefficient for Upper Limit on Calculated Period

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{D1}	Coefficient C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

El parámetro S_{D1} es la aceleración espectral en términos de g del espectro de diseño al valor correspondiente en las abscisas de 1.0 segundo. Utilizando el espectro de diseño elaborado en el Apéndice "I" de este trabajo el valor de la aceleración espectral en un segundo es de 0.15g.

Utilizando la tabla 12.8.1 del ASCE 7-10 el valor de C_u es de 1.6, resultado:

$$T_{m\acute{a}x.} = 1.6 * 1.04seg. = 1.67 seg.$$

En la sección 3.5.3 y en la tabla 4.3 de este documento se presentan los periodos fundamentales del edificio calculados por: el método estático equivalente, método modal espectral (Eingevectores y el método dinámico no lineal FNA que utiliza los vectores de Ritz y ninguno de estos periodos es menor que el periodo fundamental aproximado T_a ni mayor que el periodo máximo $T_{m\acute{a}x.}$ según ASCE 7-10 por lo que es claro que el periodo fundamental de la estructura está controlado, aunque su tendencia es hacia el periodo máximo lo que indica al igual que los desplazamientos calculados en la tabla 3.14 que la estructura es flexible lo que es consistente con el comportamiento esperado de los SMF por ser un sistema muy dúctil.

4.9. COMENTARIOS DE ESTE CAPÍTULO

En este capítulo se determinó el BPON (Nivel Objetivo de Desempeño equivalente para Nuevas Edificaciones) para el edificio de estudio el cual refiere que para los peligros sísmicos (Seismic Hazard Level) **BSE-1N Y BSE-2N** sus niveles objetivos de desempeño deben ser **IO** (Inmediata Ocupación) y **LF** (Seguridad de Vida) respectivamente, en este trabajo se hizo únicamente la evaluación para el peligro sísmico más alto BSE-2N (*2% de ocurrencia en 50 años*) debido a la asunción de que si el desempeño del edificio cumple para este peligro sísmico (sismo máximo considerado) también cumplirá para el de menor riesgo, este criterio resulta una práctica común en bibliografía consultado como lo es *Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings with Additional Commentary for ASCE/SEI 41-17*; FEMA P-2006.

Con los registros escalados a su respectivo nivel de peligro sísmico se analizó el comportamiento local y global el cual es muy satisfactorio para el objetivo de desempeño correspondiente, tanto para vigas como para columnas, también se presenta un correcto mecanismo de colapso en el edificio de estudio.

El desempeño mostrado por la estructura a través de análisis no lineal Time History, para su respectivo nivel de peligro sísmico (**BSE-2N**) demuestra un comportamiento óptimo ya que su punto de desempeño es operacional, (por debajo de IO)

Este capítulo demuestra el comportamiento esperado debido al tipo de estructura y el sistema resistente a fuerzas laterales de estudio. Satisfactoriamente y con bastante holgura se cumple con los objetivos propuestos al inicio de este trabajo.

CONCLUSIONES

Análisis Dinámico Lineal

Por medio de la aplicación del método modal espectral expuesto en el Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07) en el Arto. 33 se logró obtener la siguiente conclusión:

De acuerdo a los resultados de los desplazamientos de la estructura mediante este análisis, se llevó a cabo la revisión de derivas, tanto en estado límite de servicio como en estado límite de colapso, en donde en el primer caso estas no llegaron a cumplirse, ya que las derivas obtenidas excedían en gran medida a la máxima calculada según el reglamento (0.004) y la más cercana a cumplir fue de 0.0048 en el nivel 1 en dirección Y, todo esto a causa de las grandes sollicitaciones laterales debido al grado de importancia de nuestro edificio modelo. Mientras que en el otro caso (estado límite de colapso), las derivas llegaron a cumplir, teniendo un valor máximo de 0.0297 para el nivel 3 en dirección X, siendo menores a la máxima calculada según el reglamento (0.03).

Análisis Dinámico no Lineal

En base a la aplicación de este análisis y de acuerdo a objetivos establecidos de antemano en esta investigación se logró establecer lo siguiente:

1. El desempeño objetivo estructural determinado en base a criterios establecidos en ASCE 41-13 resultó, en el caso del nivel de peligro sísmico BSE-1N (10% probabilidad de excedencia en 50 años) de ocupación inmediata y en el caso de BSE-2N (2% probabilidad de excedencia en 50 años) Seguridad de Vida.
2. Para llevarse a cabo el análisis dinámico no lineal específicamente el método FNA, se seleccionaron 3 registros sísmicos los cuales fueron: 2 terremotos de Managua de 1972, y el terremoto de Parkfield CA de 2004.

Donde el comportamiento plástico de los elementos por medio de asignación de rótulas plásticas fue satisfactorio, ya que como fue expuesto en el desarrollo de este documento al cargar estos sismos en el programa ETABS y localizar el componente con mayor demanda, estos no llegaron siquiera al punto de desempeño de IO.

3. De manera general la estructura mediante el análisis dinámico no lineal presentó un desempeño óptimo, ya que sus miembros presentaron un desempeño muy superior a los presentados por los BPON.
4. En base a los criterios de desplazamientos relativos de piso máximos o *drift* establecidos en la ASCE 7-10, estos fueron totalmente cumplidos

RECOMENDACIONES

De manera general destacamos las recomendaciones que apuntan a un mejoramiento que son imprescindibles para perseguir objetivos similares a los planteados en este estudio.

- Debido a la alta sismicidad en todo el territorio nacional y el inminente progreso que debe darse en los ámbitos de construcciones verticales, es necesario incorporar los análisis no lineales y filosofías de desempeño estructural en el RNC.
- Se recomienda una revisión a los criterios de aceptación por deriva del actual RNC, donde se logra ver restricciones altas en comparación a los de otros reglamentos con mejores fundamentos teóricos y evaluaciones experimentales.
- Al realizar el proceso de análisis en un edificio, ante solicitudes de sismos de acuerdo a algún reglamento, la mejor opción sería hacerlo con la ASCE, ya que en el caso del RNC, al evaluar las derivas, estas son casi en un 300% menos permisibles que las máximas de la ASCE, lo cual nos llevaría a diseñar un edificio mucho más rígido y por lo tanto más caro.
- Debido a los grandes avances en la capacidad de cálculo y programas de análisis estructural incluir en las asignaturas correspondiente del plan de estudio para la carrera de Ingeniería Civil metodologías más precisas (Diseño por desempeño) para el diseño de estructuras sismorresistentes.
- Dado que el tiempo no permitió un análisis más profundo a nuestro edificio modelo, se recomienda ser retomado para realizarlo con los 11 pares de registros sísmicos que recomienda la ASCE 7-16 sección 16.2.2.
- Retomar este tema para evaluar los diferentes factores que modifican el desempeño, según lo indica FEMA P695, los cuales son: Ductilidad, sobre resistencia y coeficiente de amplificación de desplazamiento; con el fin de validar la utilización de factores más acorde a la demanda de este edificio modelo.

BIBLIOGRAFÍA

ANSI/AISC 341-16. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago.

ANSI/AISC 358-16. (2016). *Prequalified Connection for special and intermediate Steel Moment Frames for seismic application including Supplementt no.1*. United States of America: AISC.

ANSI/AISC 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: AISC.

Arguello Cruz, S. (2021, Enero). *EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO REGULAR QUE PRESENTA TORSION DOMINANTE, USANDO RNC07 Y METODO TIME HISTORY NO LNEAL*. Managua, Nicaragua: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA.

Arias, F. G. (2006). *EL PROYECTO de invetstigación*. Bolivia: Episteme.

ASCE/SEI 41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia.

ASCE/SEI 7-10. (2010). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia.

ASCE/SEI 7-16. (2016). *Minimun Desings Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia.

Bazam, E., & Meli, R. (2016). *Diseño Sísmico de Edificios*. Méxiico DF: Limusa Noriega.

Bernal, D. (1985). EFECTOS P – Δ EN LA RESPUESTA SISMICA NO LINEAL. SECRETARIA DE ESTADO DE OBRAS PÚBLICAS Y COMUNICACIONES.

Centeno Reyes, I. V., & Pérez Alvarado, C. A. (2017). ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE Y EL MÉTODO POR DESEMPEÑO SÍSMICO EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE

ESTRUCTURAS DE ACERO. San Salvador, El Salvador: Universidad de El Salvador.

Chopra, A. K. (2014). *Dinámicas de estructuras*. México : Prentice Hall.

Chrisafulli, F. J. (2018). *DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO*. Argentina: ALAcero.

Construction Project Blog. (2019, Noviembre 22). Retrieved from Construction Project: <https://www.construction-project.institute/blog/disenio-de-miembros-de-acero-flexion-y-corte-en-perfiles-doble-t-ansi-aisc-360-aspectos-basicos/>

CSI. (2013, Junio 11). *Comparison between FNA and direct-integration time-history analyses*. Retrieved from CSI KNOWLEDGE BASE: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Comparison+between+FNA+and+direct-integration+time-history+analyses>

CSI. (2013, Mayo 15). *Direct-integration time-history analysis*. Retrieved from CSI KNOWLEDGE BASE: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Direct-integration+time-history+analysis>

CSI. (2016, Junio 6). *Fast Nonlinear Analisis (FNA)*. Retrieved from CSI KNOWLEGDE BASE: <https://wiki.csiamerica.com/pages/viewpage.action?pageId=9536464>

CSI. (2017, Noviembre). CSI Analysis reference manual.

Esteba Apaza. (2017). Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma E-030. Puno, Parú. Retrieved Junio 29, 2020, from <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/6079>

FEMA. (2000). *Program to Reduce the Earthquake Harzard of Steel Moment-Frame Structures*. California: SAC Joint Venture.

- FEMA. (2009, Junio). QUANTIFICATION OF BUILDING SEISMIC PERFORMANCE FACTORS. *FEMA P695*. FEMA .
- FEMA 356. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. California.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure*. California.
- FEMA P-1050. (2015). *NEHRP Recommended Seismic Provision for New Buildings and Other Structures*. California.
- FEMA P-2006. (2018). *Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building*, . California: ATC MANAGEMENT AND OVERSIGHT.
- FEMA P-58-1. (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings*. California.
- Guerra & Ortiz . (2012). *Análisis Dinámico Inelástico de Estructuras Apoyadas en Concreto reforzado*. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Hernandez, O. (2009). *Reevaluación del efecto de sitio y propuesta de clasificación de terrenos con fines de diseño sísmico para Managua, Nicaragua*. Managua: UNAN-Managua.
- Herraiz M., et al. (2000). *The Recent (upper Miocene to Quaternary) and present tectonic stress distributions*. Retrieved from ResearchGate: https://www.researchgate.net/publication/31511805_The_recent_upper_Miocene_to_Quaternary_and_present_tectonic_stress_distributions_in_the_Iberian_Peninsula
- INESA. (2018, Noviembre 8). *Introducción al Diseño Sismorresistente de Acero*. Retrieved Julio 20, 2020, from <https://www.youtube.com/watch?v=bNwRjsXEEVg>

- INETER. (n.d.). *Sismicidad en Nicaragua*. Retrieved from Instituto Nacional de Estudios Territoriales: <https://webserver2.ineter.gob.ni/tect/tect-placas.html#:~:text=DIRECCION%20GENERAL%20DE%20GEOFISICA%20%2DSismicidad%20en%20Nicaragua%2FPlacas%20Tect%C3%B3nicas&text=Las%20placas%20tect%C3%B3nicas%20Coco%20y,en%20la%20zona%20del%20choque>
- Jamarillo & Riveros . (2008). *Análisis no Lineal Dinámico Tridimensional de edificios en Concreto Reforzado Sometidos a los Registros del Sismo de Quetame*. Bogota, Colombia: Pontificia Universidad Javeriana.
- Kalkan, E., & Chopra, A. K. (2010). *Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake*. EERI.
- Lafontaine, N. (2017, Octubre 25). *Análisis Pushover en ETABS y SAP2000*. FUNDEXTENSUS.
- Lagaros, N. &. (2013, 01 01). *Time History Analysis*. Retrieved from https://www.researchgate.net/publication/278699178_Time_History_Seismic_Analysis
- Miranda, E., Aslani, H., & Taghavi, S. (2004). *ASSESSMENT OF SEISMIC PERFORMANCE IN TERMS OF ECONOMIC LOSSES*. California: PEER.
- Newmark, N. M., Rosenbuelth, E., & Lepe, J. L. (1976). *Fundamento de ingeniería sísmica*. México: Editorial Dina.
- NIST. (2010). *NERPH - Seismic Structural Technical Brief No 4*. USA.
- P-695, F. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. California.
- Palma , M. A. (Noviembre de 2019). *DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES DE ACERO DE MEDIANA Y GRAN ALTURA*. Managua, Nicaragua: UNI.

- Quispe, M. E. (2011). ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE SEGUNDO ORDEN (EFECTOS P – Δ). *Ingenieros, ingeniería sismoresistente*.
- Rojas Obando, D. L., & Mendoza Treminio, J. E. (2018). DISEÑO SÍSMICO MEDIANTE UN MÉTODO DE DESPLAZAMIENTO PARA EL CONTROL DE LA DERIVA MÁXIMA, APLICANDO AL EDIFICIO ARCALAY EN LA CIUDAD DE MANAGUA. Managua, Nicaragua: Universidad Nacional De Ingeniería.
- Sabelli, R. (2018, Febrero 18). Seismic Desing in steel: Concepts and Examples. *Seismic Design of Moment Frames*. AISC Education.
- Safar, A. (2009). RESPONSE MODIFICATION FACTOR OF REINFORCED CONCRETE MOMENT. Urbana, Illinois.
- Segura, L. (2006). *Sismicidad en Nicaragua*. Managua.
- Toruño Mendez, M. (2014, Mayo 05). SOBRE LAS DERIVAS DEL RNC-07.

ANEXOS

TABLA A. NIVELES DE RENDIMIENTO ESTRUCTURAL Y DAÑOS ILUSTRATIVOS

Sistemas		Niveles de desempeño estructural		
resistentes a fuerza sísmica	Tipo	Prevención de	Seguridad de vida	Ocupación
		colapso (S-5)	(S-3)	inmediata (S-1)
Marcos de hormigón	Elementos primarios	Amplias grietas y formación de articulaciones en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado o falla de empalmes en algunas columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas.	Daño importante en vigas. Descascarado de cubierta y corte agrietamiento en columnas dúctiles. Desprendimiento menor en columnas no dúctiles Agrietamiento de juntas	Agrietamiento menor. Posible cedencia limitada en algunos lugares. Desprendimiento menor de cubierta de concreto.
	Elementos Secundario	Desprendimiento importante en columnas y vigas. Acortamiento limitado de la columna. Daño severo en juntas. Algo de pandeo en refuerzo	Agrietamiento importante y formación de articulaciones en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado o fallo de empalme en algunas columnas no dúctiles. Daño grave en columnas cortas.	Desprendimiento menor en algunos lugares en columnas dúctiles y vigas. Agrietamiento por flexión en vigas y columnas. Agrietamiento por cortante en juntas.
	Deriva	Deriva temporal suficiente para causar importante daño no estructural. Deriva permanente importante.	Deriva temporal suficiente para causar daños no estructurales. Notable deriva permanente.	Deriva temporal que causa daño menor o no estructural. Deriva permanente insignificante.
Marcos de momento de acero	Elementos primarios	Amplia distorsión de vigas y paneles de columnas. Múltiples fracturas en conexiones de momento, pero las conexiones a cortante permanecen intactas. Algunos elementos pueden experimentar fractura parcial.	Articulaciones formadas. Pandeo local de algunos elementos de vigas. Distorsión severa en juntas; Fracturas de conexión a momento aislado, pero las conexiones a cortante permanecen intactas.	Cedencia local menor en algunos lugares. No fracturas. Pandeo menor o distorsión permanente observable de miembros.
	Elementos Secundario	Igual que para los elementos primarios	Amplia distorsión de vigas y paneles de columnas. Múltiples fracturas en conexiones de momento, pero las conexiones a cortante permanecen intactas.	Igual que para los elementos primarios
	Deriva	Deriva temporal suficiente para causar importante daño no estructural. Deriva permanente importante.	Deriva temporal suficiente para causar daños no estructurales. Notable deriva permanente.	Deriva temporal que causa daño menor o no estructural. Deriva permanente insignificante.
Marcos de acero reforzado	Elementos primarios y secundarios	Rendimiento extensivo y pandeo de refuerzo. Algunos refuerzos y sus conexiones podrían fallar.	Muchos refuerzos ceden o se pandean, pero no fallan totalmente. Muchas conexiones pueden fallar	Cedencia menor o pandeo de apoyos.
	Deriva	Deriva temporal suficiente para causar importante daño no estructural. Deriva permanente importante.	Deriva temporal suficiente para causar daños no estructurales. Notable deriva permanente.	Deriva temporal que causa daño menor o no estructural. Deriva permanente insignificante.

Sistemas resistentes a fuerza sísmica		Niveles de desempeño estructural			
		Tipo	Prevención de colapso (S-5)	Seguridad de vida (S-3)	Ocupación inmediata (S-1)
Paredes de hormigón	de	Elementos primarios	Flexión mayor o agrietamiento cortante y vacíos. Deslizamiento en las juntas. Aplastamiento importante y pandeo de refuerzos. Daño importante en elementos finitos. Vigas de acoplamiento destrozadas y prácticamente desintegradas.	Agrietamiento en algunos elementos finitos y descascaramiento y pandeo limitado de refuerzos. Algunos desplazamientos en juntas. Daño alrededor de las aberturas. Algo de aplastamiento y agrietamiento por flexión. Vigas de acoplamiento: Agrietamiento importante por cortante y flexión; Algunos aplastamientos, pero hormigón generalmente permanece en su lugar.	Agrietamiento diagonal menor de muros. Las vigas de acoplamiento experimentan agrietamiento diagonal.
		Elementos Secundario	Paneles destrozados y prácticamente desintegradas.		Agrietamiento menor de muros. Algunas pruebas de deslizamiento en las juntas de construcción. Las vigas de acoplamiento experimentan grietas en x. Resquebrajamiento menor
		Deriva	Deriva temporal suficiente para causar importante daño no estructural. Deriva permanente importante.	Deriva temporal suficiente para causar daños no estructurales. Notable deriva permanente.	Deriva temporal que causa daño menor o no estructural. Deriva permanente insignificante.
Paredes relleno de mampostería no reforzada	de	Elementos primarios y secundarios	Agrietamiento y aplastamiento importante; porciones de cobertizo exterior, algunas paredes de relleno a punto de caerse.	Agrietamiento y algunos aplastamientos importantes, pero pared permanece en su lugar. No caen piezas. Agrietamiento y resquebrajamiento de chapas en esquinas de aberturas y cambios en la configuración.	Agrietamiento menor de rellenos de mampostería y chapas. Resquebrajamiento menor en chapas en unas pocas aberturas de esquinas.
		Deriva	Deriva temporal suficiente para causar importante daño no estructural. Deriva permanente importante.	Deriva temporal suficiente para causar daños no estructurales. Notable deriva permanente.	Deriva temporal que causa daño menor o no estructural. Deriva permanente insignificante.
Paredes de mampostería no reforzada (no relleno)	de	Elementos primarios	Agrietamiento importante; frente y chapas podrían desprenderse. Desplazamientos dentro y fuera del plano notables.	Agrietamiento mayor. Desplazamiento notable dentro del plano de mampostería y menor fuera del plano.	Fisuración menor de capas. Resquebrajamiento menor en chapas en unas pocas aberturas. Desplazamiento no observable fuera del plano.
		Elementos Secundario	Los paneles sin rodamiento se desplazan	Igual que para los elementos primarios	Igual que para los elementos primarios

Deriva	Deriva temporal suficiente para causar importante daño no estructural. Deriva permanente importante.	Deriva temporal suficiente para causar daños no estructurales. Notable deriva permanente.	Deriva temporal que causa daño menor o no estructural. Deriva permanente insignificante.
--------	--	---	--

Sistemas resistentes a fuerza sísmica		Niveles de desempeño estructural			
		Tipo	Prevención de colapso (S-5)	Seguridad de vida (S-3)	Ocupación inmediata (S-1)
Paredes de mampostería reforzada	Elementos primarios	Agrietamiento; Agrietamiento importante. Daño alrededor de aberturas y en esquinas. Algunas piezas caídas.	Agrietamiento importante distribuido por toda la pared. Algunos aplastamientos aislados.	Agrietamiento menor. Sin desplazamiento fuera del plano.	
	Elementos secundarios	Paneles destrozados y prácticamente desintegrados.	Agrietamiento; Agrietamiento importante. Daño alrededor de aberturas y en esquinas; algunas piezas caídas.	Igual que para los elementos primarios	
	Deriva	Deriva temporal suficiente para causar importante daño no estructural. Deriva permanente importante.	Deriva temporal suficiente para causar daños no estructurales. Notable deriva permanente.	Deriva temporal que causa daño menor o no estructural. Deriva permanente insignificante.	
Paredes de maderas con pernos	Elementos primarios	Conexiones sueltas. Clavos parcialmente retirados. Una división de miembros y paneles. Revestimiento alejado de clavos.	Aflojamiento moderado de conexiones y división menor de miembros.	Agrietamiento menor fino distribuido de gypsum y capas de yeso, principalmente en las aberturas de las puertas y ventanas.	
	Elementos secundarios	Desprendimiento de cubierta. Fractura en interior de refuerzos y pandeo. Fraccionamiento y fracturado	Conexiones sueltas. Clavos parcialmente retirados. Una división de miembros y paneles.	Igual que para los elementos primarios	
	Deriva	Deriva temporal suficiente para causar importante daño no estructural. Deriva permanente importante.	Deriva temporal suficiente para causar daños no estructurales. Notable deriva permanente.	Deriva temporal que causa daño menor o no estructural. Deriva permanente insignificante.	
Muros de hormigón prefabricados	Elementos primarios	Algunos fallos de conexión de pared, pero no hay elementos de paredes desalojados.	Aplastamiento y resquebrajamiento local en conexión de pared; pero no un fallo bruto de las conexiones.	Trabajo y agrietamiento menor en las conexiones.	
	Elementos secundarios	Igual que para los elementos primarios	Algunas conexiones fallan, pero ningún elemento desalojado.	Igual que para los elementos primarios	
	Deriva	Deriva temporal suficiente para causar importante daño no estructural. Deriva permanente importante.	Deriva temporal suficiente para causar daños no estructurales. Notable deriva permanente.	Deriva temporal que causa daño menor o no estructural. Deriva permanente insignificante.	
Cimientos	General	Asentamiento significativo e inclinación de edificios con cimientos poco profundos o edificios sobre suelos arcillosos.	Asentamiento localizado de edificios con cimientos poco profundos.	Asentamiento menor e inclinación insignificante.	
Diafragma	Cubierta metálica	Gran distorsión con pandeo de algunas unidades y desgarro de	Algunas fallas locales de conexiones soldadas de las cubiertas y entre los	Conexiones entre unidades de cubierta y marcos intactas. Distorsiones menores	

Madera	muchas soldaduras y accesorios de costura. Gran distorsión permanente con retirada parcial de clavos y amplia división de elementos	paneles. Menor pandeo local de cubierta. Algunas divisiones en conexiones. Aflojamiento de revestimiento. Retirada observable de los sujetadores. División de marco y revestimiento.	No hay aflojamiento o retirada observable de sujetadores. No hay división de revestimiento o marco.
--------	---	--	---

Sistemas resistentes a fuerza sísmica		Niveles de desempeño estructural		
Tipo	Prevenición de colapso (S-5)	Seguridad de vida (S-3)	Ocupación inmediata (S-1)	
Diafragma	Hormigón fundido en el lugar	Aplastamiento importante y compensación observable a través de muchas grietas	Agrietamiento importante. Aplastamiento y resquebrajamiento local.	Agrietamiento distribuido. Algunas grietas menores de mayor tamaño.
	Hormigón precolado	Las conexiones entre unidades fallan. Cambio relativo de unidades entre sí. Aplastamiento y resquebrajamiento en las articulaciones.	Agrietamiento importante. Aplastamiento y resquebrajamiento local.	Algunos pequeños agrietamientos a lo largo de las articulaciones.

Fuente: Tabla C2-4. ASCE 41-13

**TABLA B. NIVEL DE DESEMPEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES E
ILUSTRACIÓN DE DAÑOS-COMPONENTES ARQUITECTÓNICOS**

I.	Grupo de Componentes	Nivel De Desempeño no estructural		
		Seguridad de vida (N-C)	Posición de retención (N-B)	Operacional (N-A)
Revestimiento		Distorsión extensa en conexiones y daños a componentes del revestimiento, incluyendo pérdida de impermeabilidad y seguridad. Paneles superiores no se desprenden.	Conexiones fluyen; grietas menores o dobleces en revestimiento. Pérdida limitada de impermeabilidad	Conexiones fluyen; daños despreciables en paneles. No hay pérdida de impermeabilidad
Vidriera		Grandes grietas en los vidrios con potencial pérdida de impermeabilidad y seguridad. Paneles superiores no se desprenden	Algunos paneles agrietados; ninguno roto. Limitada pérdida de la impermeabilidad	Sin grietas ni paneles rotos
Divisiones (mampostería y teja hueva de arcilla)		Daño distribuido; algunas grietas severas, aplastamiento y deslizamientos en algunas áreas	Grietas menores en aberturas. Menos aplastamiento y esquinas agrietadas. Algunos deslizamientos, pero sin fallar el muro	Grietas menores en las aberturas. Menor aplastamiento y grietas en las esquinas
Divisiones (yeso y gypsum)		Daño distribuido, algunas grietas severas y daño en algunas áreas	Grietas en aberturas. Menores grietas y daño general	Grietas menores
Cielos Falsos		Grandes daños. Techos de yeso agrietados y astillado, pero no caído como unidad. Paneles y rejillas de cielos falsos caídos o deslizados; rejillas distorsionadas. Potenciales impactos en inmediatos egresos. Grandes daños a particiones adyacentes y equipos suspendido	Daño limitado. Cielos falsos de yeso rajado y agrietados, pero no totalmente caídos. Rejillas grandemente dañadas, algunos paneles individualmente cayéndose	Daños generales inapreciable con o sin impacto en la recuperación o funcionalidad
Bardas y ornamentación		Grandemente dañados, algunos caídos en áreas inoculadas	Daños menores	Daños menores
Toldos y carpas		Grandemente dañado pero los elementos no se han caído	Algunos daños a los elementos, pero esencialmente en su lugar	Daños menores a los elementos, pero esencialmente en su lugar
Chimeneas		Grandemente dañados, pero no colapsadas	Agrietamiento menor	Daño no apreciable
Escaleras		Algunos deterioros y agrietamiento en losas. Usable	Daños menores	Daño no apreciable
Puertas		Daño distribuido. Algunas rajaduras y	Daños menores. Puerta operable	Algunos daños menores, pero operables

Fuente: Tabla C2-5. ASCE 41-13

**TABLA C. NIVELES DE RENDIMIENTO NO ESTRUCTURALES Y DAÑOS
ILUSTRATIVOS: SISTEMAS Y COMPONENTES MECÁNICOS, ELÉCTRICOS Y
DE PLOMERÍA**

Nivel De Desempeño no estructural			
Grupo de Componentes	Seguridad de vida (N-C)	Posición de retención (N-B)	Operacional (N-A)
Elevadores	Elevadores fuera de servicio; contrapesos no se desalojan	Elevadores operativos; pueden iniciar cuando la energía esté disponible	Elevadores operativos
Equipos HVAC	Las unidades se desplazaron en soportes, rompiendo ductos conectados, tuberías, conductos, pero no caen. Es posible que las unidades no funcionen.	Las unidades son seguras y posiblemente funcionan si hay energía y otras utilidades requeridas disponibles.	Las unidades son seguras y operan si la energía de emergencia y otros servicios públicos son proporcionados.
Equipos de fabricación	Las unidades se deslizaron y se volcaron; utilidades desconectadas. Las unidades pesadas requieren reconexión y realineación. Es posible que los equipos sensibles no funcionen.	Unidades seguras, pero potencialmente no operables	Unidades seguras y operables si hay energía y utilidades disponibles.
Ductos	Los conductos se desprenden del equipo y las persianas; algunos soportes fallaron; algunos conductos cayeron.	Daños menores en las articulaciones, pero los conductos siguen siendo útiles.	Daño insignificante
Tuberías	Algunas líneas se rompen. Algunos apoyos fallan. Algunas tuberías cayendo	Se producen fugas menores en algunas articulaciones. Algunos soportes están dañados, pero los sistemas permanecen suspendidos	Daño insignificante
Tuberías de supresión de incendios	Algunos cabezales de aspersores dañados por los techos balanceándose. Las fugas se desarrollan en algunos acoplamientos.	Fuga menor en unas pocas cabezas o juntas de tuberías. El sistema sigue siendo operable.	Daño insignificante
Sistema de alarma contra incendios	Sensores montados en el techo dañados. Puede que no funcione	Sistema funcional	Sistema esta funcional
Luces de emergencia	Algunas luces se caen. La energía podría estar disponible desde el generador de emergencia.	Sistema funcional	Sistema esta funcional
Equipos de distribución eléctrica	Las unidades cambian en soportes y es posible que no funcionen. Generadores provistos para arranque de energía de emergencia; servicio público perdido.	Las unidades son seguras y generalmente operables. Los generadores de emergencia se inician, pero es posible que no sean adecuados para dar servicio a todos los requisitos de energía.	Unidades están funcionales. La energía de emergencia se proporciona, según sea necesaria.
Luminarias	Muchos accesorios de iluminación rotos. Los peligros de caída generalmente se evitan en accesorios más pesados	Daños menores. Unas luces colgantes rotas.	Daño insignificante
Plomería	Algunos accesorios rotos, líneas rotas; redes interrumpidas en la fuente.	Fijaciones y líneas útiles; sin embargo, el servicio de servicios públicos podría no estar disponible	Sistema esta funcional. Suministro de agua en sitio, si es necesario.

Fuente: Tabla C2-6. ASCE 41-13

**TABLA D. NIVEL DE DESEMPEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES E
ILUSTRACIÓN DE DAÑOS-EQUIPAMIENTO/MOBILIARIO.**

Nivel De Desempeño no estructural			
Grupo de Componentes	Seguridad de vida (N-C)	Posición de retención (N-B)	Operacional (N-A)
Sistemas informáticos	Unidades enrolladas y volteadas, desconectando los cables. Los pisos de acceso elevado se derrumban. La alimentación no está disponible.	Las unidades se aseguran y permanecen conectadas. Es posible que la alimentación no esté disponible para funcionar y que se produzcan daños internos.	Unidades sin daños y operables; potencia disponible.
Equipos de escritorio	Algunos equipos se deslizaron fuera de los escritorios.	Algunos equipos se deslizaron fuera de los escritorios.	Equipamiento asegurado a escritorios y operables
Archivadores	Los gabinetes anulan y derramaron contenido.	Cajones abiertos, pero los gabinetes no se inclinaron.	Cajones abiertos, pero los gabinetes no se inclinaron.
Estantes	Estantes volcados y contenido derramado.	Los libros se deslizaron de los estantes y algunos se derrumbaron de los estantes.	Libros permanecieron en los estantes
Materiales peligrosos	Daños menores; materiales ocasionales derramados; materiales gaseosos contenidos.	Daño insignificante; Materiales contenidos	Daño insignificante; Materiales contenidos

Fuente: Tabla C2-7. ASCE 41-13

TABLA E. LISTA DE DAÑOS Y NIVELES DE DESEMPEÑO DE EDIFICACIÓN.

Niveles de rendimiento del edificio objetivo				
	Prevención de colapso Nivel (5-D)	Seguridad de vida Nivel (3-C)	Ocupación inmediata Nivel (1-B)	Operacional Nivel (1-A)
Daño general Componentes estructurales	severo Poca rigidez residual y resistencia para resistir cargas laterales, pero las columnas y paredes de carga de gravedad funcionan. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. El edificio está cerca de derrumbarse en las réplicas y no debe seguir siendo ocupado.	Moderado Queda cierta fuerza residual y rigidez en todas las historias. Función de elementos de carga de gravedad. Mo hay fallas en los planos de las paredes. Una deriva permanente. Daños en particiones. Es posible que la ocupación continua no sea probable antes de la reparación. El edificio podría no ser económico para reparar.	Ligero Deriva no permanente. La estructura conserva sustancialmente la resistencia y rigidez originales. Es probable que continúe la ocupación	Muy ligero Deriva no permanente. La estructura conserva sustancialmente la resistencia y rigidez originales. Agrietamiento menor de fachadas, tabiques y techos, así como elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para el funcionamiento normal son funcionales. Ocupación continua y uso muy probable.
Componentes no estructurales	Daño importante. Los rellenos y pretilas sin refuerzo fallan o en falla inicial.	Los peligros de caída, como los pretilas, se mitigan, pero muchos sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos están dañados.	El equipo y el contenido son generalmente seguros, pero podrían no funcionar debido a fallas mecánicas o falta de utilidades. Algunos agrietamientos de fachadas, tabiques y techos, así como elementos estructurales. Los ascensores se pueden reiniciar. Protección contra incendios operable.	Se produce un daño insignificante. La alimentación y otras utilidades están disponibles, posiblemente de fuentes en espera.
Comparación con el rendimiento destinado a edificios típicos diseñados para códigos o estándares para nuevos edificios, para el terremoto de diseño.	Significativamente mas daños y mayor riesgo para la seguridad de la vida	Un poco mas de daño y un riesgo de seguridad de vida ligeramente mayor.	Menos daño y bajo riesgo de seguridad de vida	Mucho menos daño y muy bajo riesgo de seguridad de vida.

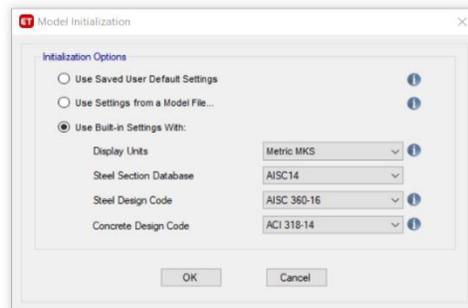
Fuente: Tabla C2-3. ASCE 41-13

F. ELABORACIÓN DEL MODELO

Para el análisis y revisión por criterios de capacidad y servicio de los miembros de acero (vigas principales y columnas) y miembros compuestos (vigas secundarias) se hará con ayuda del software de análisis y diseño de estructuras ETABS.

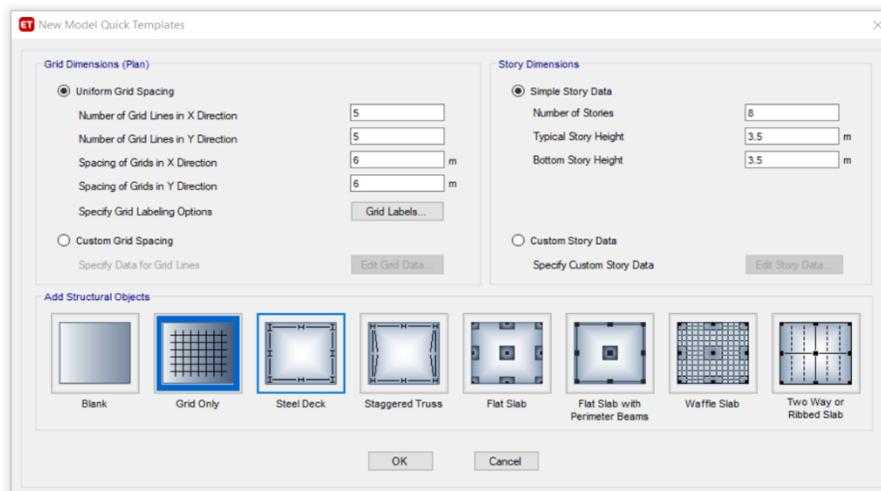
Se inicia definiendo las configuraciones de unidades y reglamentos a cumplir para las revisiones por capacidad (ver figura F.1) y las características geométricas del modelo (ver figura F.2). Para una mayor facilidad se iniciará con las plantillas predefinidas del software y asignar las secciones correspondientes (ver figura F.3).

Figura F.1 Selección de Parámetros para Modelo



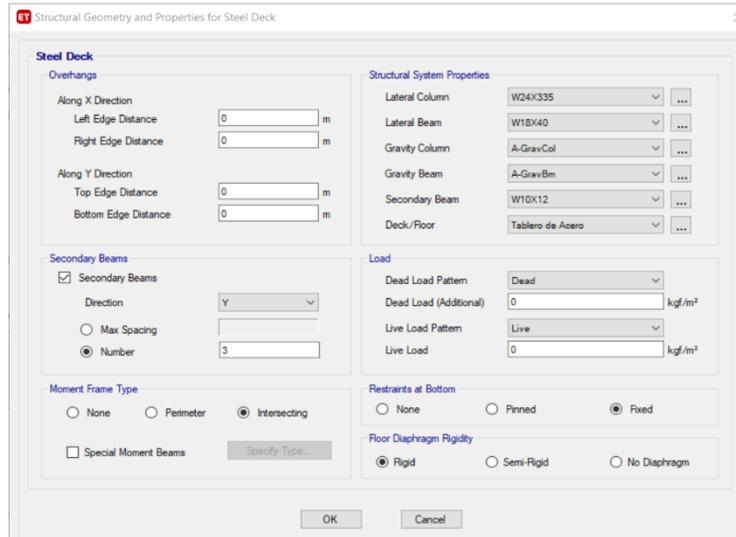
Fuente: Modelo de ETABS

Figura F.2 Plantillas Rápidas para Modelo Nuevo



Fuente: Modelo de ETABS

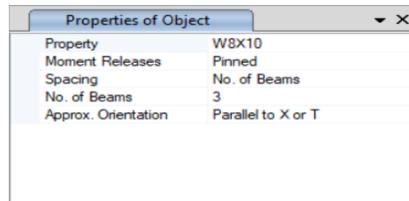
Figura F.3 Geometría Estructural y Propiedades para Cubierta de Acero



Fuente: Modelo de ETABS

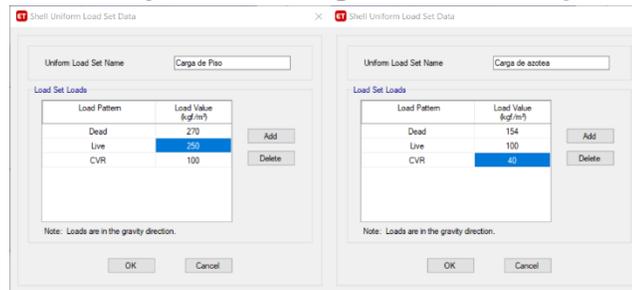
Con la plantilla correctamente elaborada se agregaron vigas secundarias en dirección X (ver figura F.4) y se crean sets de cargas para los pisos y para la azotea (ver figura F.5) para luego asignarlos en los pisos correspondientes.

Figura F.4 Propiedades de Objeto



Fuente: Modelo de ETABS

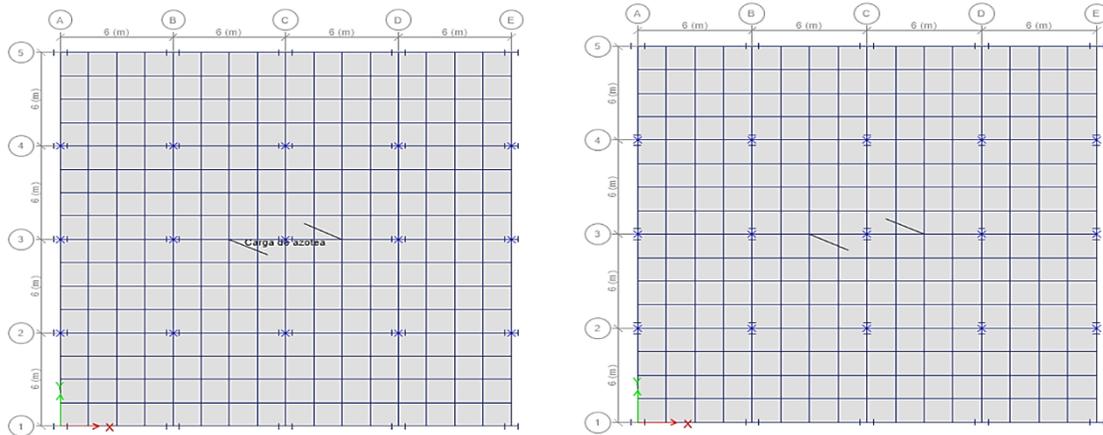
Figura F.5 Conjunto de Cargas Uniformes para Losas



Fuente: Modelo de ETABS

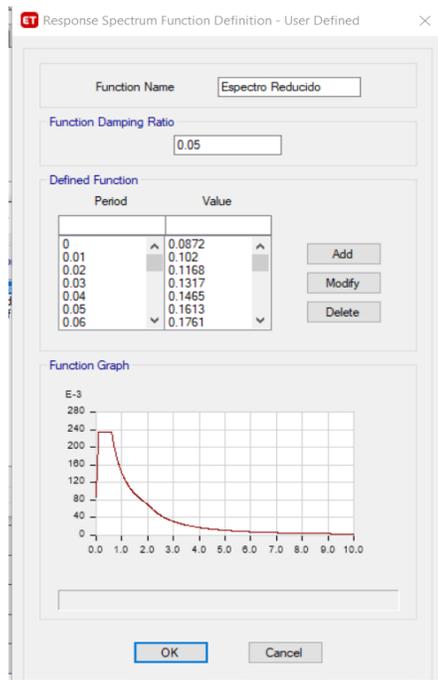
Con intención de equilibrar la rigidez al corte en ambas direcciones de las columnas del edificio, las columnas en sobre el eje 2,3,4 se rotarán 90 grados.

Figura F.6 Vista de Planta de Modelo de ETABS



Fuente: Modelo de ETABS

Figura F.7 Definición de Función de Espectro de Respuesta

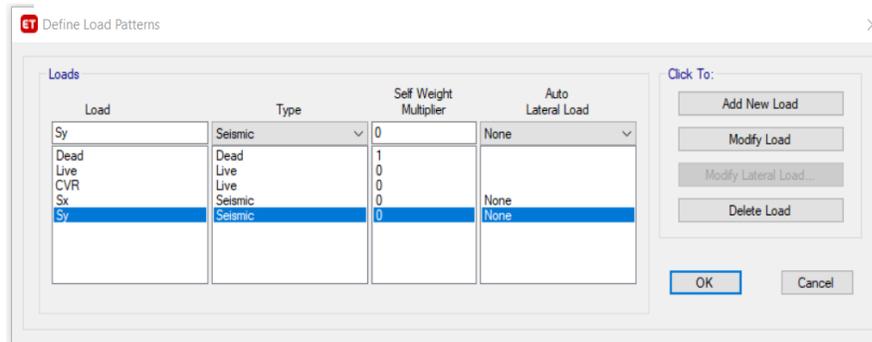


El espectro reducido se ingresa al programa a través de un archivo de texto (Espectro Reducido Mng.txt) que contiene la función tabulada a cada .01 s (ver figura F.7). Y se pone como *user define* para que quede registrada en el archivo de modelado.

Se agregan los casos y patrones de cargas correspondientes para el sismo, en donde se especifica la fuente de masa como la suma de las cargas muertas más las cargas vivas reducidas así como también el método usado para calcular los desplazamientos modales (SRSS según arto. 33) y la excentricidad en los diafragmas (según arto. 32) . (Ver figuras F.8 y F.9).

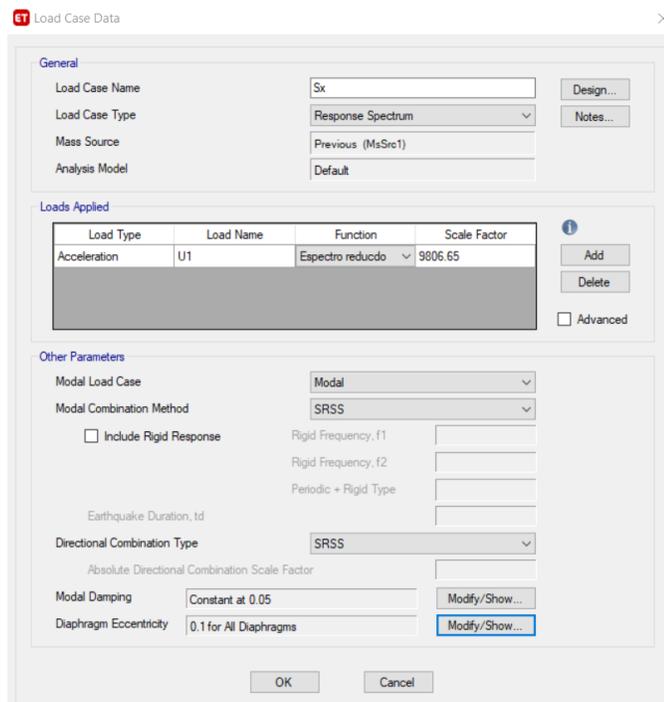
Fuente: Modelo de ETABS

Figura F.8 Definir Patrones de Carga



Fuente: Modelo de ETABS

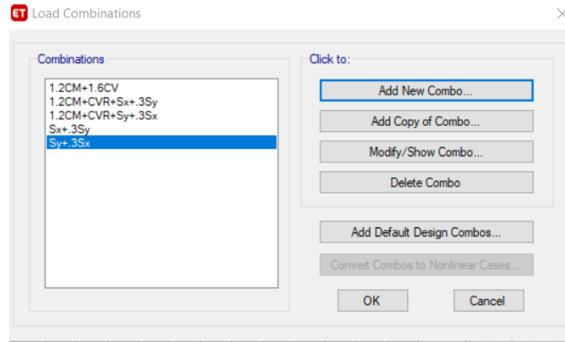
Figura F.9 Datos de Casos de Carga



Fuente: Modelo de ETABS

Por último, se ingresan las combinaciones resistencias que puedan generar esfuerzos críticos en los elementos y la acción combinada correspondiente a los efectos bidireccionales.

Figura F.10 Combinaciones de Carga



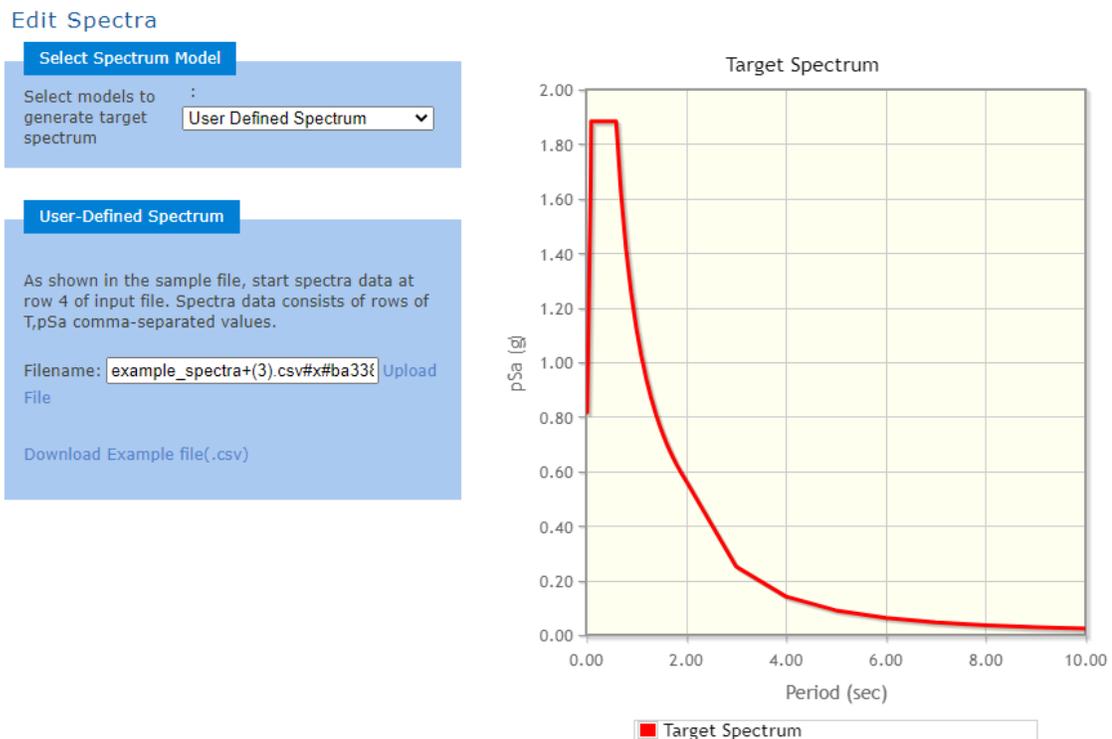
Fuente: Modelo de ETABS

G. SELECCIÓN DE SISMOS DE LA BASE DE DATOS DEL PEER

El PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) en su web application (<https://ngawest2.berkeley.edu>) para la consulta de su base de datos sobre grabaciones de movimientos sísmicos y escalamiento a un espectro objetivo, se lograron encontrar 4 registros que coincidían con las especificaciones y características del evento sísmico significativo en Nicaragua, como lo es el terremoto del 72, que se abordó en el capítulo 2 del cuerpo del trabajo.

En la librería de recursos disponible en el sitio web de la base de datos, se encuentra el “user’s manual” para el correcto entendimiento y uso de la base de dato y un “technical manual report” para la correcta interpretación del registro que se exporten de la base de datos.

Figura G.1 Ingreso de Espectro Elástico en PEER



Fuente: Base de datos del PEER

Debido al alcance de la web application del PEER para la selección y escalado de registros sísmico es obligatorio el ingreso del espectro elástico de estudio correspondiente con el MCEr (Maximum Considered Earthquake).

En su motor de búsqueda se ingresaron rangos estimados propiamente que contengan parámetros característicos del sismo de Managua 1972 y el tipo de suelo propuesto para el edificio de estudio (Figura G.2).

Figura G.2 Ventana de Búsqueda de Sismo según Características

Edit Search

Load Sample Input Values Clear Input Values

Search

These characteristics are defined in the NGA West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

Record Characteristics:

RSN(s) : RSN1,...,RSNn

Event Name :

Station Name :

Search Parameters:

Fault Type :

Magnitude : min,max

R_JB(km) : min,max

R_rup(km) : min,max

Vs30(m/s) : min,max

D5-95(sec) : min,max

Pulse :

Additional Characteristics:

Max No. Records : (<=100)

Initial ScaleFactor : min,max

Suite

Spectral Ordinate :

Damping Ratio :

Suite Average :

Scaling

Scaling Method :

Fuente: Base de datos del PEER

Donde los valores para ingresar serán según la tabla siguiente:

Tabla G.1 Parámetros para búsqueda del sismo

Campo de Datos	
Magnitud	Restrinja el rango de magnitud del momento, la entrada en el formato de [min, max] o deje en blanco sin restricciones.
Tipo de Falla	Tipos de mecanismo de error. Las opciones son: (1) Todos los tipos de fallos; (2) Resbalón de golpe; (3) Oblicuo Normal o Normal; (4) Oblicuo inverso o inverso; (5) Combinación de (2, 3); (6) Combinación de (2,4); (7) Combinación de (3,4).
D5-95 (seg)	Restrinja el intervalo de la duración significativa de los registros, introduzca en el formato de [mín, máx] o deje en blanco sin restricciones. La duración se define como el tiempo necesario para acumular entre el 5 y el 95 por ciento del total de las intensidades.
R_JB (km)	Restrinja el rango de distancia Joyner-Boore, introduzca en el formato de [mín, máx] o deje en blanco sin restricciones.
R_rup (km)	Restringir el rango de distancia más cercana al plano de ruptura, la entrada en el formato de [mín, máx], o dejar como en blanco sin restricción
Vs30 (m/s)	Velocidad media de onda corta de los 30 metros superiores del sitio.
Pulso	Restrinja las características de pulso del registro buscado. Las opciones son: (1) Cualquier registro; (2) Sólo un registro similar al pulso; (3) No hay registro similar al pulso.

Fuente: Table 1 de User's Manual for the PEER Ground Motion Data Base Web Application

Con los parámetros establecidos se llegaron a los 4 posibles registros disponible que se encontraron en la base de registros sísmicos del PEER, los cuales se exportaron para una mejor visualización y son los siguientes

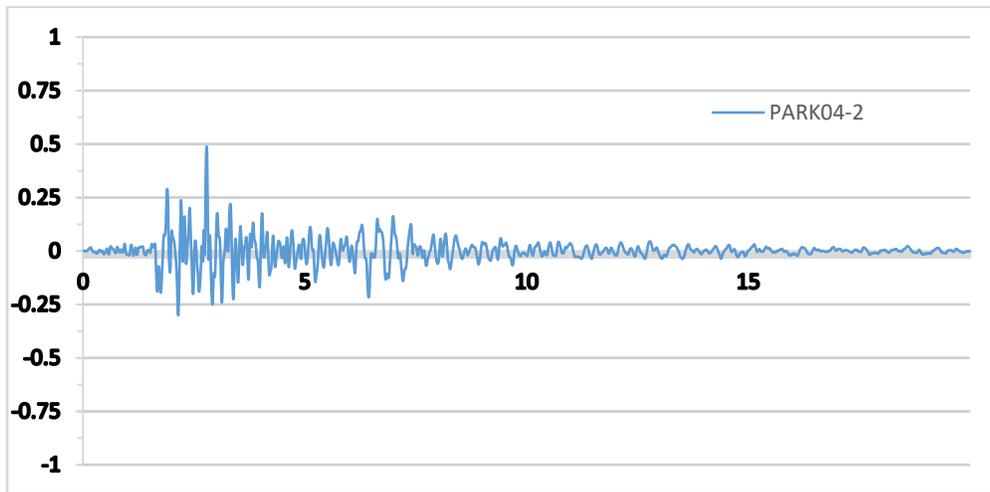
Figura G.3 Lista de sismos según parámetros de búsqueda establecidos

Click heading of the column to be sorted in ascending order
 Rescale Using Checked Records

	Result ID	Spectral Ordinate	Record Seq. #	MSE	Scale Factor	Tp(s)	D5-75(s)	D5-95(s)	Arias Intensity (m/s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism
<input type="checkbox"/> view	1	SRSS	95	0.7318	1.0	-	4.9	10.6	2.0	Managua, Nicaragua-01	1972	Managua, ESSO	6.24	strike slip
<input type="checkbox"/> view	2	SRSS	96	1.5622	1.0	-	2.8	8.1	0.4	Managua, Nicaragua-02	1972	Managua, ESSO	5.2	strike slip
<input type="checkbox"/> view	3	SRSS	183	0.1846	1.0	-	3.0	6.8	1.6	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #8	6.53	strike slip
<input type="checkbox"/> view	4	SRSS	4112	2.6677	1.0	-	4.4	8.5	1.5	Parkfield-02, CA	2004	Parkfield - Fault Zone 8	6.0	strike slip

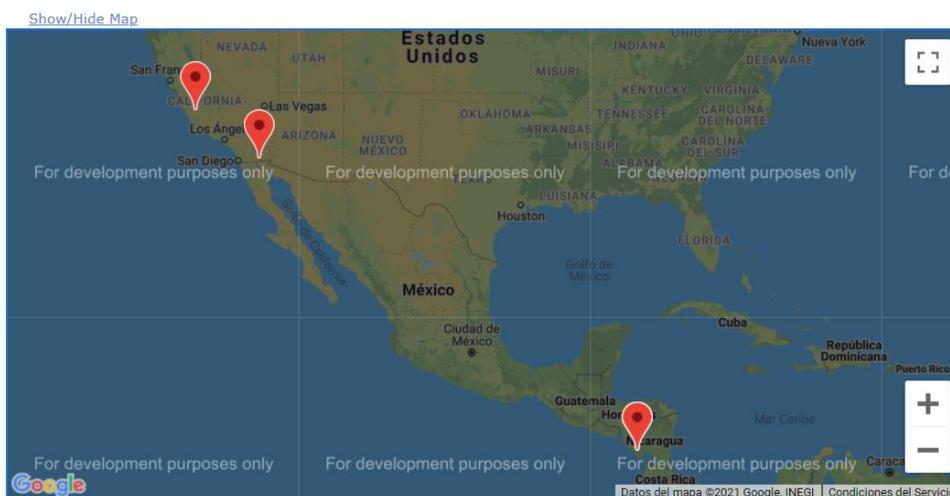
Fuente: Base de datos del PEER

Figura G.4 Acelerograma de Parkfield en dirección Y, CA



Fuente: Base de datos del PEER

Figura G.5 Ubicación de Sismos



Fuente: Base de datos del PEER

En la tabla se puede observar la similitud que proveen estos 4 registros y se han seleccionado los 2 propios del sitio de estudio (mng72) y Parkfield, CA, debido a su cercanía con su en la velocidad de corte del suelo V_s .

H. ELABORACIÓN MODELO PARA FNA – TH

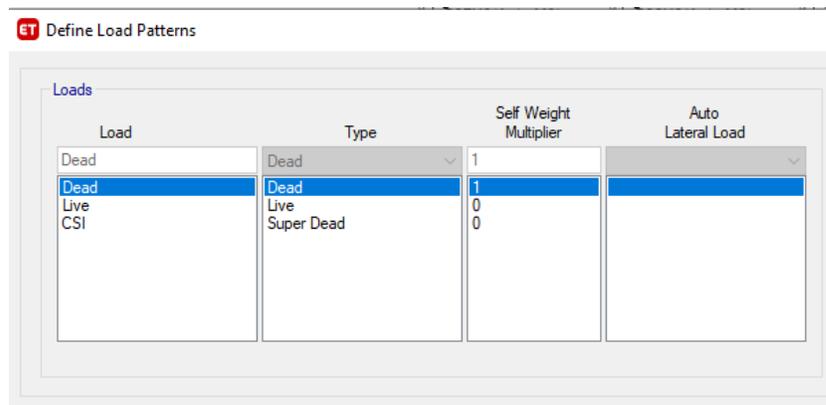
Para el modelado del edificio se inició a partir del modelo lineal, debido a la difícil que es manejar los archivos de modelos en ETABS tan cargados para el mismo software se eliminó todo lo correspondiente a los casos lineales, es decir; caso modal, cargas estáticas laterales y dinámicas. Únicamente se dejó la asignación de cargas vivas y muertas (sin cargas reducidas), y los elementos del modelo (vigas, columna, tablero y apoyos).

Los patrones de cargas quedarían definidos como se muestra en la figura H.1, siendo;

Dead: Peso Propio de los elementos

CSI: Carga super impuesta

Figura H.1 Definir Patrones de Carga

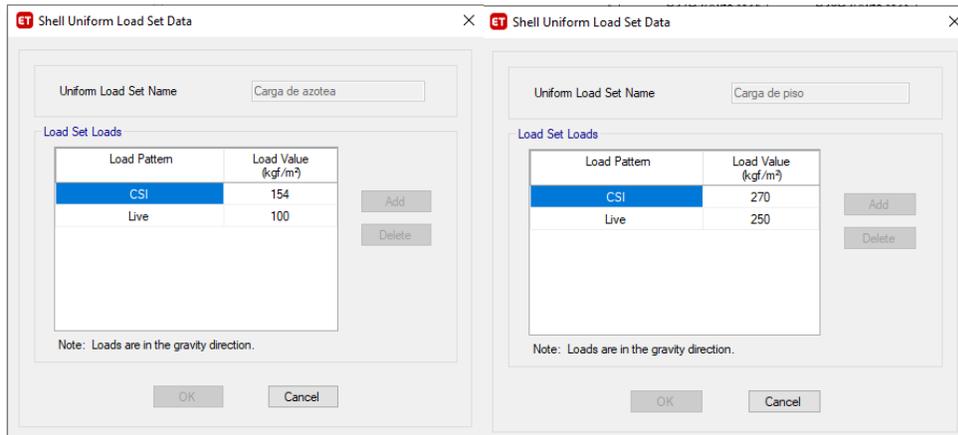


Fuente: Modelo de ETABS

Live: Carga Viva

Debido a la intención de separar las cargas muertas en Peso propio y Supe impuesta, se tiene que hacer el cambio en los sets de carga uniforme para losas ya asignados en modelado para análisis lineal. La figura H.2. muestra cómo se realiza el cambio de cargas asignadas por patrón de carga.

Figura H.2 Conjunto de Cargas Uniformes para Losas



Fuente: Modelo de ETABS

Por cumplimiento de la sección C7.4.4.2.3. *Nonlinear Response History Method for DNP or FNA*, la cual exige entre otras cosas el uso de vectores de Ritz, una captura del 90% de la participación de masa y un intervalo de tiempo o *time step* lo suficientemente pequeño para asegurar la convergencia. Así también los casos modales tendrán en consideración los efectos torsionales accidentales que se explican en la sección 4.6. Por tanto, primero se definirán 4 fuentes que masas que presenten estos efectos para los casos modales, en donde la masa será de acuerdo a lo planteado en sección 4.4. del presente documento, se definieron como muestran las figuras H.3, H.4, H.5 y H.6.

Figura H.3 Masa Y-POS

The screenshot shows the 'Mass Source Data' dialog box with the following configuration:

- Mass Source Name:** Mass Y-POS
- Mass Source:**
 - Element Self Mass
 - Additional Mass
 - Specified Load Patterns
 - Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: 0
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: 0.05
- Mass Multipliers for Load Patterns:**

Load Pattern	Multiplier
CSI	1
Live	0.25
- Mass Options:**
 - Include Lateral Mass
 - Include Vertical Mass
 - Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Modelo de ETABS

Figura H.4 Masa X-NEG

The screenshot shows the 'Mass Source Data' dialog box with the following configuration:

- Mass Source Name:** Mass X-NEG
- Mass Source:**
 - Element Self Mass
 - Additional Mass
 - Specified Load Patterns
 - Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: -0.05
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: 0
- Mass Multipliers for Load Patterns:**

Load Pattern	Multiplier
CSI	1
Live	0.25
- Mass Options:**
 - Include Lateral Mass
 - Include Vertical Mass
 - Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Modelo de ETABS

Figura H.5 Masa Y-NEG

Mass Source Data

Mass Source Name:

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
CSI	1
Live	0.25

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Fuente: Modelo de ETABS

Figura H.6 Masa Y-POS

Mass Source Data

Mass Source Name:

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
CSI	1
Live	0.25

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Fuente: Modelo de ETABS

Posteriormente a la correcta definición de las fuentes de masa, se procedió a crear adecuadamente los casos modales por vectores de Ritz, como se muestra en las figuras H.7, H.8, H.9 y H.10.

Figura H.7 Modal XPOS

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal XPOS

Modal Case Sub Type: Ritz

Mass Source: Previous (Mass X-POS)

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: MSRC XPOS

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Acceleration	RZ	0	99

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 80

Minimum Number of Modes: 2

OK Cancel

Fuente: Modelo de ETABS
Figura H.8 Modal YNEG

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal YNEG

Modal Case Sub Type: Ritz

Mass Source: Previous (Mass Y-NEG)

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: MSRC YNEG

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Acceleration	RZ	0	99

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 80

Minimum Number of Modes: 5

OK Cancel

Fuente: Modelo de ETABS

Figura H.10 Modal XNEG

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal XNEG [Design...]

Modal Case Sub Type: Ritz [Notes...]

Mass Source: Previous (Mass X-NEG)

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: MSRC XNEG

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Acceleration	RZ	0	99

[Add] [Delete]

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 80

Minimum Number of Modes: 5

[OK] [Cancel]

Fuente: Modelo de ETABS

Figura H.9 Modal YPOS

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal YPOS [Design...]

Modal Case Sub Type: Ritz [Notes...]

Mass Source: Previous (Mass Y-POS)

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: MSRC YPOS

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Acceleration	RZ	0	99

[Add] [Delete]

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 80

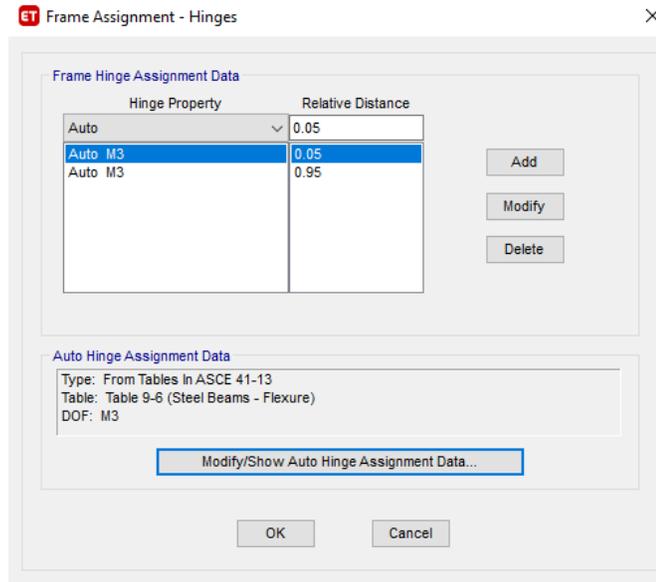
Minimum Number of Modes: 2

[OK] [Cancel]

Fuente: Modelo de ETABS

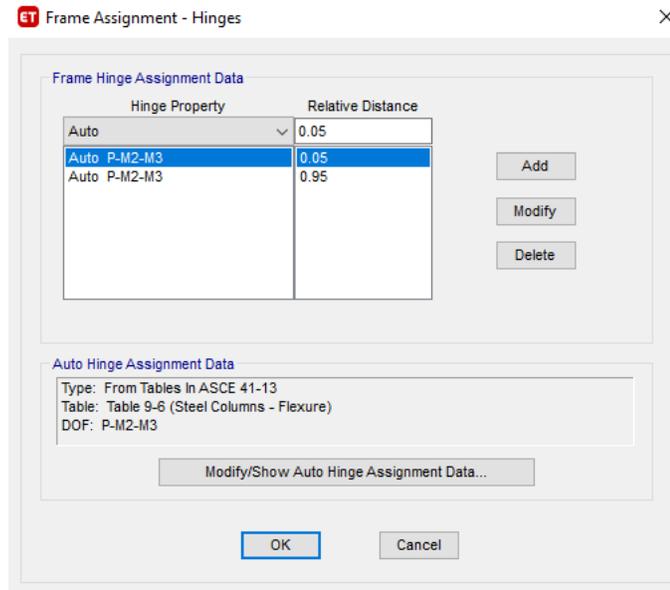
Para poder saber el estado de los miembros después de los eventos sísmicos propuestos y escalados en la sección 4.2. y 4.3. se autoasignaron rótulas a columnas y vigas principales a 5% de cada uno de sus extremos. Para vigas se muestra en figura H.11. y para columna en figura H.12.

Figura H.11 Asignación de Rotulas en Vigas



Fuente: Modelo de ETABS

Figura H.12 Asignación de Rotulas en Columnas



Fuente: Modelo de ETABS

El estado de la estructura al momento de iniciar el evento sísmico es igual a de las cargas gravitatorias, por tanto, se crean estos casos en donde serán dados por una función de rampa de valor unitario que a través del tiempo irá cargando la estructura con las cargas gravitatorias, uno por cada caso de efecto torsional de la manera que se muestra en las figuras H.13, H.14, H.15 y H.16.

Figura H.13 Caso Gravitatorio XPOS

Load Case Data

General

Load Case Name: Caso Gravitatorio XPOS [Design...]

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA) [Notes...]

Mass Source: Previous (Mass X-POS)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	rampfunction	1
Load Pattern	CSI	rampfunction	1
Load Pattern	Live	rampfunction	0.25

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal XPOS

Number of Output Time Steps: 100

Output Time Step Size: 0.1 sec

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Figura H.15 Caso Gravitatorio XNEG

ET Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type/Subtype: Time History Nonlinear Modal (FNA) Notes...

Mass Source: Previous (Mass X-NEG)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	rampfunction	1
Load Pattern	CSI	rampfunction	1
Load Pattern	Live	rampfunction	0.25

Add Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal XNEG

Number of Output Time Steps:

Output Time Step Size: sec

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Figura H.14 Caso Gravitatorio YPOS

ET Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type/Subtype: Time History Nonlinear Modal (FNA) Notes...

Mass Source: Previous (Mass Y-POS)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	rampfunction	1
Load Pattern	CSI	rampfunction	1
Load Pattern	Live	rampfunction	0.25

Add Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal YPOS

Number of Output Time Steps:

Output Time Step Size: sec

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Figura H.16 Caso Gravitatorio YNEG

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA) Notes...

Mass Source: Previous (Mass Y-NEG)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	rampfunction	1
Load Pattern	CSI	rampfunction	1
Load Pattern	Live	rampfunction	0.25

Add Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal YNEG

Number of Output Time Steps:

Output Time Step Size: sec

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Por último, se definen los casos de time history, de la manera que se muestra en las figuras H.17, H.18, H.19 y H.20.

Figura H.17. Caso de Carga TH-MNG1-XNEG

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA) Notes...

Mass Source: Previous (Mass X-NEG)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	MATCHED-MNG72-...	9.81
Acceleration	U2	MATCHED-MNG72-...	9.81

Add Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal XNEG

Number of Output Time Steps:

Output Time Step Size: sec

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Figura H.18 Caso de Carga TH-MNG1-XPOS

General

Load Case Name: TH-MNG1-XPOS [Design...]
Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA) [Notes...]
Mass Source: Previous (Mass X-POS)
Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
Nonlinear Case: Caso Gravitatorio XPOS

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	MATCHED-MNG72-...	9.81
Acceleration	U2	MATCHED-MNG72-...	9.81

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal XPOS
Number of Output Time Steps: 914
Output Time Step Size: 0.05 sec
Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]
Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Figura H.19 Caso de Carga TH-MNG1-YPOS

Load Case Data

General

Load Case Name: TH-MNG1-YPOS [Design...]
Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA) [Notes...]
Mass Source: Previous (Mass Y-POS)
Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
Nonlinear Case: Caso Gravitatorio YPOS

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	MATCHED-MNG72-...	9.81
Acceleration	U2	MATCHED-MNG72-...	9.81

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal YPOS
Number of Output Time Steps: 914
Output Time Step Size: 0.05 sec
Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]
Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Figura H.20 Caso de Carga TH-MNG1-YNEG

Load Case Data

General

Load Case Name: TH-MNG1-YNEG

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA)

Mass Source: Previous (Mass Y-NEG)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Caso Gravitatorio YNEG

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	MATCHED-MNG72-...	9.81
Acceleration	U2	MATCHED-MNG72-...	9.81

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal YNEG

Number of Output Time Steps: 914

Output Time Step Size: 0.05 sec

Modal Damping: Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

Fuente: Modelo en ETABS. Elaboración propia

Para los demás modelos con los otros 2 registros sísmico se copió el modelo aquí detallado y se cambiaron las definiciones de las funciones de tiempo y cambian en el caso correspondiente.

I. CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO

Construcción de Espectros Sísmicos

Datos:

$a_0 := 0.31$ Zona C de la zonificación sísmica de Nicaragua. Edificio con uso esencial o Grupo A
 $S := 1.5$ Tipo de Suelo II
 $Sd := S \cdot 2.7 \cdot a_0 = 1.256$ $Q' := 4$
 $T_a := 0.1 \text{ s}$ $T_b := 0.6 \text{ s}$ $T_c := 2 \text{ s}$ $d := 2.7 a_0$ $\Omega := 2$

Construcción de Espectro Sísmico de Diseño

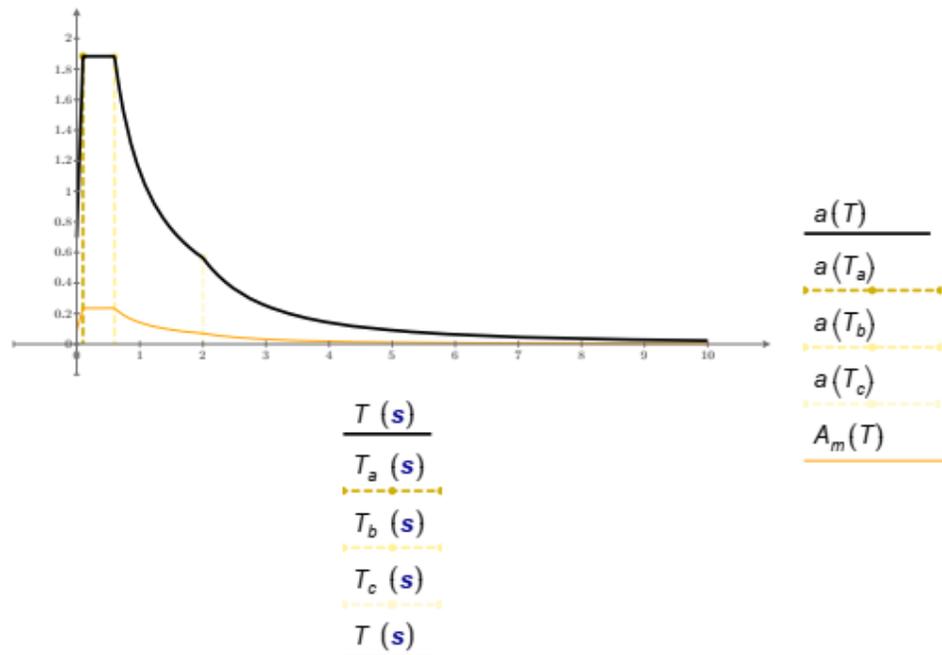
$$a(T) := \begin{cases} \text{if } T < T_a \\ \quad \left| 1.5 \cdot S \cdot \left(a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \text{if } T_a \leq T < T_b \\ \quad \quad \left| 1.5 Sd \right. \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \text{if } T_b \leq T < T_c \\ \quad \quad \quad \left| 1.5 Sd \cdot \left(\frac{T_b}{T} \right) \right. \\ \quad \quad \quad \text{else} \\ \quad \quad \quad \quad \left| 1.5 Sd \cdot \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 \right. \end{cases}$$

$$T := 0 \cdot \text{s}, 0.02 \text{ s} .. 10 \text{ s}$$

Construcción de Espectro Sísmico Reducido

$$A_m(T) := \frac{a(T)}{Q' \cdot \Omega}$$

Construcción de Gráficos



J. MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

1 of 5

Método Estático Equivalente

-Arto 20. Clasificación Estructural
Grupo A

-Arto 21. Coeficiente de Ductilidad

$$Q := 4$$

Como se desconoce el periodo

$$Q' := 4$$

-Arto 22. Factor de sobresistencia

$$\Omega := 2$$

-Arto 25. Factor de importancia del suelo

Como la clasificación de suelo es tipo II y zona C

$$S := 1.5$$

Arto 24. Coeficiente Sísmico

$$a_0 := 0.31$$

Según Arto.24

$$c := \frac{S \cdot (2.7 \cdot a_0)}{Q' \cdot \Omega} = 0.157$$

$$c_{min} := S \cdot a_0 = 0.465$$

$$c := \max(c, c_{min}) = 0.465$$

Masas por Nivel

M := READEXCEL (*.Tabla de masas por Diafragma.xlsx, "Mass Summary by Diaphragm(C4:C11)")

$$W := M \cdot kgf$$

$$g := 9.81 \frac{m}{s^2}$$

DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL SISMO RESISTENTE DE ACERO, DE OCHO NIVELES EMPLAZADO EN LA CIUDAD DE MANAGUA

$$W = \begin{bmatrix} 281.351 \\ 404.505 \\ 404.505 \\ 404.505 \\ 404.505 \\ 404.505 \\ 404.505 \\ 404.505 \end{bmatrix} \text{ tonnef} \quad h = \begin{bmatrix} 28 \\ 24.5 \\ 21 \\ 17.5 \\ 14 \\ 10.5 \\ 7 \\ 3.5 \end{bmatrix} \cdot m$$

La el vector h, es la distancia entre la base y cada entrepiso

Según Arto 32

$$Fs := \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(W) \left[\begin{array}{l} Fs_i \leftarrow 1.5 \cdot c \cdot W_i \cdot h_i \cdot \left(\frac{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} W_j}{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} (W_j \cdot h_j)} \right) \\ Fs \end{array} \right] = \begin{bmatrix} 359.952 \\ 452.822 \\ 388.133 \\ 323.444 \\ 258.755 \\ 194.067 \\ 129.378 \\ 64.689 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Reducción de fuerza sísmica

Según el arto 32. el inciso B, se puede adoptar fuerzas menores a las calculadas anteriormente si se encuentra el periodo de vibración i de la estructura con la siguiente formula.

$$T_i \leftarrow 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} (W_j \cdot (\delta_j)^2)}{g \cdot \sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} (Fs_j \cdot \delta_j)}}$$

Los desplazamientos δ_i son los resultados de cargar un modelo con las Fs en el centro de masa de cada nivel en la dirección i.

δ_x := READExcel ("Deformaciones por estatico sin reducir.xlsx", "Story Max Over Avg Disp!E4:E11") · mm

δ_y := READExcel ("Deformaciones por estatico sin reducir.xlsx", "Story Max Over Avg Disp!E12:E19") · mm

$$T_x := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} (W_j \cdot (\delta_{xj})^2)}{g \cdot \sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} (Fs_j \cdot \delta_{xj})}} = 1.315 \text{ s}$$

$$T_y := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} (W_j \cdot (\delta_{yj})^2)}{g \cdot \sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} (Fs_j \cdot \delta_{yj})}} = 1.208 \text{ s}$$

Calculo de Q'

$Q' := Q$ debido a que ambos periodos es mayor que $T_a = 0.1 \text{ seg}$

Se incluye el cálculo del espectro reducido

Include << D:\Downloads\Nueva Monografía\Análisis Lineal definitivo\Revisiões\Estático Equivalente \Diseno Elastico de Diseno.mcdx

$a(T_x) = 0.86$ Aceleración en factor de la gravedad que se aplicara para cada eje

$a(T_y) = 0.936$

Pero no menor que C_{min}

$a_x := \max(a(T_x), c_{min} \cdot 1.5) = 0.86$

$a_y := \max(a(T_y), c_{min} \cdot 1.5) = 0.936$

$c_{min} \cdot 1.5 = 0.698$

Fuerza sísmica reducida en dirección X

$$F_{s_{rx}} := \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(W) \left[\begin{array}{c} F_{s_{r_i}} \\ \vdots \\ F_{s_r} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} 55.447 \\ 69.753 \\ 59.788 \\ 49.823 \\ 39.859 \\ 29.894 \\ 19.929 \\ 9.965 \end{array} \right] \text{ tonnef}$$

$$F_{s_{r_i}} = \frac{a_x}{Q \cdot \Omega} \cdot W_i \cdot h_i \cdot \frac{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} W_j}{\sum_{j=1}^{\text{rows}(M)} (W_j \cdot h_j)}$$

Fuerza sísmica reducida en dirección Y

$$F_{s_{ry}} := \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(W) \left[\begin{array}{c} F_{s_{r_i}} \\ \vdots \\ F_{s_r} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} 60.363 \\ 75.937 \\ 65.089 \\ 54.241 \\ 43.393 \\ 32.544 \\ 21.696 \\ 10.848 \end{array} \right] \text{ tonnef}$$

$$F_{s_{r_i}} = \frac{a_y}{Q \cdot \Omega} \cdot W_i \cdot h_i \cdot \frac{\sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} W_j}{\sum_{j=1}^{\text{rows}(M)} (W_j \cdot h_j)}$$

Cortantes Basales Estático en cada dirección

$$Vb_{xe} := \sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} F_{s_{rx_j}} = 334.458 \text{ tonnef}$$

$$Vb_{ye} := \sum_{j=1}^{\text{rows}(W)} F_{s_{ry_j}} = 364.111 \text{ tonnef}$$

Cortante Dinámico

$$Vb_{xd} = \text{READEXCEL} (".\IShearsX.xlsx", "Story Response!D19:D19") \cdot \text{tonnef}$$

$$Vb_{yd} = \text{READEXCEL} (".\IShearsY.xlsx", "Story Response!E19:E19") \cdot \text{tonnef}$$

$$Vb_{xd} = [274.537] \text{ tonnef}$$

$$Vb_{yd} = [294.866] \text{ tonnef}$$

Según arto 33. inciso a

$$Vb_{xd} \geq .8 \cdot Vb_{xe} = [1]$$

$$Vb_{yd} \geq .8 \cdot Vb_{ye} = [1]$$

Nota el valor de 1 en operaciones lógicas es para verdadero

$$\frac{Vb_{xd}}{Vb_{xe}} = [0.821]$$

$$\frac{Vb_{yd}}{Vb_{ye}} = [0.81]$$

K. INVERSIÓN EN CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS

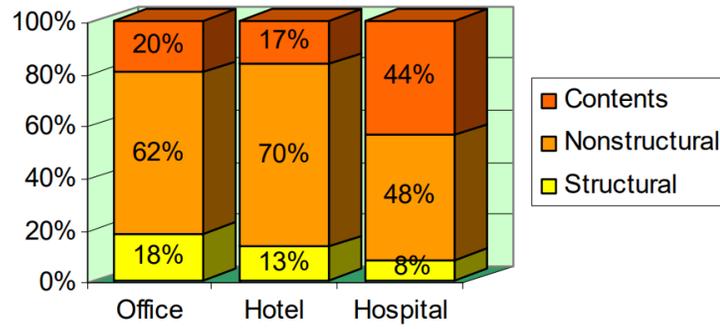


Figure 1. Investments in building construction (after E. Miranda).

Fuente: (Miranda, Aslani, & Taghavi, 2004)

**L. REVISIÓN DE DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO APLICANDO
NORMAS DE AMERICA LATINA.**

DISTORSIONES DE ENTREPISO EN CONDICION DE SERVICIO SEGÚN NORMA MEXICANA

T	1.31	seg.							
Q	4			$\Delta_{m\acute{a}x}$	0.005				
Ω	2								
K	0.25								
Nivel	hi	δx	δT_x	Δt	<0.005	δy	δT_y	Δt	<0.005
Azotea	350 cm	0.541 cm	1.081 cm	0.0031	Si Cumple	0.543 cm	1.085 cm	0.0031	Si Cumple
Nivel 7	350 cm	0.731 cm	1.462 cm	0.0042	Si Cumple	0.717 cm	1.435 cm	0.0041	Si Cumple
Nivel 6	350 cm	0.946 cm	1.891 cm	0.0054	No Cumple	0.914 cm	1.829 cm	0.0052	No Cumple
Nivel 5	350 cm	1.137 cm	2.275 cm	0.0065	No Cumple	1.088 cm	2.175 cm	0.0062	No Cumple
Nivel 4	350 cm	1.271 cm	2.543 cm	0.0073	No Cumple	1.202 cm	2.404 cm	0.0069	No Cumple
Nivel 3	350 cm	1.300 cm	2.599 cm	0.0074	No Cumple	1.211 cm	2.422 cm	0.0069	No Cumple
Nivel 2	350 cm	1.130 cm	2.260 cm	0.0065	No Cumple	1.033 cm	2.067 cm	0.0059	No Cumple
Nivel 1	350 cm	0.581 cm	1.162 cm	0.0033	Si Cumple	0.520 cm	1.040 cm	0.0030	Si Cumple

DISTORSIONES DE ENTREPISO EN CONDICION DE SERVICIO SEGÚN NORMA BOLIVIANA

Is	1.5				
R	7	$\Delta_{m\acute{a}x}$	0.01		
C_d	5.5				

Nivel	hi	δx	δT_x	Δt	<0.01	δy	δT_y	Δt	<0.01
Azotea	350 cm	0.541 cm	1.486 cm	0.0042	Si Cumple	0.543 cm	1.492 cm	0.0043	Si Cumple
Nivel 7	350 cm	0.731 cm	2.010 cm	0.0057	Si Cumple	0.717 cm	1.973 cm	0.0056	Si Cumple
Nivel 6	350 cm	0.946 cm	2.600 cm	0.0074	Si Cumple	0.914 cm	2.514 cm	0.0072	Si Cumple
Nivel 5	350 cm	1.137 cm	3.128 cm	0.0089	Si Cumple	1.088 cm	2.991 cm	0.0085	Si Cumple
Nivel 4	350 cm	1.271 cm	3.496 cm	0.0100	Si Cumple	1.202 cm	3.305 cm	0.0094	Si Cumple
Nivel 3	350 cm	1.300 cm	3.574 cm	0.0102	No Cumple	1.211 cm	3.330 cm	0.0095	Si Cumple
Nivel 2	350 cm	1.130 cm	3.108 cm	0.0089	Si Cumple	1.033 cm	2.842 cm	0.0081	Si Cumple
Nivel 1	350 cm	0.581 cm	1.598 cm	0.0046	Si Cumple	0.520 cm	1.430 cm	0.0041	Si Cumple

DISTORSIONES DE ENTREPISO EN CONDICION DE SERVICIO SEGÚN NORMA VENEZOLANA

Grupo	A1
R	6
Is	1.5
Cd	4.5

$\Delta_{m\acute{a}x}$	0.008
------------------------	-------

Nivel	hi	δx	δT_x	Δx_t	<0.008	δy	δT_y	Δy_t	<0.008
Azotea	350 cm	0.541 cm	1.622 cm	0.0046	Si Cumple	0.543 cm	1.628 cm	0.0047	Si Cumple
Nivel 7	350 cm	0.731 cm	2.193 cm	0.0063	Si Cumple	0.717 cm	2.152 cm	0.0061	Si Cumple
Nivel 6	350 cm	0.946 cm	2.837 cm	0.0081	No Cumple	0.914 cm	2.743 cm	0.0078	Si Cumple
Nivel 5	350 cm	1.137 cm	3.412 cm	0.0097	No Cumple	1.088 cm	3.263 cm	0.0093	No Cumple
Nivel 4	350 cm	1.271 cm	3.814 cm	0.0109	No Cumple	1.202 cm	3.606 cm	0.0103	No Cumple
Nivel 3	350 cm	1.300 cm	3.899 cm	0.0111	No Cumple	1.211 cm	3.632 cm	0.0104	No Cumple
Nivel 2	350 cm	1.130 cm	3.390 cm	0.0097	No Cumple	1.033 cm	3.100 cm	0.0089	No Cumple
Nivel 1	350 cm	0.581 cm	1.743 cm	0.0050	Si Cumple	0.520 cm	1.560 cm	0.0045	Si Cumple

DISTORSIONES DE ENTREPISO EN CONDICION DE SERVICIO SEGÚN NORMA COLOMBIANA

Is	1.5
Q	4
Ω	2
R	7

$\Delta_{m\acute{a}x}$	3.5 (10% de hi)
------------------------	-----------------

Nivel	hi	δx	δT_x	Δx_t	<3.5	δy	δT_y	Δy_t	<3.5
Azotea	350 cm	0.541 cm	1.730 cm	1.2107	Si Cumple	0.543 cm	1.736 cm	1.2154	Si Cumple
Nivel 7	350 cm	0.731 cm	2.339 cm	1.6372	Si Cumple	0.717 cm	2.295 cm	1.6068	Si Cumple
Nivel 6	350 cm	0.946 cm	3.026 cm	2.1181	Si Cumple	0.914 cm	2.926 cm	2.0480	Si Cumple
Nivel 5	350 cm	1.137 cm	3.640 cm	2.5478	Si Cumple	1.088 cm	3.481 cm	2.4364	Si Cumple
Nivel 4	350 cm	1.271 cm	4.068 cm	2.8479	Si Cumple	1.202 cm	3.846 cm	2.6923	Si Cumple
Nivel 3	350 cm	1.300 cm	4.159 cm	2.9111	Si Cumple	1.211 cm	3.875 cm	2.7122	Si Cumple
Nivel 2	350 cm	1.130 cm	3.616 cm	2.5312	Si Cumple	1.033 cm	3.307 cm	2.3148	Si Cumple
Nivel 1	350 cm	0.581 cm	1.859 cm	1.3014	Si Cumple	0.520 cm	1.664 cm	1.1646	Si Cumple