Universidad Nacional de Ingeniería

Área de Conocimiento de Arquitectura y Construcción

“EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE ACERO EN MANAGUA CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO (SMF), HACIENDO USO DEL MÉTODO DINÁMICO NO LINEAL”

Trabajo Monográfico para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por:			**Tutor:**
Br. Diosbellys Karina Zamora Obregón Carnet: 2020-0010U	Br. Guillermo Alonso Guido Reyes Carnet: 2019-0606U	Br. Axel Steven López Carnet: 2020-0370u	M.sc. Ing. Byron Antonio Silva Rocha

24 de junio de 2026, Managua, Nicaragua

CONTENIDO

I. INTRODUCCIÓN 11

II. ANTECEDENTES 12

III. JUSTIFICACIÓN 13

IV. OBJETIVOS 14

4.1. Objetivo General 14

4.2. Objetivos Específicos 14

V. MARCO TEÓRICO 15

5.1. Sismicidad 15

5.2. Riesgo sísmico en Managua 15

5.3. Estructuras de Acero 15

5.3.1. Propiedades del acero 16

5.3.2. Comportamiento de las estructuras de acero ante movimientos sísmicos 16

5.3.3. Sistemas estructurales de acero 17

5.3.4. Sistemas a base de pórticos 17

5.4. Análisis Estructural 19

5.4.1. Métodos lineales de Análisis Sísmicos 19

5.4.2. Métodos no lineales de Análisis Sísmicos 20

5.5. Método de Análisis TIME-HISTORY 23

5.5.1. Fundamentos del método 23

5.5.2. Método de Integración Directa 24

5.5.3. Fast Nonliner Analysis (FNA) 25

5.5.4. Registros Sísmicos 25

5.5.5. Acelerogramas 26

5.5.6. Sismos característicos 26
5.5.7. Normativas 27
5.5.7.2. ASCE 7-22. 28
VI. ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL 29
6.1. Descripción de la Edificación 29
6.2. Sistema estructural de la edificación 30
6.3. Materiales del sistema estructural 30
6.4. Propiedades dinámicas 31
6.4.1. Pesos sísmicos 31
6.4.2. Masas sísmicas 32
6.4.3. Rigideces 33
6.4.4. Participación modal 34
6.4.5. Desplazamientos 36
6.5. Análisis Estático 38
6.5.1. Coeficiente Sísmico 39
6.5.2. Cortante Basal 40
6.5.3. Extracción de datos 41
6.5.4. Revisión Cortante Basal 42
6.5.5. Factor de Escala 42
6.5.6. Distorsiones de piso y P-Delta. 45
VII. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL 47
7.1. Modelado de ETABS 47
7.1.1. Sección de planta de edificio 47
7.1.2. Sección de elevación del edificio 48
7.1.3. Sección 3D del edificio 49

7.2. Bases normativas 50
7.2.1. Registros sísmicos seleccionados 51
7.2.2. Cargas Gravitatorias 56
7.2.3. Inclusión del Caso RITZ 57
7.2.4. Emparejamiento espectral 58
7.2.5. Inclusión de Derivas 58
7.2.6. Inclusión de P-Delta 59
7.3. Extracción de datos 60
7.3.1. Desplazamientos 60
7.3.2. Cortantes de los sismos del PEER. 66
7.4. Rótulas plásticas 73
7.4.1. Asignación de rótulas plásticas 75
7.4.2. Evaluación de desempeño de miembros 77
7.5. Extracción de datos 80
7.6. Comprobante de Derivas 80
VIII. ANÁLISIS DE DESEMPEÑO SÍSMICO 82
IX. CONCLUSIONES 86
X. RECOMENDACIONES 88
XI. BIBLIOGRAFÍA 89
XII. ANEXOS I

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 8.2.1.3 – Coeficiente sísmico C_s..... 39

Figura 6.5.20 - Sección 8.2.2.7 - Escalado de fuerzas. 42

Figura 7.1.1 – Sección de planta de edificio. 48

Figura 7.1.2 – Sección de elevación del edificio. 49

Figura 7.1.3 – Sección 3D del edificio. 50

Figura 7.2.1.1.1- Panel de selección y subida del espectro objetivo. 53

Figura 7.2.1.1.2- Gráfica para comprobar el espectro objetivo. 53

Figura 7.2.1.1.3- Panel de ingreso de los parámetros esenciales. 54

Figura 7.2.1.1.4 – Espectro de Respuesta Cargado en el PEER. 55

Figura 7.2.4 - Emparejamiento espectral con sismos del PEER. 58

Figura 7.4 – Parámetros de modelación y criterio sde aceptación de rótulas plásticas. 74

Figura 7.4.1.1 – Asignación de rótulas plásticas en vigas. 76

Figura 7.4.1.2 – Asignación de rótulas plásticas en columnas. 77

Figura 7.4.2.1.1 – Evaluación de desempeño viga principal. 78

Figura 7.4.2.2.1 - Evaluación de desempeño viga principal. 79

Figura 7.4 – Deriva de historia transitoria. 82

Figura 8.1 – Niveles de desempeño sísmico. 83

Figura A.1 - Vista de Planta Típica del Modelo. I

Figura A.2 - Vista de Elevación Típica del Modelo. I

Figura B.1 – Matriz de Masa..... II

Figura B.2 – Matriz de rigidez. II

Figura B.3 - Cálculo de autovalores en X. III

Figura B.4 – Cálculo de autovalores en Y. IV

Figura B.5 – Cálculo de propiedades dinámicas. V
Figura B.6 – Combinaciones de carga. VI
Figura C.1 – Dirección URL del PEER. VII
Figura C.2 – Inicio de sección con un correo verificable. VII
Figura C.3 – Selección de la ventana NGA-West2. VIII
Figura C.4 – Seleccionar la opción de un espectro objetivo definido. VIII
Figura C.5 – Subir el espectro elástico objetivo en el PEER. IX
Figura C.6 – Cambiar la forma de la gráfica a lineal. IX
Figura C.7 – Comprobar que el espectro objetivo fue cargado correctamente y seguir con Search Records para proceder a buscar los sismos. X
Figura C.8 – Buscar en la documentación del PEER el Manual de usuario para conocer los parámetros a ingresar de los sismos. XI
Figura C.9 – Ingreso de los parámetros esenciales. XII
Figura C.10 – Cambiar la tabla de todos los espectros encontrados a ejes lineales. XIII
Figura D.1 – Definir. XV
Figura D.2 – Escoger acelerograma extraído del PEER. XV
Figura D.3 – Subir el archivo. XVI
Figura D.4 – Buscar nuestro acelerogramas. XVI
Figura D.5 – Cargar la función. XVI
Figura D.6 – Crear función de matcheo. XVII
Figura D.7- Escoger espectro de diseño. XVII
Figura D.8 – Escoger nuestros acelerogramas. XVII
Figura D.9 – Analizar interfaz. XVIII
Figura D.10 – Ejecutar el Match TIME HISTORY. XVIII
Figura D.11 – Obtención de resultados. XVIII

Figura E.1 – Seleccionar tipo de objeto. XIX
Figura E.2 – Seleccionar tipo de viga. XIX
Figura E.3 – Asignar rótulas a los miembros. XIX
Figura E.4 – Relación con la longitud clara. XX
Figura E.5 – Correr el proceso. XX
Figura E.6 – Carga a columnas. XXI
Figura E.7 – Correr. XXI
Figura F.1 – Definir casos de carga. XXII
Figura F.2 – Escoger caso TIME HISTORY). XXII
Figura F.3 – Escoger el subtipo Nonlinear Modal FNA. XXIII
Figura F.4 – Aplicar caso de carga. XXIII
Figura F.5 – Guardar y analizar el comportamiento de la edificación. XXIII

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 6.1 – Secciones de vigas y columnas. 30
Tabla 6.4.3- Extracción de rigidices en los ejes X e Y. 34
Tabla 6.4.4 – Masas participativas. 35
Tabla 6.4.5- Extracción de desplazamientos en los ejes X e Y. 37
Tabla 6.5.3.1 - Aceleración espectral modal reducida. 41
Tabla 6.5.3.2 - Fuerza Sísmica Lateral. 41
Tabla 6.5.3.3 - Cortante de Diseño sísmico en X e Y. 41
Tabla 6.5.5.1 - Escalado de aceleraciones modales y fuerzas sísmicas. 43
Tabla 6.5.5.2 - Fuerza Sísmica Lateral Escalada. 43
Tabla 6.5.5.3 - Cortante de Diseño Sísmico en X e Y escalado. 43
Tabla 6.5.5.4 - Desplazamientos elásticos. 44

Tabla 6.5.5.5 - Desplazamientos inelásticos. 44
Tabla 6.5.5.6 - Derivas de piso. 44
Tabla 6.5.6 - Resumen de distorsiones. 45
Tabla 6.5.6.2 – Efecto P-Δ. 46
Tabla 7.2.1.1.5 - Sismos encontrados por PEER. 55
Tabla 7.2.3 – Ratios de las masas participativas Caso RITZ. 57
Tabla 7.3.1.1 - Desplazamientos Managua A. 60
Tabla 7.3.1.2 – Desplazamientos INPVALL.H A. 60
Tabla 7.3.1.3 – Desplazamientos INPVALL.H B. 61
Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos super B. 61
Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos ERZICAN. 62
Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos KOBE. 62
Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos TOTTORI. 63
Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos PARK2004 A. 63
Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos PARK2004 B. 64
Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos DARFIELD. 64
Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos 4910. 65
Tabla 7.3.2.1 – Cortantes Managua A. 66
Tabla 7.3.2.2 – Cortantes INPVALL.H A. 67
Tabla 7.3.2.3 – Cortantes INPVALL.H B. 67
Tabla 7.3.2.4 – Cortantes super B. 68
Tabla 7.3.2.4 – Cortantes ERZICAN. 68
Tabla 7.3.2.4 – Cortantes KOBE. 69
Tabla 7.3.2.4 – Cortantes TOTTORI. 69
Tabla 7.3.2.4 – Desplazamientos PARK2004 A. 70

Tabla 7.3.1.4 – Cortantes PARK2004 B. 70
Tabla 7.3.2.4 – Cortantes DARFIELD. 71
Tabla 7.3.2.4 – Cortantes 4910. 71
Tabla 7.4.1 – Resultados de algunos sismos. 80
Tabla 12.12.1- Deriva permisible Δa. 81
Tabla 7.4.1 – Derivas permitidas. 81
Tabla 7.4.2 – Derivas transitorias. 82
Tabla 2.3 – Objetivo de Rendimiento Básico Equivalente a los Nuevos Estándares de Construcción (BPON). 84
Tabla B.1 - Set de cargas extraídas. VI
Tabla C.1 – Identificar los Parámetros del buscador. XII
Tabla C.2 – Descargar los datos de los sismos. XIII
Tabla C.3 – Filtración de sismos según las estaciones, magnitudes, lugares y unidades de medida. XIV

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 7.3.1 – Desplazamientos en X. 65
Gráfico 7.3.2 – Desplazamientos en Y. 66
Gráfico 7.3.4 – Cortantes basales del edificio en X. 72
Gráfico 7.3.5 – Cortantes basales del edificio en Y. 72

I. INTRODUCCIÓN

El estudio sísmico, es una aplicación determinante en la construcción, conocer el territorio permitirá tomar consideraciones óptimas para el diseño y ejecución de las obras, por ende, estudiar la sismicidad de una zona, se potencia como el factor determinante en las construcciones, principalmente, si se trata de zonas con actividades sísmicas altas, puesto que, se vuelven vulnerables y el trato al diseño de las estructuras, debe ser riguroso y detalladamente planificados.

Los edificios con estructura de acero, se han posicionado como una solución estructural implementada en el área constructiva, gracias a las propiedades que posee como su resistencia, ductilidad y capacidad, sin embargo, para asegurar un buen desempeño para enfrentar terremotos, es necesario someterlos a estrictos análisis y evaluaciones que determinen el comportamiento de estos bajo condiciones extremas, este estudio se basa en la evaluación de desempeño sísmico.

El análisis de desempeño sísmico es un aspecto crucial en el diseño y seguridad estructural de edificaciones, especialmente en zonas con alta actividad sísmica como la ciudad de Managua, ubicada en la región del Pacífico de Nicaragua. Esta ciudad se ve afectada por la proximidad a diversas fallas geológicas activas, el proceso de subducción entre las Placas Tectónicas Coco y Caribe, así como la extensión volcánica de la “Cadena de Fuego del Pacífico”. En este contexto, se someterá a un análisis de desempeño sísmico un edificio de acero de 8 niveles, con pórticos resistentes a momentos (Ver Anexos, Figura 1 y 2, pág. I), con funcionalidad esencial, utilizando el método de análisis dinámico no lineal TIME-HISTORY. Este enfoque permitirá evaluar el comportamiento estructural del edificio frente a eventos telúricos, proporcionando una visión detallada de su desempeño ante las condiciones sísmicas específicas de la región. El objetivo es analizar cómo la estructura responde ante diferentes escenarios sísmicos, asegurando la integridad y seguridad del inmueble en situaciones de alto riesgo sísmico.

II. ANTECEDENTES

A lo largo del tiempo se han desarrollado diversos métodos para la evaluación estructural con el propósito de incrementar la seguridad de las edificaciones y proteger la vida humana frente a eventos sísmicos. Estas metodologías permiten estimar el comportamiento de las estructuras ante las fuerzas laterales generadas por los terremotos, las cuales producen esfuerzos y deformaciones en los elementos estructurales. Por ello, los ingenieros y especialistas han buscado continuamente mejorar la precisión de los análisis mediante el uso de técnicas y herramientas cada vez más avanzadas.

Como parte del crecimiento tecnológico y la necesidad de mejorar los estudios de ingeniería estructural en Nicaragua, diversos autores han implementado el método TIME-HISTORY para evaluar el desempeño sísmico de edificaciones.

Pavón, Carlos y Pérez, Saúl (2018) efectuaron el trabajo de “Análisis comparativo entre el desplazamiento calculado con el método de análisis modal espectral (lineal) y el calculado con el método de análisis TIME-HISTORY (no lineal) aplicados al condominio edificio norte de la ciudad de Managua”, donde atribuyeron que los datos obtenidos por el método TIME-HISTORY fueron más satisfactorios en comparación al método de análisis lineal, debido a que estos últimos consideran la degradación de la rigidez de los materiales a lo largo del tiempo.

Genie, Guido y Gómez (2021) realizaron su trabajo monográfico en “Diseño basado en el desempeño estructural de un edificio esencial sismo resistente de acero, de ocho niveles emplazado en la ciudad de Managua”, donde concluyeron que el edificio obtuvo un comportamiento óptimo y de posible ocupación inmediata en caso de un terremoto similar al ocurrido en Managua 1972, recomendando que al ser todo el territorio nacional de zona de alta sismicidad, es necesario incorporar los análisis no lineales y filosofías de desempeño estructural en el RNC-07.

III. JUSTIFICACIÓN

Nicaragua es un territorio altamente sísmico, cuenta con una línea volcánica que hace parte de la famosa cadena de fuego del Pacífico de América que abarca desde Chile hasta Canadá, agregado a ello, geográficamente se encuentra ubicada en el borde de la placa Caribe, donde la Placa Coco realiza el proceso de subducción, causando así, eventualidades sísmicas que afectan a gran parte del territorio nicaragüense y sus pobladores, un ejemplo de ello, según Algermissen, 1974, es el terremoto de 1972, el cual generó grandes estragos en la capital, y ha quedado como un punto de inflexión para dar enfoque y estudiar mediante esta gran eventualidad, para futuras infraestructuras a realizar. (Segura, 2025)

La predisposición de una infraestructura a sufrir daños por efectos telúricos, está directamente relacionada con la composición o estructuración del mismo. Conocer y estudiar el riesgo sísmico, permitiría prevenir los posibles daños hacia la estructura, del cual, se obtendrían mejores propuestas para la conformación del mismo, e implementar sistemas o estrategias para aminorar los daños provenientes de los eventos telúricos. Conocer las capacidades y la eficiencia de un edificio, es el punto clave para el diseño y ejecución de una infraestructura, esto es posible gracias a la evaluación de desempeño.

La evaluación de desempeño permite enfrentar una estructura ante una demanda específica inducida por una fuerza sísmica para comprender el comportamiento del mismo y las habilidades que posee frente a dicha eventualidad. “Mediante esta metodología se determina la capacidad que tiene la estructura ante determinada solicitación espectral de una norma o de un sismo real, de modo que se puede realizar predicciones del comportamiento sísmico de la estructura” (Pérez Mundaca, 2019).

IV. OBJETIVOS

4.1. Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico de un edificio de acero en Managua con Pórticos Resistentes a Momentos (SMF), haciendo uso del método dinámico no lineal.

4.2. Objetivos Específicos

1. Analizar el edificio de acero mediante el análisis dinámico lineal, aplicando la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSCM 22), usando el software ETABS.
2. Determinar la respuesta no lineal dinámica del edificio de acero usando el método de análisis dinámico no lineal “TIME HISTORY”, haciendo uso de la normativa FEMA P695 y la ASCE 7-22.
3. Efectuar la evaluación de desempeño sísmico de un edificio de acero en Managua, usando la normativa ASCE 41-17 y ASCE 7-22.

V. MARCO TEÓRICO

5.1. Sismicidad

Los sismos son una liberación de energía que se propaga en forma de ondas a través de la tierra provenientes de los desprendimientos de rocas internas, la subducción entre dos placas tectónicas o la erupción de los volcanes (Argentina.gob.ar, s.f.). Según la Real Academia Española (RAE), la sismicidad "es la frecuencia e intensidad de los sismos en una zona" (2024); la sismicidad es la cuantificación de la actividad sísmica tomada desde un punto específico o de referencia, considerando las características de los mismos: frecuencia, intensidad.

5.2. Riesgo sísmico en Managua

Los riesgos sísmicos son los peligros y efectos que pueden producirse a causa de un terremoto. Estos eventos ocurren por la liberación repentina de energía en la corteza terrestre y pueden generar daños en las estructuras, especialmente en construcciones vulnerables (Okulewicz, 2025). Tomando esto como hincapié, Ineter nos dice que:

> Nicaragua es un país sísmico en toda su extensión territorial; sin embargo, los mayores riesgos a los terremotos se encuentran en la macro región del pacífico, se reducen en la macro región del centro del país y aún más en las regiones autónomas del caribe. (2018)

5.3. Estructuras de Acero

Las estructuras de acero son ampliamente utilizadas en la construcción debido a su alta resistencia, ductilidad y capacidad de soportar grandes deformaciones sin perder su estabilidad. Este tipo de estructuras se caracteriza por su ligereza en comparación con otros materiales, lo que les permite resistir mejor las fuerzas sísmicas al reducir el peso total de la edificación.

Las estructuras de acero deben cumplir con estrictos estándares de diseño para garantizar su seguridad y desempeño adecuado bajo cargas sísmicas. De acuerdo con la Especificación ANSI/AISC 360-16, Página 76, "El diseño estará basado en el principio que cuando la estructura es sometida a las combinaciones

de carga apropiadas, ningún estado límite aplicable, resistente o de servicio será excedido" (2010).

5.3.1. Propiedades del acero

El acero posee propiedades mecánicas que lo hacen ideal para soportar diversas cargas y condiciones extremas, entre sus principales características destacan:

- Fluencia: Es el proceso mediante el cual un material (como el caso de los metales), al estar sometido a estados de tensión, sufre deformaciones permanentes cuando se somete a una carga constante que supera su límite elástico.
- Resistencia a temperaturas elevadas: Es común utilizar recubrimientos ignífugos (resistente al calor) y diseñar estructuras con elementos que proporcionen resistencia al fuego, asegurando que mantengan su integridad durante eventos extremos.
- Ductilidad: Es la capacidad del acero de deformarse plásticamente sin perder su capacidad portante. Esta propiedad es fundamental en el diseño sismorresistente, ya que permite que los edificios de acero absorban y disipen energía sísmica sin fallar de forma frágil.
- Tenacidad: La tenacidad del acero es la capacidad de absorber energía sin fracturarse. Esta es otra propiedad vital en situaciones sísmicas, ya que el material debe poder resistir impactos y cargas repetitivas.

5.3.2. Comportamiento de las estructuras de acero ante movimientos sísmicos

Las estructuras de acero presentan un comportamiento beneficioso ante movimientos sísmicos debido a sus propiedades mecánicas, como alta resistencia y ductilidad. Estas características permiten que las estructuras absorban y disipen energía sísmica, reduciendo el riesgo de colapso. La rigidez de las conexiones y la adecuada distribución de las cargas, son elementos críticos para garantizar un desempeño efectivo. Según Crisafulli, que trata sobre el diseño de estructuras de acero para resistencia sísmica, "para asegurar el comportamiento dúctil de las estructuras es necesario suministrar adecuada ductilidad no sólo a nivel del

material, sino también a nivel seccional y de los miembros que componen el sistema (columnas, vigas, riostras, conexiones)" (2018). Esto quiere decir que, para que una estructura de acero responda adecuadamente a las fuerzas sísmicas, es crucial que se considere la ductilidad en todos los niveles de diseño y construcción.

5.3.3. Sistemas estructurales de acero

Un sistema estructural es una configuración de elementos al interior de la estructura que, individualmente, pueden soportar un determinado tipo de carga, y en conjunto garanticen la resistencia y el comportamiento que se desea en la estructura. Según (Ceballos, 2019), existen diversos tipos de sistemas estructurales, tales como:

- Sistemas a base de pórticos: Formados por vigas y columnas.
- Sistemas de muros de carga: Muros portantes de cargas, como los sistemas tradicionales de ladrillo.
- Sistemas arriostrados: Emplean refuerzos diagonales que conectan con diversos elementos de la estructura para resistir a diversas cargas y distribuirlas de manera óptima.
- Sistemas tensados: Son sistemas que utilizan cables o tensores para transmitir las fuerzas, tan cual, los puentes colgantes.
- Sistemas duales: Hacen uso de diferentes sistemas para lograr una mejor eficiencia.

5.3.4. Sistemas a base de pórticos

Los sistemas estructurales de este tipo, están compuestos por marcos rígidos formados por vigas y columnas unidas, rigidizando el sistema. Este tipo de sistema está diseñado para soportar tanto cargas verticales (como su propio peso) como cargas horizontales (como el viento y los sismos). Este tipo de sistemas es utilizado cuando se le desea dar mayor aprovechamiento a los interiores, brindándole mayor esteticidad al mismo, evitando elementos diagonales perceptibles.

5.3.4.1. Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF).

Los Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF**)**, son un sistema estructural más simple y con menor capacidad de ductilidad, adecuado para zonas con demandas sísmicas menores. Los requisitos de diseño y conexión son menos rigurosos en comparación con los SMF, lo que los hace más económicos, pero también menos eficientes en la disipación de energía durante un sismo. (Acero, 2010)

5.3.4.2. Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF).

(H. Ramezansefat, 2012) Hablan de que “Los pórticos de momento intermedio (IMF) soportan deformaciones inelásticas limitadas en sus miembros y conexiones cuando se los somete a fuerzas resultantes del movimiento del suelo de un terremoto”.

5.3.4.3. Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF).

Los sistemas de Pórticos Especiales a momentos (SMF) se esperan que sean diseñados de acuerdo a condiciones que proporcionen una capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia por flexión de las vigas SMF y la fluencia limitada de las zonas de los paneles de las columnas. Excepto cuando se permita lo contrario en esta sección, las columnas se diseñarán para que sean más fuertes que las vigas o vigas principales completamente cedidas y endurecidas por deformación. Se permite la fluencia por flexión de las columnas en la base. (Acero, 2010) (Castillo, 2025)

5.4. Análisis Estructural

El análisis estructural, a gran escala, se encarga de calcular y analizar, como su nombre lo indica, los efectos potenciados por las cargas o las fuerzas internas de una estructura, siendo de vital importancia para percibir el comportamiento y el impacto que estas fuerzas pueden imponerle a la estructura, de modo que, facilita la optimización de los recursos y la modelación del mismo, para que sea capaz de cumplir con las normativas y parámetros requeridos para resistir las cargas que se espera que soporte. (Castillo, 2025)

5.4.1. Métodos lineales de Análisis Sísmicos

El método de análisis estructural lineal, supone a la relación entre las cargas que se le aplican a la estructura y a la respuesta de la misma como proporcionales, lo que indica que, si se aumenta la carga, el esfuerzo lo hará de la misma manera, simplificando su ejecución, siempre y cuando las deformaciones sean pequeños, lo que genera una limitante en este método, puesto que no es capaz de identificar los efectos a grandes escalas de las deformaciones y respuestas del sistema.

> En este procedimiento se definen estados de fuerzas laterales estáticas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos, proporcionando buena aproximación de la capacidad elástica y de la primera cedencia, pero no pueden predecir mecanismos de falla, ni tomar en cuenta la redistribución de fuerzas en el progreso de la cedencia. (Guevara, Osorio , & Vargas, 2006.)

5.4.1.1. Método Estático Lineal.

El método de análisis estático, se responsabiliza en determinar la respuesta de la estructura ante cargas aplicadas a la misma de manera gradual y constante es un intervalo de tiempo, sin involucrar efectos dinámicos como movimientos vibracionales o bruscos. Este método implica la modelación de la estructura, para posteriormente determinar las reacciones en las conexiones y apoyos que equilibran el sistema, el cálculo de las fuerzas internas, la comprobación de las deformaciones y los criterios de fallas y estabilidad.

El análisis estático es un tipo de análisis estructural que se utiliza para determinar la capacidad de carga de la estructura. Asimismo, este se utiliza para determinar la capacidad de carga de estructuras como puentes y edificios, que no tienen partes móviles. Cuando se diseña una estructura, el diseñador a menudo utilizará el análisis de elementos finitos para predecir la capacidad de carga de la estructura con un programa de computadora. Sin embargo, no hay garantía de que esta predicción sea precisa o que cualquier error o imprecisión en el diseño no pueda resultar en un desastre. El análisis de elementos finitos y la simulación de tensión se utilizan para determinar la capacidad de carga. (Incober, 2022)

5.4.1.2. Método Dinámico Lineal (Modal Espectral).

Este análisis se encarga del diseño, principalmente sísmico, haciendo uso del análisis modal, que descompone la respuesta estructural en sus modos de vibración, y el análisis espectral, que, mediante un espectro de respuesta sísmica, evalúa el comportamiento.

El llamado análisis modal aprovecha las propiedades de los modos de vibración para reducir el problema de resolver un sistema acoplado de n ecuaciones diferenciales al de n ecuaciones diferenciales desacopladas. El concepto fundamental es que, en un instante dado, los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad pueden expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales, puesto que los mismos constituyen un conjunto completo. (Flores Ramos & Balmaceda Loáisiga, 2022)

5.4.2. Métodos no lineales de Análisis Sísmicos

En el caso de esta metodología, a diferencia de la lineal, no considera que la respuesta sea proporcional a la carga aplicada, siendo aplicable para estructuras cuyas respuestas de deformación son más grandes, obteniendo cambios en su geometría y los materiales que lo componen, llevándolo hasta su rango plástico. Es un método más preciso y realista que le método lineal, ya que considera todas las características y fenómenos de los elementos involucrados. Es uno de los

métodos más populares y ampliamente utilizados en la evaluación del desempeño sísmico de estructuras.

> Cuando un edificio se somete a movimientos del terreno debido a las demandas sísmicas, éste experimenta desplazamientos laterales y deformaciones en sus elementos. Para respuestas de pequeña amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que, para respuestas de mayor amplitud, las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación experimenta daños considerables. Entonces la mejor estimación de la respuesta global de la estructura ante movimientos sísmicos y de la demanda en sus componentes individuales, se obtiene recurriendo a sofisticados procedimientos de análisis no lineal, cuyos resultados tienden a ser altamente sensibles a pequeños cambios del comportamiento de sus componentes y a las características del movimiento utilizado. (Guevara, Osorio , & Vargas, 2006.)

5.4.2.1. Método Estático No Lineal (Pushover).

Es un tipo de análisis incremental no lineal, donde se aplican cargas laterales progresivamente sobre la edificación bajo un patrón definido, llevándolo a su estado límite como el colapso o la capacidad máxima establecida. Con este parámetro focal, se pueden identificar las áreas vulnerables de la estructura, permitiendo analizar la respuesta de los elementos del sistema, bajo las deformaciones fuera del rango elástico.

> El pushover es un método de análisis estático-no lineal en el cual una estructura está sujeta a una carga de gravedad y un patrón de carga lateral monótona controlada por desplazamiento que aumenta continuamente mediante un comportamiento elástico e inelástico hasta alcanzar una condición final. La carga lateral puede representar el rango de cortante basal inducido por la carga sísmica, y su configuración puede ser proporcional a la distribución de masa a lo largo de la altura del edificio,

formas modales u otros medios prácticos. (Computer and Structures, Inc, s.f.)

5.4.2.2. Método Dinámico No Lineal (TIME-HISTORY).

Cuando una estructura requiere de un estudio más exacto y aproximado al comportamiento sísmico de la misma, se recurre a la utilización del método estructural “TIME-HISTORY”, puesto que, dicho método somete a la estructura a un sismo real sintetizado, tomando como guía un análisis no lineal histórico en el tiempo, para apreciar el comportamiento lo más realista posible, simulándolo sobre la estructura.

> En un análisis Tiempo-Historia lineal podemos darnos una idea de cuánto tendrá que resistir nuestra estructura y por cuanto tiempo en estado de fluencia, siempre y cuando conozcamos el punto mencionado. Por ser lineal este análisis las condiciones de la estructura no cambiarán conforme va pasando el tiempo, por ello, aunque conozcamos el tiempo del desplazamiento máximo, si este está después del punto de fluencia será engañoso y posiblemente el punto de fluencia encuentre antes. Con un análisis Tiempo Historia No Lineal, podremos darnos una idea más clara ya que incorpora las propiedades inelásticas de los materiales. La principal diferencia es que el sismo, sólo puede ser modelado usando una función de historias en el tiempo, el cual implica una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio. (Flores Ramos & Balmaceda Loáisiga, 2022)

5.5. Método de Análisis TIME-HISTORY

El análisis “TIME-HISTORY” o “Tiempo Historia”, es una metodología avanzada en el análisis estructural, puesto que se encarga de la simulación de una estructura bajo cargas variables en el tiempo, proporcionando una evolución detallada de la respuesta en cada instante del espectro. Se aplica, principalmente, para evaluar cómo sería el comportamiento de la estructura en situaciones extremas como los eventos sísmicos; involucra el modelado estructural, aplicándole un acelerograma, del cual se toma de un registro sísmico, este puede ser escalado para simular una intensidad mayor o menor para posteriormente obtener la respuesta completa en función del tiempo (desplazamientos, esfuerzos) y se comparan los resultados con las normativas debidas. Dentro de las ventajas que posee, como mencionan (Genin & Garcés, S.L, 2025):

- Mayor precisión en comparación a otros métodos de análisis estructural.
- Uso de datos reales (sismos registrados).
- Compatibilidad con diseño basado en desempeño.

5.5.1. Fundamentos del método

Haciendo uso de este método, se puede idealizar la habilidad del edificio y la duración en fluencia del mismo, ya que, al ser sometido a un acelerograma, permite identificar con mayor precisión el posible comportamiento, dando como resultado la aproximación de la resistencia requerida. En análisis dinámico no lineal “TIME-HISTORY”, es, actualmente, el método más eficaz y preciso para la predicción de la respuesta estructural con la variación de intensidades. Para la adecuación de este método, se recomienda la utilización de diversos registros históricos de aceleraciones del suelo.

Cuando se desea ejecutar una edificación, es de vital importancia conocer el posible comportamiento del mismo, tomando en cuenta las condiciones del terreno en el cual se cimentará, como el azotamiento por eventos sísmicos, para posteriormente identificar los puntos débiles del mismo, las zonas críticas, primordialmente para evitar daños o fallas que perturban la resistencia requerida.

La aplicación de este análisis es importante y determinante para todas aquellas estructuras expuestas a cargas de carácter dinámico (vibraciones y/o aceleraciones), que generan un impacto significativo; entre los aspectos fundamentales para su aplicación, tenemos:

- Precisión en la evaluación de la respuesta real en el periodo de tiempo determinados.
- Análisis detallado de las zonas críticas en las estructuras.
- Diseños sismorresistentes.
- Cumplimiento normativo.

A su vez, “TIME-HISTORY” brinda diversos objetivos que involucran su utilización en el diseño estructural, como:

- Evaluación de la seguridad y la eficiencia estructural.
- Predicación de las respuestas ante aceleraciones impuestas.
- Evaluación del comportamiento elástico y plástico de sus elementos.
- Simulación de escenarios (con acelerogramas sintéticos).

El método “TIME-HISTORY” es fundamental para el diseño, análisis y optimización de estructuras sometidas a cargas dinámicas. Su capacidad de capturar la respuesta real y temporal de una estructura lo convierte en una herramienta indispensable, especialmente en regiones con alta actividad sísmica o en proyectos que involucran estructuras de gran complejidad. (Núñez, Ruiz, & Cortés, 2021)

5.5.2. Método de Integración Directa

El análisis estructural “TIME-HISTORY”, hace uso de métodos como el de Integración Directa o el FNA (Fast Nonliner Analysis). En el caso del método de Integración Directa, involucra ecuaciones de movimientos de sistemas dinámicos para la obtención de la evolución temporal de las respuestas estructurales, tomando en cuenta la no linealidad de los elementos que conforman el sistema, permite obtener una visualización detallada de la evaluación temporal de las estructuras sometidas a condiciones extremas.

El análisis de historia-tiempo de integración directa es un método de análisis dinámico no lineal en el que las ecuaciones de equilibrio del movimiento se integran completamente a medida que una estructura se somete a una carga dinámica. El análisis implica la integración de propiedades y comportamientos estructurales en una serie de pasos de tiempo que son pequeños en relación con la duración de la carga. La ecuación de movimiento bajo evaluación se da de la siguiente manera: $M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t)$. (Mike Abell, 2012)

5.5.3. Fast Nonliner Analysis (FNA)

Al igual que el método de Integración Directa, este, es un método empleado en los casos complejos como los de análisis estructural no lineal “TIME-HISTORY”, este, es una aplicación modal, diseñado para obtener la resolución de manera óptima sobre los comportamientos estructurales no lineales, evalúa de manera sísmica y dinámica las estructuras de gran escala, permitiendo obtener resultados precisos en menor tiempo.

Es un método de análisis modal útil para la evaluación estática o dinámica de sistemas estructurales lineales o no lineales. Debido a su formulación computacionalmente eficiente, FNA es muy adecuado para el análisis de historia-tiempo y, a menudo, se recomienda en lugar de aplicaciones de integración directa. Durante la aplicación FNA dinámica-no lineal, los modelos analíticos deben, según (Mike Abell 2012):

- Sea principalmente lineal-elástico.
- Tener un número limitado de miembros no lineales predefinidos.
- Comportamiento no lineal agrupado dentro de objetos de enlace.

5.5.4. Registros Sísmicos

Los registros sísmicos son representaciones gráficas de la captación de una aceleración en el suelo, reconocidos por los diversos instrumentos de registros como los acelerógramos o sismógrafos, los cuales capturan las ondas emitas por la eventualidad (sismo, erupción, explosiones) en un rango de tiempo.

Los sismos son registrados en las Estaciones Sismológicas, las ondas producidas viajan a través del suelo, los instrumentos de registro sísmico detectan dichas ondas, para posteriormente determinar la hora, el epicentro, la profundidad y la magnitud que posee el sismo.

Los registros sísmicos resultan de gran importancia para el diseño sismorresistente, puesto que, dichos registros permiten replicar las condiciones de sismos ocurridos y aplicarlos en forma de espectro para determinar el comportamiento de una estructura al someterle dicha fuerza, para diseñarlos de manera óptima, eficiente y seguros, a su vez, permiten mitigar los riesgos, la alerta anticipada y la reducción de pérdidas humadas y daños materiales. (Chuy Rodríguez, 2013)

5.5.5. Acelerogramas

Un acelerograma es una representación en el tiempo sobre la aceleración experimentada en el suelo en un punto determinado durante un evento sísmico mediante un acelerógrafo, el cual registra los cambios abruptos de velocidades en el suelo en un lapso de tiempo, lo cual permite el análisis de las ondas provenientes de los sismos. Las características de los acelerogramas están determinadas por los componentes y la función que posee, este cuenta con ejes que determinan el tiempo (eje vertical) y la aceleración (horizontal). Loa acelerogramas capturan el movimiento por medio de los instrumentos instalados en las estaciones de monitoreo sísmico, detectando las aceleraciones que posteriormente se convertirán en datos digitales para su almacenamiento y análisis. (Piedra, 2018)

5.5.6. Sismos característicos

Se les denomina sismos característicos a aquellos cuyos datos son similares tanto en magnitud, como en patrones similares de tiempo. Estos tipos de sismos pueden darse por el comportamiento que poseen las fallas o la geografía misma de la zona, llegando a ser un poco predecible. Las características que poseen este tipo de sismos son las localizaciones repetitivas y las magnitudes similares. En el caso

de Nicaragua, los Sismo Característicos provienen principalmente de tres fuentes geológicas, (Carvalho & Salmerón, 2016):

- Zona de Subducción: En las costas del Pacífico, donde las Placas Coco y Caribe se chocan, produciendo sismos de gran relevancia en el país.
- Cadena Volcánica: La actividad en algunos de los volcanes que forman parte de la Cadena de Fuego del Pacífico, generan actividad sísmica.
- Fallas locales: fallas activas en la ciudad de Managua, lo que aumenta la vulnerabilidad de la zona (Ver Anexos, Figura 9, pág.V).

Siendo estos, la gran representación de la constante amenaza sísmica a la que está sometido el país, lo que nos da hincapié para el estudio, preparación y diseño adecuado y a profundidad sobre la sismicidad de Nicaragua (Ver Anexos, Figura 8, pág.V) y prever las consecuencias en post de uno de estos eventos como el terremoto ocurrido en 1972 del cual conocemos su acelerograma (Ver Anexos, Figura 7, pág.IV).

5.5.7. Normativas

5.5.7.1. FEMA P695.

El método dinámico no lineal TIME HISTORY, se usa para evaluar la capacidad de colapso y la relación de margen de colapso en modelos arquetipos, se lleva a cabo con la utilización de diferentes intensidades de movimientos sísmicos y una combinación de carga de gravedad para obtener el comportamiento no lineal de las estructuras. La metodología da un enfoque conocido como el Procedimiento de Evaluación de desempeño sísmico (SCP), donde se toman en cuenta factores de diseño sismorresistentes para diferentes tipos de estructuras, como las estructuras de acero. Esta normativa es esencial para la verificación sísmica de las estructuras asegurando que cumplan con los criterios de seguridad antes eventos telúricos. (FEMA P-695, 2019)

5.5.7.2. ASCE 7-22.

Dicha normativa nos muestra la importancia del método dinámico no lineal TIME HISTORY, ya que proporciona una análisis detallado y preciso del comportamiento de las estructuras bajo movimientos de suelos reales o a base de una simulación. La ASCE 7-22 aplica esta metodología, ya que acude a registros de terremotos reales en el modelo estructural, pueden ser históricos y ajustados para ser representativos en la región, para ver el comportamiento de la estructura en cada momento a lo largo del evento sísmico, teniendo en cuenta la plasticidad, fisuras y otros comportamientos no lineales de los materiales. (ASCE 7-22, 2019)

5.5.7.3. ASCE 41-17.

La normativa ASCE 41-17 habla de que el método dinámico no lineal TIME HISTORY incluye criterios de evaluación de la capacidad de un edificio para resistir terremotos, basados en modelos de análisis sísmicos no lineal, optando con que este método es uno de los más detallados para evaluar el comportamiento de cada elemento estructural y no estructural. La ASCE 41-17 toma en cuenta y con importancia la selección y escalamiento apropiado de los registros sísmicos para presentar adecuadamente las condiciones de sitio del edificio, donde sugiere tomar varios registros para tener una variabilidad en la respuesta estructural. (ASCE 41-17)

VI. ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL

Para el desarrollo del presente trabajo, se tomará como base el edificio teórico previamente diseñado en la monografía titulada “Diseño basado en el desempeño estructural de un edificio esencial sismo resistente de acero, de ocho niveles emplazado en la ciudad de Managua” (Genie, Guido y Gómez, 2021). A partir de dicho diseño, se retomarán los parámetros geométricos, propiedades estructurales, distribución de cargas y pesos considerados en la investigación original, con el propósito de realizar la evaluación estructural correspondiente bajo las condiciones planteadas en este estudio. La utilización de esta referencia permite mantener coherencia en las características del modelo analizado, garantizando que los valores empleados provengan de un diseño previamente establecido y contextualizado para la ciudad de Managua.

6.1. Descripción de la Edificación

Retomando lo anteriormente descrito, el edificio objeto de estudio corresponde a una estructura teórica diseñada para uso gubernamental, proyectada para emplazarse en la ciudad de Managua. Para su modelación y análisis se consideró una condición de suelo Tipo C, de acuerdo con las disposiciones establecidas en la NSCM-22. La edificación está conformada por ocho (8) niveles, con una altura entre pisos de 3.50 m, manteniendo una configuración geométrica regular a lo largo de la estructura.

En cuanto al sistema estructural, el edificio presenta elementos de acero conformados por tres tipos de vigas y un único tipo de columna, cuyas características y secciones se detallan posteriormente en la Tabla 6.1. Estos elementos fueron retomados del diseño original de referencia, permitiendo conservar la coherencia estructural necesaria para la evaluación del desempeño sísmico desarrollada en la presente investigación.

Características generales:

- Uso principal: Uso Gubernamental.
- Condición del suelo Tipo C.

Tabla 6.1 – Secciones de vigas y columnas.

Vigas	Área
W18x40	0.007613
W8x10	0.001901
W10x12	0.002284
Columnas	**Área**
W24x335	0.063419

Fuente: Elaboración propia.

6.2. Sistema estructural de la edificación

El sistema estructural de la edificación está conformado por pórticos de acero resistentes a momento, los cuales constituyen el principal mecanismo de resistencia frente a cargas gravitacionales y acciones laterales. Este sistema proporciona la rigidez, resistencia y estabilidad necesarias para soportar las solicitaciones generadas por eventos sísmicos.

De acuerdo con la clasificación establecida en la Tabla 5.5.1 de la NSCM-22, este sistema estructural permite determinar los parámetros fundamentales para el análisis y diseño sísmico de la edificación, entre ellos el coeficiente de modificación de respuesta (R), el factor de sobrerresistencia (Ω_0) y el factor de amplificación de desplazamientos (Cd). Estos parámetros son empleados en la caracterización estructural del edificio y constituyen la base para el desarrollo del análisis lineal, la evaluación de las fuerzas sísmicas de diseño y la verificación del desempeño estructural conforme a los requisitos normativos aplicables.

6.3. Materiales del sistema estructural

Pórticos: Incluyen columnas y vigas de acero, diseñados conforme a las normativas aplicables. Este sistema es adecuado para las condiciones del suelo especificadas y cumple con los estándares requeridos para garantizar seguridad y funcionalidad.

6.4. Propiedades dinámicas

Las propiedades dinámicas que se presentan a continuación corresponden al modelo estructural desarrollado en el software ETABS, a partir del cual se realizó la extracción de los parámetros necesarios para el análisis. Dicho modelo fue construido considerando las propiedades mecánicas de los materiales, las secciones de los elementos estructurales y los pesos asociados a cada uno de los miembros, de manera que la masa y rigidez del sistema fueran representativas del comportamiento global de la estructura. En consecuencia, los valores obtenidos reflejan la contribución conjunta de los distintos elementos modelados y constituyen la base para la evaluación del desempeño dinámico y sísmico del sistema estructural.

6.4.1. Pesos sísmicos

Con el propósito de caracterizar el comportamiento dinámico de la estructura, se desarrolló un modelo tridimensional en ETABS a partir de la geometría y las especificaciones estructurales definidas en la monografía de diseño de referencia. En dicho modelo se incorporaron las propiedades de los elementos resistentes, incluyendo vigas, columnas, entrepisos, y demás componentes permanentes de la edificación, así como los pesos asociados a acabados, revestimientos cerámicos y otras cargas muertas consideradas en el diseño y cargas vivas. A partir de esta representación estructural, el software realizó la distribución automática de masas y la determinación de los pesos sísmicos de cada nivel, permitiendo obtener parámetros globales tales como masas sísmicas, centros de masa, rigideces y propiedades dinámicas de la edificación. Los resultados obtenidos se presentan a continuación y constituyen la base para la caracterización estructural del modelo analizado.

$\boldsymbol{W_{n1}} = 369.42969\ tonf$

$\boldsymbol{W_{n2}} = 369.42969\ tonf$

$\boldsymbol{W_{n3}} = 369.42969\ tonf$

$\boldsymbol{W_{n4}} = 369.42969\ tonf$

$\boldsymbol{W_{n5}} = 369.42969\ tonf$

$\boldsymbol{W_{n6}} = 369.42969\ tonf$

$\boldsymbol{W_{n7}} = 369.42969\ tonf$

$\boldsymbol{W_{n8}} = 267.92724\ tonf$

Peso sísmico total,

$$\boldsymbol{W_{ntotal}} = 369.42969tonf + 369.42969tonf + 369.42969tonf + 369.42969tonf + 369.42969tonf + 369.42969tonf + 369.42969tonf + 267.92724tonf$$

$\boldsymbol{W_{ntotal}} = 2853.935\ tonf$

6.4.2. Masas sísmicas

La masa sísmica representa la cantidad de masa que participa en el movimiento de la estructura durante la ocurrencia de un evento sísmico. De acuerdo con los criterios de diseño sísmico, esta se determina a partir de la suma de las cargas permanentes y de la porción de las cargas variables que la normativa establece como participantes en la respuesta sísmica. En el presente estudio, la masa sísmica fue obtenida mediante el modelo estructural desarrollado en ETABS, en el cual se incorporaron los pesos propios de vigas, columnas, losas, elementos de cubierta, acabados, revestimientos y demás componentes considerados en la configuración estructural de la edificación.

La determinación de la masa sísmica es fundamental debido a que las fuerzas de inercia inducidas por un sismo son directamente proporcionales a la masa de la estructura. Asimismo, la distribución de masas en altura influye en las propiedades dinámicas del edificio, tales como los períodos naturales de vibración, las formas modales y la participación modal de cada nivel. Por esta razón, la correcta definición de la masa sísmica constituye una etapa indispensable para la caracterización dinámica de la estructura.

$$\boldsymbol{M_aN_1} = 0.3767 \frac{tonf * s^2}{cm}$$

$$\boldsymbol{M_aN_2} = 0.3767 \frac{tonf * s^2}{cm}$$

$$\boldsymbol{M_aN_3} = 0.3767 \frac{tonf * s^2}{cm}$$

$$\boldsymbol{M_aN_4} = 0.3767 \frac{tonf * s^2}{cm}$$

$$\boldsymbol{M_aN_5} = 0.3767 \frac{tonf * s^2}{cm}$$

$$\boldsymbol{M_aN_6} = 0.3767 \frac{tonf * s^2}{cm}$$

$$\boldsymbol{M_aN_7} = 0.3767 \frac{tonf * s^2}{cm}$$

$$\boldsymbol{M_aN_8} = 0.2732 \frac{tonf * s^2}{cm}$$

Masa sísmica total,

$$\boldsymbol{M_aTotal} = \frac{0.3767 + 0.3767 + 0.3767 + 0.3767 + 0.3767 + 0.3767 + 0.3767 + 0.2732}{980.665}$$

$$\boldsymbol{M_aTotal} = 291.02 \frac{tonf * s^2}{m}$$

6.4.3. Rigideces

La rigidez estructural corresponde a la capacidad que posee la edificación para oponerse a las deformaciones producidas por la aplicación de cargas externas. Esta propiedad depende principalmente de la geometría de la estructura, de las características mecánicas de los materiales empleados y de las propiedades de las secciones de los elementos resistentes. En el modelo analizado, la rigidez es proporcionada fundamentalmente por los pórticos resistentes a momento de

acero, cuya configuración y propiedades fueron definidas en ETABS a partir de los perfiles estructurales establecidos en el diseño de referencia.

Los valores de rigidez presentados son calculados automáticamente por el software a partir de la matriz de rigidez global de la estructura, la cual integra la contribución de todos los elementos resistentes. Su determinación es de gran importancia debido a que controla la magnitud de los desplazamientos laterales, influye directamente en los períodos de vibración y condiciona la distribución de fuerzas sísmicas dentro del edificio. En el contexto de esta investigación, el conocimiento de la rigidez estructural permite comprender la respuesta dinámica esperada de la edificación y evaluar la consistencia del modelo utilizado en los análisis no lineales de historia de tiempo.

Tabla 6.4.3- Extracción de rigidices en los ejes X e Y.

Rigideces (tonf/mm)		
	Eje X	**Eje Y**
Piso 1	40.57988	50.12338
Piso 2	18.67479	22.42719
Piso 3	14.68119	17.24684
Piso 4	13.28318	15.33205
Piso 5	12.7788	14.52608
Piso 6	12.59104	14.09789
Piso 7	11.91196	13.08576
Piso 8	8.47971	9.07369

Fuente: Elaboración propia.

6.4.4. Participación modal

La participación modal de masas empleada en el presente estudio fue obtenida directamente a partir del análisis modal realizado en el software ETABS, utilizando el modelo estructural previamente definido con las propiedades geométricas, características mecánicas de los materiales, condiciones de apoyo, cargas gravitacionales y parámetros sísmicos establecidos conforme a la Norma Sismorresistente de Construcción de Managua (NSCM-22). Este parámetro permite cuantificar la contribución de cada modo de vibración a la respuesta dinámica global de la estructura, identificando aquellos modos que representan

de manera significativa el movimiento sísmico en cada dirección de análisis. La evaluación de la participación modal es fundamental para verificar que el número de modos considerados sea suficiente para representar adecuadamente el comportamiento dinámico de la edificación, garantizando que la masa modal acumulada alcance los porcentajes mínimos requeridos por la normativa para el desarrollo del análisis dinámico espectral. De esta manera, se asegura que los períodos naturales, formas modales y fuerzas sísmicas obtenidas reflejen de forma confiable la respuesta estructural ante eventos sísmicos de diseño.

Tabla 6.4.4 – Masas participativas.

TABLA DE MASAS PARTICIPATIVAS							
Case	**Mode**	**Period**	**UX**	**UY**	**SumUX**	**SumUY**	**SumRZ**
		sec					
Modal	1	1.575	0.7662	0	0.7662	0.0000	0.0000
Modal	2	1.461	0	0.758	0.7662	0.7580	0.0000
Modal	3	1.218	0	0	0.7662	0.7580	0.7532
Modal	4	0.462	0.1156	0	0.8818	0.7580	0.7532
Modal	5	0.419	0	0.1201	0.8818	0.8780	0.7532
Modal	6	0.345	0	0	0.8818	0.8780	0.8758
Modal	7	0.229	0.0518	0	0.9335	0.8780	0.8758
Modal	8	0.202	0	0.0539	0.9335	0.9319	0.8758
Modal	9	0.164	0	0	0.9335	0.9319	0.9309
Modal	10	0.136	0.0295	0	0.9630	0.9319	0.9309
Modal	11	0.118	0	0.0304	0.9630	0.9623	0.9309
Modal	12	0.095	0	0	0.9630	0.9623	0.9618

Fuente: ETABS.

Una vez verificado que la estructura satisfacía los requisitos de resistencia y capacidad establecidos para las condiciones de diseño, se procedió a efectuar el análisis modal de la edificación mediante el software ETABS. Para ello, se determinó un número suficiente de modos de vibración hasta alcanzar una participación modal acumulada superior al 90 % de la masa sísmica en cada una de las direcciones horizontales ortogonales de análisis. Este procedimiento se realizó en cumplimiento de lo establecido en la Sección 8.2.2.2 de la NSCM-22, la cual indica que el análisis debe incluir los modos necesarios para alcanzar, como mínimo, el 90 % de participación modal de la masa sísmica en cada dirección

horizontal. La verificación de este criterio garantiza que la respuesta dinámica de la estructura sea representada adecuadamente, permitiendo caracterizar de forma confiable sus propiedades dinámicas y la distribución de las fuerzas sísmicas consideradas en el análisis espectral.

6.4.5. Desplazamientos

Los desplazamientos corresponden a los movimientos experimentados por los diferentes niveles de la estructura cuando esta es sometida a acciones laterales, tales como las producidas por un evento sísmico. En el presente trabajo, los desplazamientos fueron obtenidos a partir del análisis estructural realizado en ETABS, considerando las combinaciones de carga y los procedimientos de análisis definidos para la caracterización inicial del edificio. La evaluación de los desplazamientos constituye uno de los indicadores más importantes del comportamiento estructural, ya que permite cuantificar el grado de deformación global de la edificación y verificar el cumplimiento de los límites establecidos por la normativa para garantizar la seguridad estructural y la funcionalidad de los elementos no estructurales. Adicionalmente, los desplazamientos se encuentran directamente relacionados con las derivas de entrepiso, parámetro ampliamente utilizado para evaluar posibles niveles de daño durante la ocurrencia de un sismo. Dentro del enfoque de diseño basado en desempeño adoptado en esta investigación, los desplazamientos adquieren una relevancia particular, debido a que los criterios de aceptación empleados en los análisis dinámicos no lineales se expresan generalmente en términos de deformaciones y demandas de desplazamiento. Por consiguiente, los resultados obtenidos en el análisis lineal constituyen una referencia inicial para comprender la respuesta global de la estructura.

Tabla 6.4.5- Extracción de desplazamientos en los ejes X e Y.

Desplazamientos (mm)		
	Eje X	**Eje Y**
Piso 1	5.52	4.986
Piso 2	17.012	14.747
Piso 3	30.374	26.753
Piso 4	43.491	38.77
Piso 5	55.192	49.711
Piso 6	64.963	58.988
Piso 7	72.563	66.368
Piso 8	78.247	72.06

Fuente: Elaboración propia.

Los parámetros derivados del modelo lineal, tales como los pesos sísmicos, la distribución de masas, las rigideces laterales y las propiedades modales, son fundamentales para comprender la respuesta global de la estructura ante acciones sísmicas. Aunque el objetivo principal de esta investigación se centra en la evaluación del desempeño sísmico mediante análisis dinámicos no lineales tipo TIME HISTORY, la correcta determinación de estas propiedades constituye una etapa indispensable para garantizar la adecuada representación del comportamiento estructural. En particular, la distribución de masas y rigideces influye directamente en las características dinámicas del edificio, tales como sus períodos de vibración y formas modales, las cuales condicionan la respuesta obtenida durante la aplicación de los registros sísmicos utilizados en la evaluación por desempeño.

6.5. Análisis Estático

Los parámetros empleados para la determinación del coeficiente sísmico fueron obtenidos a partir de las disposiciones establecidas en la Norma Sismorresistente de Construcción de Managua (NSCM-22), específicamente en el capítulo 6- Parámetros de la acción sísmica, clasificación de edificaciones, condiciones geotécnicas y procedimientos para el análisis sísmico de estructuras. Para la definición de dichos parámetros se consideraron las características particulares de la edificación objeto de estudio, tales como su ubicación dentro del municipio de Managua, la categoría de uso e importancia de la estructura, el sistema resistente a fuerzas sísmicas y las condiciones del suelo de cimentación. Con base en estos criterios normativos se obtuvieron los valores necesarios para la evaluación de la acción sísmica de diseño. Entre los parámetros determinados a partir de la NSCM-22 se encuentran el valor de la aceleración del terreno ($A_0=a_0*F_{as}*I$), el coeficiente de la aceleración ($\beta=2.4$), componentes que definen la forma del espectro ($p=0.8$, $q=2$), así como periodos carácterísticos del espectro de respuesta ($T_b=0.05s$,$T_c=0.3s$, $T_d=2s$) y demás coeficientes complementarios establecidos por la normativa como el factor de ajuste espectral FS para T_b y T_c. Estos valores fueron extraídos directamente de la sección 6.7 – Espectro de respuesta elástica y 6.5 – Factor de ajuste espectral por comportamiento de los suelo. La obtención de estos parámetros permitió calcular el coeficiente sísmico de diseño mediante las expresiones establecidas por la NSCM-22 para el Método de Fuerza Lateral Equivalente (FLE). Dicho coeficiente constituye la base para la determinación de las fuerzas sísmicas horizontales aplicados a la estructura y, por consiguiente, para el desarrollo del análisis estructural lineal presentado en esta investigación.

6.5.1. Coeficiente Sísmico

Figura 8.2.1.3 – Coeficiente sísmico C_s.

$$C_S = \begin{cases} \dfrac{\beta A_0}{R_o} & 0 \le T \le FS_{T_c} \cdot T_c \\ \dfrac{\beta A_0}{R_o}\left(\dfrac{F_s T_c}{T}\right)^p & FS_{T_c} \cdot T_c \le T \le T_d \\ \dfrac{\beta A_0}{R_o}\left(\dfrac{F_s T_c}{T}\right)^p \left(\dfrac{T_d}{T}\right)^q & T_d \le T \end{cases} \quad \textbf{(8.2-2)}$$

Fuente: NSCM-22.

6.5.1.1. Eje X.

$T_{fundamentalX} = T_n X_{e_1} = 1.548\ s$

$Fs_{Tc} \le T_{fundamentalX} \le T_d$

$1.333 \le 1.548 \le 2$

$$C_s X = \left(\frac{\beta * A_0}{Ro}\right) * \left(\frac{(Fs_{Tc} * Tc}{Ta}\right)^P$$

$$C_s X = \left(\frac{2.4 * 0.786}{8}\right) * \left(\frac{(0.4\ s * 0.3\ s}{1.041\ s}\right)^{0.8} = 0.11$$

6.5.1.2. Eje Y.

$T_{fundamentalY} = T_n Y_{e_1} = 1.434\ s$

$Fs_{Tc} \le T_{fundamentalY} \le T_d$

$1.333 \le 1.434 \le 2$

$$C_s Y = \left(\frac{\beta * A_0}{Ro}\right) * \left(\frac{(Fs_{Tc} * Tc}{Ta}\right)^P$$

$$C_s Y = \left(\frac{2.4 * 0.786}{8}\right) * \left(\frac{(0.4\ s * 0.3\ s}{1.041\ s}\right)^{0.8} = 0.11$$

Ecuación 8.2.3 – *Coeficiente sísmico mínimo.*

$$C_{s_min} = Fs_{Tc} * \beta * \frac{A_0}{2R_0}$$

$$C_{s_min} = 1.333 * 2.4 * \frac{0.786}{2 * 8}$$

$$\boldsymbol{C_{s_min}} = 0.157$$

6.5.2. Cortante Basal

Los coeficientes sísmicos obtenidos para las direcciones X e Y fueron de 0.11, sin embargo, al ser inferiores al coeficiente sísmico mínimo de 0.157 establecido por la NSCM-22, se adoptó este último para el cálculo del cortante basal de diseño, de conformidad con los requisitos normativos. En consecuencia, el cortante basal fue determinado utilizando el valor mínimo reglamentario, por ser el que gobierna el diseño sísmico de la estructura.

Sección 8.2.1.2- *Fuerza de corte basal*

$$V_b = C_s * W \rightarrow C_s = C_{s_min}$$

6.5.2.1. Eje X.

$$V_{beX} = C_{s_min} * W_{ntotal}$$

$$V_{beX} = 0.157 * 2853.935\ tonne$$

$$\boldsymbol{V_{beX}} = 448.73\ tonne$$

6.5.2.2. Eje Y.

$$V_{beX} = 0.157 * 2853.935\ tonne$$

$$\boldsymbol{V_{beY}} = 448.73\ tonne$$

6.5.3. Extracción de datos

Tabla 6.5.3.1 - Aceleración espectral modal reducida.

Aceleración Espectral Modal Reducida		
	Eje X	**Eje Y**
Modo 1	0.0799	0.0849
Modo 2	0.1837	0.1934
Modo 3	0.2359	0.2359
Modo 4	0.2359	0.2359
Modo 5	0.2359	0.2359
Modo 6	0.2359	0.2359
Modo 7	0.2359	0.2359
Modo 8	0.2359	0.2359

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.5.3.2 - Fuerza Sísmica Lateral.

Fuerza Sismica Lateral			
Eje X (ton)		**Eje Y (ton)**	
Fx1	4.53	**Fy1**	4.53
Fx2	14.118	**Fy2**	14.118
Fx3	27.452	**Fy3**	27.452
Fx4	44.002	**Fy4**	44.002
Fx5	63.446	**Fy5**	63.446
Fx6	85.558	**Fy6**	85.558
Fx7	110.167	**Fy7**	110.167
Fx8	99.459	**Fy8**	99.459

Fuente: Elaboración propia.

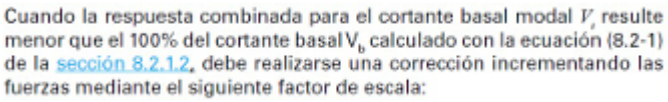
Tabla 6.5.3.3 - Cortante de Diseño sísmico en X e Y.

Cortante de Diseño sísmico en X (ton)		Cortante de Diseño sísmico en Y (ton)	
Vx1	448.73	**Vy1**	448.73
Vx2	444.2	**Vy2**	444.2
Vx3	430.082	**Vy3**	430.082
Vx4	402.63	**Vy4**	402.63
Vx5	358.629	**Vy5**	358.629
Vx6	295.183	**Vy6**	295.183
Vx7	209.626	**Vy7**	209.626
Vx8	99.459	**Vy8**	99.459

Fuente: Elaboración propia.

6.5.4. Revisión Cortante Basal

Figura 6.5.20 - Sección 8.2.2.7 - Escalado de fuerzas.


Cuando la respuesta combinada para el cortante basal modal V_t resulte menor que el 100% del cortante basal V_b calculado con la ecuación (8.2-1) de la sección 8.2.1.2, debe realizarse una corrección incrementando las fuerzas mediante el siguiente factor de escala:

Fuente: NSCM-22.

Fórmula 8.2.14- *Factor de escala.*

$Factor\ de\ escala = \frac{V_b}{V_t}$, *deben ser mayor a 1.*

6.5.4.1. Eje X.

$Y_{bd}X = 224.0084\ tonne$

$V_{beX} = 448.7302\ tonne$

$$\boldsymbol{R_{ev}X} = \frac{Y_{bd}X}{V_{beX}} = 0.4992$$

6.5.4.2. Eje Y.

$Y_{bd}Y = 234.8989\ tonne$

$V_{beY} = 448.7302\ tonne$

$$\boldsymbol{R_{ev}Y} = \frac{Y_{bd}Y}{V_{beY}} = 0.5235$$

6.5.5. Factor de Escala

6.5.5.1. Eje X.

$$FEX = \frac{V_{beX}}{Y_{bd}X} = \frac{448.7302\ tonne}{224.0084\ tonne}$$

$$\boldsymbol{FEX} = 2.0032$$

6.5.5.2. Eje Y.

$$FEY = \frac{V_{beY}}{Y_{bd}Y} = \frac{448.7302\ tonne}{234.8989\ tonne}$$

$$\boldsymbol{FEY} = 1.9103$$

Tabla 6.5.5.1 - Escalado de aceleraciones modales y fuerzas sísmicas.

Escalado de aceleraciones modales			
Eje X		Eje Y	
AmrX1e	0.16	**AmrY1e**	0.1622
AmrX2e	0.3679	**AmrY2e**	0.3695
AmrX3e	0.4726	**AmrY3e**	0.4507
AmrX4e	0.4726	**AmrY4e**	0.4507
AmrX5e	0.4726	**AmrY5e**	0.4507
AmrX6e	0.4726	**AmrY6e**	0.4507
AmrX7e	0.4726	**AmrY7e**	0.4507
AmrX8e	0.4726	**AmrY8e**	0.4507

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.5.5.2 - Fuerza Sísmica Lateral Escalada.

Fuerza Sísmica Lateral Escalada			
Eje X (ton)		Eje Y (ton)	
Fx1e	9.074	**Fx1e**	8.654
Fx2e	28.281	**Fx2e**	26.97
Fx3e	54.991	**Fx3e**	52.441
Fx4e	88.143	**Fx4e**	84.057
Fx5e	127.093	**Fx5e**	121.201
Fx6e	171.388	**Fx6e**	163.442
Fx7e	220.685	**Fx7e**	210.453
Fx8e	199.234	**Fx8e**	189.997

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.5.5.3 - Cortante de Diseño Sísmico en X e Y escalado.

Cortante de Diseño Sísmico Escalado			
Eje X (ton)		Eje Y (ton)	
Vx1e	898.889	**Vy1e**	857.215
Vx2e	826.167	**Vy2e**	848.561
Vx3e	861.534	**Vy3e**	821.591
Vx4e	806.543	**Vy4e**	769.15
Vx5e	718.399	**Vy5e**	685.093
Vx6e	591.306	**Vy6e**	591.306
Vx7e	419.919	**Vy7e**	400.45
Vx8e	199.234	**Vy8e**	189.997

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.5.5.4 - Desplazamientos elásticos.

Desplazamientos elasticos (cm)			
ΔXN1	0.552	**ΔYN1**	0.4686
ΔXN2	1.7012	**ΔYN2**	1.4747
ΔXN3	3.0374	**ΔYN3**	2.6753
ΔXN4	4.3491	**ΔYN4**	3.877
ΔXN5	5.5192	**ΔYN5**	4.9711
ΔXN6	6.4963	**ΔYN6**	5.8988
ΔXN7	7.2563	**ΔYN7**	6.26368
ΔXN8	7.8247	**ΔYN8**	7.206

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.5.5.5 - Desplazamientos inelásticos.

Desplazamientos inelásticos (cm)			
ΔSXN1	1.84	**ΔSYN1**	1.562
ΔSXN2	5.671	**ΔSYN2**	4.916
ΔSXN3	10.125	**ΔSYN3**	8.918
ΔSXN4	14.497	**ΔSYN4**	12.923
ΔSXN5	18.397	**ΔSYN5**	16.57
ΔSXN6	21.654	**ΔSYN6**	19.663
ΔSXN7	24.188	**ΔSYN7**	22.123
ΔSXN8	26.082	**ΔSYN8**	24.02

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.5.5.6 - Derivas de piso.

Derivas de piso (cm)			
ΔX_n1	1.84	**ΔY_n1**	1.562
ΔX_n2	3.8307	**ΔY_n2**	3.3537
ΔX_n3	4.454	**ΔY_n3**	4.002
ΔX_n4	4.3723	**ΔY_n4**	4.0057
ΔX_n5	3.9003	**ΔY_n5**	3.647
ΔX_n6	3.257	**ΔY_n6**	3.0923
ΔX_n7	2.5333	**ΔY_n7**	2.46
ΔX_n8	1.8947	**ΔY_n8**	1.8973

Fuente: Elaboración propia.

6.5.6. Distorsiones de piso y P-Delta.

De acuerdo con lo establecido en la NSCM-22, los límites permisibles de distorsión dependen de la categoría de riesgo de la estructura. Para edificaciones clasificadas dentro de la Categoría de Riesgo IV, la distorsión máxima admisible no debe exceder el 50 % del valor especificado en la Tabla 5.5.1 de la normativa. Por lo tanto, procedimos a determinar las distorsiones de cada nivel con la ecuación 10.4-1 de la norma y compararlas con el límite reglamentario correspondiente, con el fin de verificar el cumplimiento de los criterios de seguridad y desempeño exigidos para este tipo de edificaciones. Asimismo, se evaluó la incidencia de los efectos de segundo orden (P-Delta), con la ecuación 9.5-1 de la norma, con el propósito de comprobar que dichos efectos no comprometan la estabilidad global de la estructura.

Tabla 6.5.6 - Resumen de distorsiones.

Distorsiones de piso (cm)			**Max φ 0.0125**		
Eje X			**Eje Y**		
φX1	0.005	Cumple	**φY1**	0.004	Cumple
φX2	0.001	Cumple	**φY2**	0.01	Cumple
φX3	0.012	Cumple	**φY3**	0.011	Cumple
φX4	0.012	Cumple	**φY4**	0.011	Cumple
φX5	0.011	Cumple	**φY5**	0.01	Cumple
φX6	0.009	Cumple	**φY6**	0.009	Cumple
φX7	0.007	Cumple	**φY7**	0.007	Cumple
φX8	0.005	Cumple	**φY8**	0.005	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.5.6.2 – Efecto P-Δ.

Efecto P-Δ			θmax=0.091		
Eje X			Eje Y		
θNX1	0.0013	Cumple	**θNY1**	0.0011	Cumple
θNX2	0.0027	Cumple	**θNY2**	0.0024	Cumple
θNX3	0.0033	Cumple	**θNY3**	0.0029	Cumple
θNX4	0.0034	Cumple	**θNY4**	0.0035	Cumple
θNX5	0.0034	Cumple	**θNY5**	0.0032	Cumple
θNX6	0.0035	Cumple	**θNY6**	0.0033	Cumple
θNX7	0.0038	Cumple	**θNY7**	0.0037	Cumple
θNX8	0.001	Cumple	**θNY8**	0.0044	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

La verificación de las distorsiones de piso y de los efectos P-Delta constituye una etapa fundamental dentro de la evaluación sísmica de una estructura. Las distorsiones de piso permiten determinar si las deformaciones relativas entre niveles se mantienen dentro de límites aceptables, garantizando un comportamiento adecuado de los elementos estructurales y no estructurales durante un evento sísmico. Por su parte, la evaluación de los efectos P-Delta permite comprobar la estabilidad global de la estructura ante los desplazamientos laterales inducidos por las fuerzas sísmicas, verificando que los efectos de segundo orden no produzcan una amplificación significativa de las deformaciones o esfuerzos.

VII. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

En el presente capítulo se desarrolla el Análisis Dinámico No Lineal del edificio de acero mediante la modelación estructural realizada en ETABS, donde se incorporan las propiedades no lineales de los elementos, la definición de diafragmas y las condiciones de carga requeridas. El procedimiento se fundamenta en los lineamientos establecidos por la American Society of Civil Engineers a través de la norma ASCE 7-22, particularmente en lo referente al Nonlinear Response History Procedure. Para ello, se emplearon registros sísmicos obtenidos del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), los cuales fueron procesados y aplicados mediante el método TIME HISTORY, permitiendo evaluar la respuesta estructural en el dominio del tiempo y analizar su desempeño sísmico bajo excitaciones reales.

7.1. Modelado de ETABS

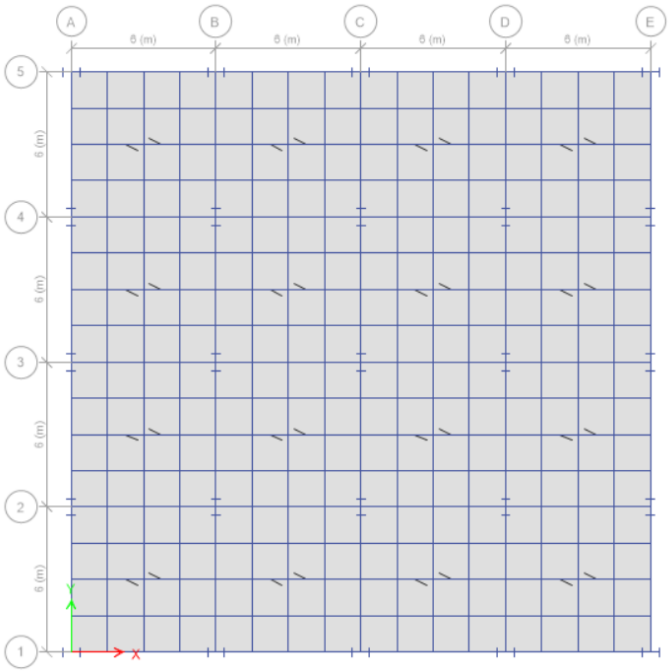
Para la ejecución del análisis dinámico no lineal, fue necesario desarrollar previamente el modelo estructural del edificio objeto de estudio mediante el software ETABS, herramienta ampliamente utilizada para el análisis y diseño de edificaciones. En esta etapa se definió la geometría estructural en planta y elevación, el modelo tridimensional (3D), las propiedades mecánicas y geométricas de las secciones estructurales, así como la asignación del diafragma rígido en cada nivel, garantizando una adecuada representación del comportamiento global de la estructura ante solicitaciones sísmicas. Las figuras presentadas muestran las vistas en planta, elevaciones, modelo 3D, propiedades de sección y definición de diafragma, con el fin de evidenciar la correcta idealización estructural previa al análisis no lineal.

7.1.1. Sección de planta de edificio

A continuación, se presenta la sección en planta del edificio modelado, en la cual se observa la distribución estructural definida mediante 5 ejes en dirección X y 5 ejes en dirección Y. Esta configuración permite identificar la modulación estructural, la disposición de columnas y vigas de acero, así como la organización

espacial que rige el comportamiento global del sistema resistente ante cargas laterales.

Figura 7.1.1 – Sección de planta de edificio.

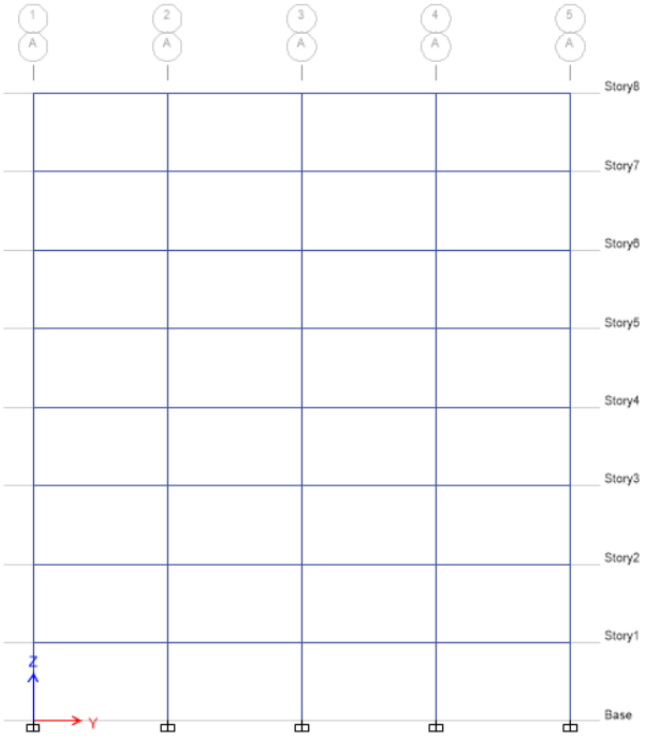


Fuente: Elaboración propia

7.1.2. Sección de elevación del edificio

Seguidamente, se muestra la sección en elevación del edificio, compuesto por 8 niveles estructurales. En esta vista se aprecia la continuidad de los elementos verticales y la configuración del sistema aporticado de acero, lo cual resulta fundamental para comprender la transmisión de cargas gravitacionales y sísmicas a lo largo de la altura de la edificación.

Figura 7.1.2 – Sección de elevación del edificio.

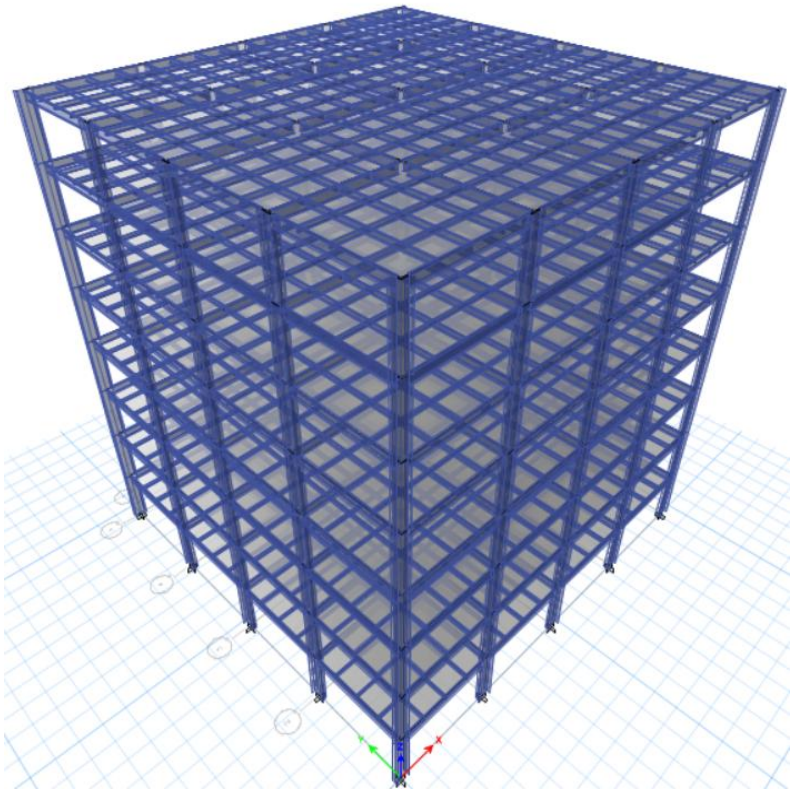


Fuente: Elaboración propia.

7.1.3. Sección 3D del edificio

Posteriormente, se presenta el modelo tridimensional (3D) desarrollado, el cual permite visualizar de manera integral la interacción entre todos los elementos estructurales. Esta representación facilita la verificación geométrica, la correcta conectividad entre miembros y la coherencia del modelo previo a la ejecución del análisis dinámico no lineal.

Figura 7.1.3 – Sección 3D del edificio.



Fuente: Elaboración propia.

7.2. Bases normativas

Posteriormente, se establecen las bases normativas que justifican el procedimiento adoptado. El análisis se fundamenta en los lineamientos de American Society of Civil Engineers, específicamente en la norma ASCE 7-22, donde en el Capítulo 7 se definen los procedimientos generales para el análisis no lineal (Sección 7.2), incluyendo los requisitos de modelado y consideraciones de efectos P-Delta (Sección 7.2.6). Asimismo, el Capítulo 16 establece los criterios específicos para el análisis dinámico no lineal (Nonlinear Response History Procedure), detallando los requerimientos de registros sísmicos, escalamiento y criterios de aceptación. Estas disposiciones normativas respaldan metodológicamente cada uno de los pasos desarrollados en el modelo y garantizan que el procedimiento seguido sea coherente con estándares internacionales de evaluación y desempeño sísmico.

7.2.1. Registros sísmicos seleccionados

Para el desarrollo del análisis dinámico no lineal de historia de tiempo (*Nonlinear Response History Analysis, NRHA*) del modelo estructural en estudio, se adoptarán los lineamientos establecidos en la ASCE/SEI 7-22 – Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, específicamente los criterios contenidos en el Capítulo 16 para análisis dinámicos.

De acuerdo con la Sección 16.2.2 de ASCE 7-22, *"se deberá utilizar un conjunto de no menos de once (11) pares de registros de movimientos del terreno cuando se emplee análisis de historia de respuesta"*, indicando además que estos registros deberán consistir en *pares de componentes horizontales ortogonales* que representen adecuadamente la excitación sísmica bidireccional. Asimismo, la norma establece que cuando se utilicen once (11) pares de registros, el valor de respuesta considerado será el promedio de los resultados obtenidos de todos los análisis realizados con cada par de registros.

En cumplimiento de este requerimiento normativo, en la presente investigación se seleccionarán once (11) pares de acelerogramas reales provenientes de la base de datos del PEER Ground Motion Database (Pacific Earthquake Engineering Research Center). La selección no será aleatoria, sino que se fundamentará en criterios de similitud con el evento sísmico de referencia para la ciudad de Managua: el sismo del 23 de diciembre de 1972.

Para garantizar la representatividad de los registros, se considerarán los siguientes parámetros sísmicos característicos del evento de 1972:

- Magnitud momento (Mw) aproximada de 6.2.
- Mecanismo de falla predominante de tipo lateral (strike-slip).
- Plano de falla asociado al sistema de fallas locales en Managua.
- Condiciones de sitio compatibles con valores de velocidad promedio de onda de corte (Vs30) representativos del suelo local.

La norma ASCE 7-22 también establece que los registros seleccionados deberán ser consistentes con la amenaza sísmica del sitio y, cuando sea necesario,

deberán escalarse para que el espectro promedio de los registros no sea menor que el espectro de diseño en el rango de periodos de interés estructural. Este criterio será aplicado durante el procesamiento de los acelerogramas seleccionados, asegurando que el conjunto de movimientos del terreno sea compatible con la demanda espectral definida para el sitio de estudio.

La adopción de los once (11) pares de registros exigidos por la ASCE 7-22 se justifica técnicamente en la necesidad de reducir la variabilidad inherente a un único acelerograma y obtener una estimación estadísticamente más estable de la respuesta estructural no lineal. Al emplear múltiples registros con características sísmicas coherentes con el contexto tectónico de Managua, se pretende capturar de forma más realista los efectos de la demanda sísmica esperada.

Por tanto, la utilización de la ASCE 7-22 como marco normativo y la selección controlada de registros sísmicos del PEER con parámetros similares al sismo de 1972 constituyen una base metodológica sólida para la ejecución del análisis dinámico no lineal *TIME-HISTORY*, permitiendo evaluar con mayor precisión el desempeño estructural ante escenarios sísmicos representativos de la amenaza local.

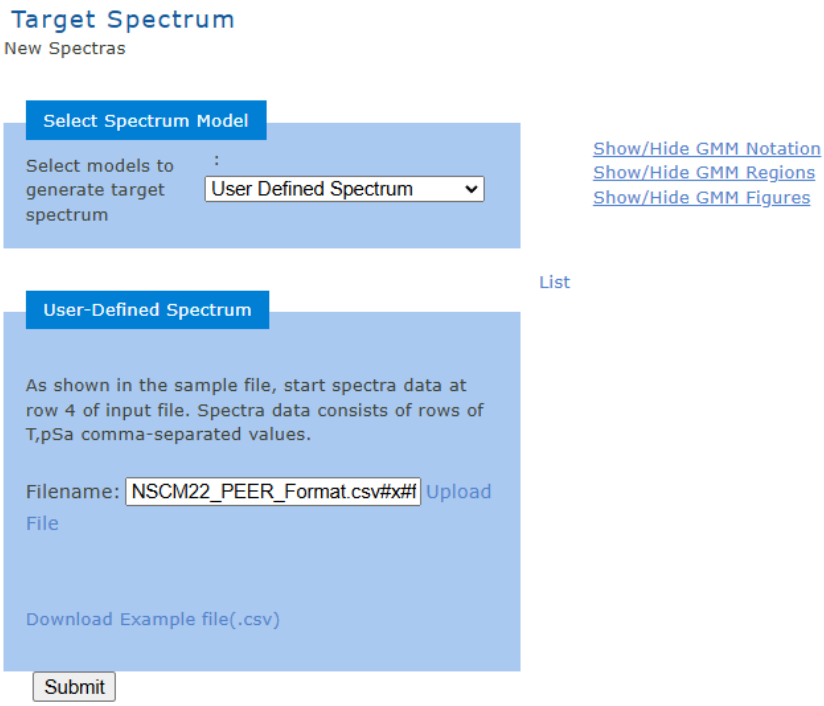
7.2.1.1. Registros sísmicos seleccionados.

La selección de los registros sísmicos se realizó utilizando la base de datos del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), la cual cuenta con una amplia colección de Acelerogramas provenientes de eventos sísmicos ocurridos en distintas regiones del mundo. Esta base de datos permite filtrar los registros según diversos parámetros sísmicos, tales como magnitud, distancia a la fuente y características del sitio, lo que facilitó la selección de sismos con características similares al terremoto ocurrido en Managua, Nicaragua, en 1972.

Como primer paso para poder ingresar a los datos del PEER es registrarse con un correo electrónico verificable y nombre de usuario, con esto vamos a poder ingresar a las opciones de como queremos asimilar los datos de los sismos a

buscar, en este caso ingresaremos el espectro elástico obligatorio para el estudio correspondiente.

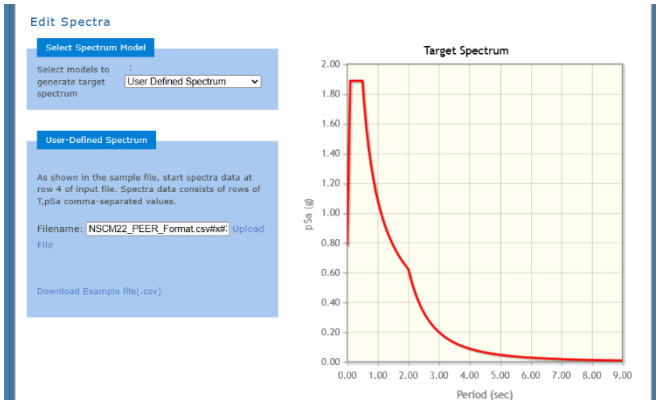
Figura 7.2.1.1.1- Panel de selección y subida del espectro objetivo.



Fuente: PEER.

Si después de ingresar el espectro elástico el peer realiza una gráfica es porque fue ingresado correctamente, si no es arrojada la gráfica, es necesario convertir el documento al formato que el PEER logre reconocer.

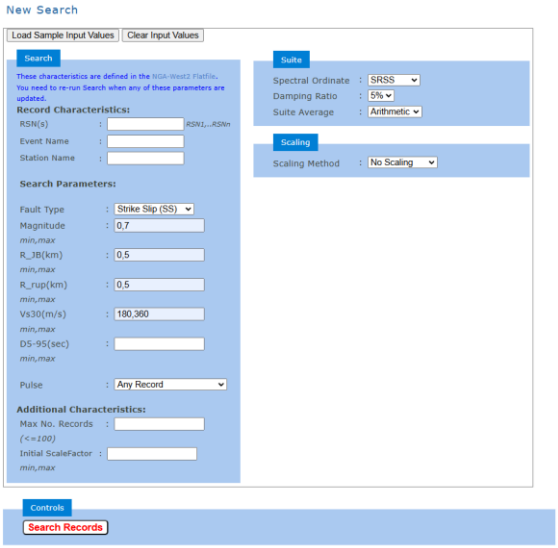
Figura 7.2.1.1.2- Gráfica para comprobar el espectro objetivo.



Fuente: PEER.

Una vez ingresamos a la venta de búsqueda de los sismos según sus características, llenamos los parámetros relevantes con los datos de los sismos de managua, en este caso los ocurridos en Managua en 1972 indicando al PEER que busque todos los que encuentre que sean del mismo tipo de falla, con el mismo tipo de suelo y con intervalos de tiempo similares.

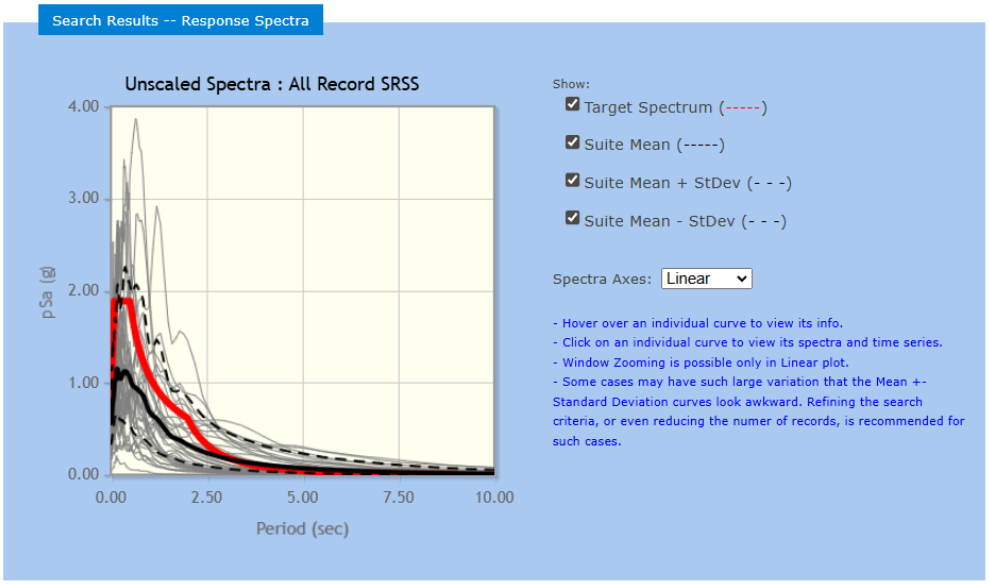
Figura 7.2.1.1.3- Panel de ingreso de los parámetros esenciales.



Fuente: PEER.

Una vez el PEER nos arroje los datos de los sismos similares, procederemos al procesamiento de los datos, extraer los acelerogramas en función de la gravedad y decidir cuales estaciones de cada sismo utilizar.

Figura 7.2.1.1.4 – Espectro de Respuesta Cargado en el PEER.



Fuente: PEER.

Tabla 7.2.1.1.5 - Sismos encontrados por PEER.

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	Mc
view	1	SRSS	95	0.4579	1	-	4.9	10.6	2.0	Managua, Nicaragua-01	1972	Managua, ESSO	6.24	st
view	2	SRSS	96	1.2554	1	-	2.8	8.1	0.4	Managua, Nicaragua-02	1972	Managua, ESSO	5.2	st
view	3	SRSS	158	0.4411	1	-	6.1	9.8	1.2	Imperial Valley-06	1979	Aeropuerto Mexicali	6.53	st
view	4	SRSS	159	0.7699	1	2.338	6.7	13.3	1.0	Imperial Valley-06	1979	Agrarias	6.53	st
view	5	SRSS	160	0.1526	1	-	6.1	9.7	6.1	Imperial Valley-06	1979	Bonds Corner	6.53	st
view	6	SRSS	171	0.8241	1	3.423	2.3	8.2	1.1	Imperial Valley-06	1979	El Centro - Meloland Geot. Array	6.53	st
view	7	SRSS	180	0.5885	1	4.13	3.8	9.6	1.7	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #5	6.53	st
view	8	SRSS	181	0.6621	1	3.773	5.3	11.5	1.8	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #6	6.53	st
view	9	SRSS	182	0.6916	1	4.375	2.8	6.8	1.7	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #7	6.53	st

Fuente: PEER.

7.2.2. Cargas Gravitatorias

En el presente estudio se incorporan las cargas gravitacionales conforme a lo establecido en la sección 7.2.2 de la ASCE 41-17, la cual establece que, para los procedimientos de análisis no lineal, las cargas gravitacionales deben ser aplicadas previamente y mantenerse actuando durante la aplicación de las cargas laterales sísmicas. Específicamente, la norma indica que deben considerarse las cargas muertas completas (D) y una fracción apropiada de la carga viva (L), según lo definido para la combinación correspondiente al nivel de desempeño evaluado.

La sección 7.2.2 señala que estas cargas deben permanecer constantes durante el análisis, ya que representan el estado real de solicitación de la estructura al momento de ocurrir el evento sísmico (ASCE/SEI 41-17, Sección 7.2.2). La omisión de dichas cargas conduciría a una subestimación de los efectos de segundo orden (P-Δ) y de las demandas internas en los elementos estructurales, afectando la confiabilidad de la evaluación del desempeño.

Por lo tanto, en el desarrollo del modelo analítico se aplicarán previamente las combinaciones gravitacionales especificadas por la norma y se mantendrán activas durante todo el procedimiento de análisis no lineal, garantizando coherencia con los lineamientos establecidos por ASCE/SEI 41-17 y asegurando la validez técnica de los resultados obtenidos.

Ecuación 7-3 – Cargas de gravedad de los componentes y combinaciones de carga. ASCE 41-17

$$\boldsymbol{Q_G} = (\boldsymbol{Q_D} + \boldsymbol{Q_L} + \boldsymbol{Q_S})$$

Donde,

Q_G: Carga gravitatoria en procedimientos no lineales.

Q_D: Acción causada por cargas muertas.

Q_L: Acción causada por carga viva, equivalente a 25% de la carga viva sin reducir.

Q_S: Acción causada por la carga de nieve efectiva.

7.2.3. Inclusión del Caso RITZ

Tabla 7.2.3 – Ratios de las masas participativas Caso RITZ.

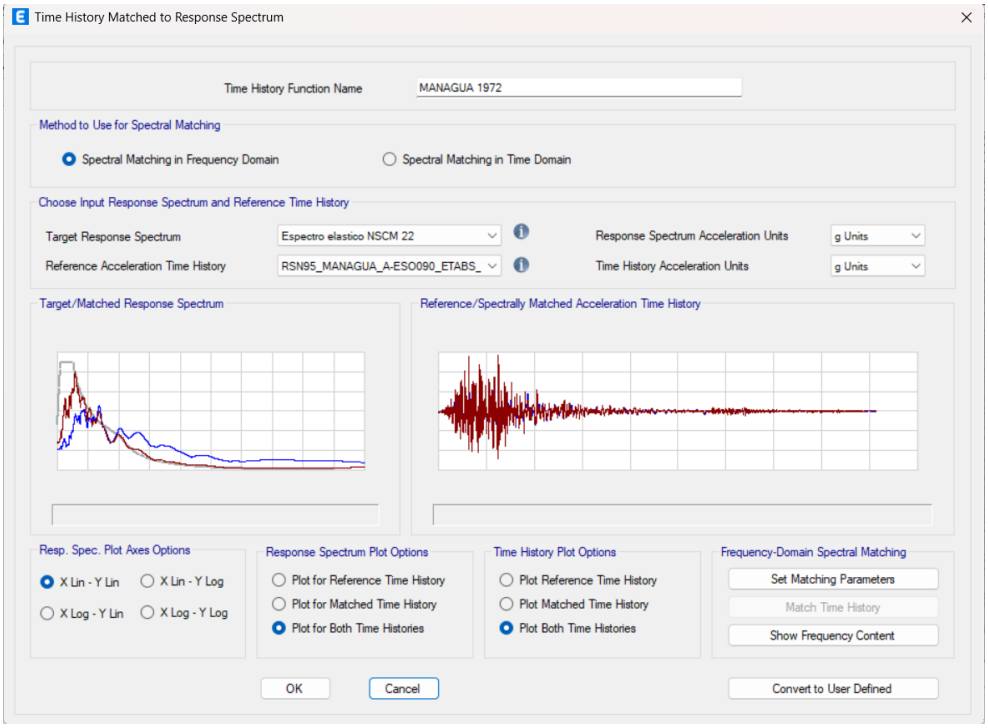
TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
RITZ	1	1.575	0.7662	0	0.7662	0	0	0
RITZ	2	1.461	0	0.758	0.7662	0.758	0	0
RITZ	3	1.218	0	0	0.7662	0.758	0.7532	0.7532
RITZ	4	0.462	0.1156	0	0.8818	0.758	0	0.7532
RITZ	5	0.419	0	0.1201	0.8818	0.878	0	0.7532
RITZ	6	0.345	0	0	0.8818	0.878	0.1226	0.8758
RITZ	7	0.229	0.0518	0	0.9335	0.878	0	0.8758
RITZ	8	0.202	0	0.0539	0.9335	0.9319	0	0.8758
RITZ	9	0.164	0	0	0.9335	0.9319	0.0551	0.9309
RITZ	10	0.136	0.0295	0	0.963	0.9319	0	0.9309
RITZ	11	0.118	0	0.0304	0.963	0.9623	0	0.9309
RITZ	12	0.095	0	0	0.963	0.9623	0.0309	0.9618
RITZ	13	0.091	0.0182	0	0.9812	0.9623	0	0.9618
RITZ	14	0.078	0	0.0186	0.9812	0.9809	0	0.9618
RITZ	15	0.066	0.0112	0	0.9924	0.9809	0	0.9618
RITZ	16	0.062	0	0	0.9924	0.9809	0.0189	0.9807
RITZ	17	0.057	0	0.0114	0.9924	0.9923	0	0.9807
RITZ	18	0.053	0.0059	0	0.9983	0.9923	0	0.9807
RITZ	19	0.046	0.0017	0	1	0.9923	0	0.9807
RITZ	20	0.045	0	0.006	1	0.9982	0	0.9807
RITZ	21	0.045	0	0	1	0.9982	0.0115	0.9922
RITZ	22	0.04	0	0.0018	1	1	0	0.9922
RITZ	23	0.036	0	0	1	1	0.006	0.9982
RITZ	24	0.031	0	0	1	1	0.0018	1

Fuente: Elaboración propia.

Los Ratios de las masas participativas en el caso RITZ están dentro de los criterios, ya que cumplen con lo solicitado en la sección 7.4.4.2.3 de la ASCE 41-17 donde los menciona que para la utilización del método de análisis no lineal TIME HISTORY la respuesta no lineal basado en vectores de RITZ deberá incluir suficientes modos para capturar al menos el 90 % de la participación de la masa, en este caso se observa que se está cumpliendo este criterio.

7.2.4. Emparejamiento espectral

Figura 7.2.4 - Emparejamiento espectral con sismos del PEER.



Fuente: ETABS.

De acuerdo a la ASCE 7-22, se debe incluir el emparejamiento espectral, y lo hace como parte de las reglas de modificación de registros para asegurarse de que el conjunto de acelerogramas usados en los análisis dinámicos sea adecuado y representativo del movimiento sísmico esperado. El emparejamiento espectral fue realizado dentro del entorno de modelado en ETABS, utilizando su herramienta de ajuste espectral en el dominio del tiempo.

7.2.5. Inclusión de Derivas

En esta sección se incorpora la verificación de derivas de entrepiso como parte del control de desplazamientos laterales y evaluación del desempeño global de la estructura ante cargas sísmicas. La comprobación se realizó conforme a los límites establecidos en la Tabla 12.12-1 de la norma ASCE 7-22, emitida por la American Society of Civil Engineers, la cual define las derivas máximas permisibles según el sistema estructural y la categoría de riesgo de la edificación. Con base en los resultados obtenidos del análisis estructural, se elaboró la tabla

comparativa correspondiente, verificándose que todas las derivas calculadas se encuentran dentro de los límites normativos establecidos, cumpliendo así con los criterios de servicio y seguridad estructural exigidos.

7.2.6. Inclusión de P-Delta

Adicionalmente, se consideran los efectos de segundo orden (P-Δ) conforme a lo establecido en la Sección 7.2.6 de la ASCE 41-17, la cual requiere que en los procedimientos de análisis no lineal se evalúe la influencia de los efectos geométricos derivados de las cargas gravitacionales actuando sobre las deformaciones laterales de la estructura. Esta disposición reconoce que los desplazamientos inducidos por la acción sísmica, en combinación con las cargas verticales existentes, pueden generar incrementos adicionales en momentos y fuerzas internas, afectando la estabilidad global del sistema estructural.

La norma establece que los efectos P-Δ deben ser considerados explícitamente en el modelo analítico o, en su defecto, verificados mediante procedimientos que demuestren que su influencia no compromete el cumplimiento de los objetivos de desempeño (ASCE/SEI 41-17, Sección 7.2.6). En el presente estudio, dichos efectos fueron incorporados en el modelo estructural mediante la activación del análisis geométricamente no lineal, permitiendo cuantificar su impacto en las derivas y en las demandas internas.

Tras la evaluación correspondiente, se determinó que la variación en los resultados obtenidos al considerar los efectos P-Δ es mínima y no produce cambios significativos en los parámetros de desempeño estructural. Por consiguiente, y en coherencia con el criterio técnico establecido por la norma, no se consideró necesario reiterar el procedimiento de análisis, dado que la influencia de segundo orden resultó despreciable dentro del rango de deformaciones alcanzado por la estructura. Esta decisión metodológica se fundamenta en la verificación explícita de que la estabilidad global no se ve comprometida y que las demandas obtenidas permanecen dentro de los límites aceptables establecidos por ASCE/SEI 41-17, garantizando así la validez y consistencia técnica del estudio desarrollado.

7.3. Extracción de datos

7.3.1. Desplazamientos

7.3.1.1. Extracción de tablas.

Tabla 7.3.1.1 - Desplazamientos Managua A.

DESPLAZAMIENTOS 1) MANAGUA A						
Story	Elevation	Location	X-Dir	X-Dir Min	Y-Dir	Y-Dir Min
	m		mm	mm	mm	mm
8	28	Top	473,493	-459,118	398,148	-404,912
7	24,5	Top	447,026	-422,632	374,259	-374,403
6	21	Top	408,702	-373,198	340,9	-333,632
5	17,5	Top	354,368	-310,008	294,738	-280,889
4	14	Top	283,434	-236,533	235,212	-217,678
3	10,5	Top	199,617	-158,974	165,217	-148,423
2	7	Top	111,911	-86,507	92,148	-80,547
1	3,5	Top	36,213	-27,482	29,495	-25,199
0	0	Top	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.1.2 – Desplazamientos INPVALL.H A.

DESPLAZAMIENTOS 2) INPVALL.H A						
Story	Elevation	Location	X-Dir	X-Dir Min	Y-Dir	Y-Dir Min
	m		mm	mm	mm	mm
8	28	Top	532,672	-504,723	471,371	-470,799
7	24,5	Top	504,213	-474,729	437,353	-438,205
6	21	Top	462,38	-432,236	391,981	-393,445
5	17,5	Top	402,04	-373,935	333,361	-333,739
4	14	Top	322,273	-299,869	264,975	-262,4
3	10,5	Top	227,324	-213,054	185,565	-182,112
2	7	Top	127,58	-121,019	103,269	-100,703
1	3,5	Top	41,594	-39,696	33,011	-32,052
0	0	Top	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.1.3 – Desplazamientos INPVALL.H B.

DESPLAZAMIENTOS 3) INPVALL.H B						
Story	Elevation	Location	X-Dir	X-Dir Min	Y-Dir	Y-Dir Min
	m		mm	mm	mm	mm
8	28	Top	30,166	-29,26	34,492	-25,857
7	24,5	Top	27,946	-26,955	31,939	-23,611
6	21	Top	24,847	-23,924	28,48	-20,684
5	17,5	Top	20,727	-20,1	23,979	-17,39
4	14	Top	15,79	-15,549	18,616	-14,036
3	10,5	Top	10,817	-10,549	12,776	-9,973
2	7	Top	6,031	-5,679	7,012	-5,616
1	3,5	Top	1,933	-1,79	2,223	-1,81
0	0	Top	0	0	0	0

Elaboración: Fuente propia.

Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos super B.

DESPLAZAMIENTOS 4) SUPER B						
Story	Elevation	Location	X-Dir	X-Dir Min	Y-Dir	Y-Dir Min
	m		mm	mm	mm	mm
8	28	Top	66,734	-51,03	62,58	-51,519
7	24,5	Top	61,77	-46,136	56,443	-47,479
6	21	Top	55,026	-39,615	51,645	-42,326
5	17,5	Top	49,285	-31,52	44,608	-35,963
4	14	Top	41,47	-23,609	35,27	-28,415
3	10,5	Top	30,554	-17,759	24,352	-19,891
2	7	Top	17,783	-10,862	13,912	-11,095
1	3,5	Top	5,922	-3,777	4,625	-3,555
0	0	Top	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos ERZICAN.

DESPLAZAMIENTOS 5) ERZICAN						
Story	Elevation	Location	X-Dir	X-Dir Min	Y-Dir	Y-Dir Min
	m		mm	mm	mm	mm
8	28	Top	68,942	-39,764	49,796	-32,394
7	24,5	Top	61,256	-34,207	44,332	-29,884
6	21	Top	51,335	-27,71	37,473	-26,511
5	17,5	Top	46,371	-22,458	32,608	-22,068
4	14	Top	39,419	-19,505	28,228	-16,671
3	10,5	Top	30,009	-17,076	21,85	-12,393
2	7	Top	18,584	-11,613	13,207	-7,947
1	3,5	Top	6,488	-4,291	4,515	-2,931
0	0	Top	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos KOBE.

DESPLAZAMIENTOS 6) KOBE						
Story	Elevation	Location	X-Dir	X-Dir Min	Y-Dir	Y-Dir Min
	m		mm	mm	mm	mm
8	28	Top	260,254	-463,787	273,584	-466,188
7	24,5	Top	231,818	-425,504	249,093	-426,687
6	21	Top	214,796	-383,078	219,508	-375,079
5	17,5	Top	198,517	-332,582	194,314	-311,052
4	14	Top	169,606	-266,73	158,62	-238,006
3	10,5	Top	132,439	-188,679	113,8	-161,166
2	7	Top	81,033	-106,357	64,687	-87,419
1	3,5	Top	28,029	-34,599	21,035	-27,444
0	0	Top	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos TOTTORI.

DESPLAZAMIENTOS 7) TOTTORI						
Story	Elevation	Location	X-Dir	X-Dir Min	Y-Dir	Y-Dir Min
	m		mm	mm	mm	mm
8	28	Top	1,988	-1,77	1,478	-1,187
7	24,5	Top	1,864	-1,652	1,374	-1,105
6	21	Top	1,689	-1,489	1,235	-0,993
5	17,5	Top	1,454	-1,272	1,053	-0,847
4	14	Top	1,161	-1,006	0,835	-0,668
3	10,5	Top	0,823	-0,706	0,587	-0,467
2	7	Top	0,468	-0,397	0,33	-0,261
1	3,5	Top	0,154	-0,129	0,107	-0,084
0	0	Top	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos PARK2004 A.

DESPLAZAMIENTOS 8) PARK2004 A						
Story	Elevation	Location	X-Dir	X-Dir Min	Y-Dir	Y-Dir Min
	m		mm	mm	mm	mm
8	28	Top	108,975	-55,397	114,172	-62,95
7	24,5	Top	95,884	-49,419	101,937	-61,774
6	21	Top	82,799	-41,889	88,141	-59,194
5	17,5	Top	66,558	-34,271	77,187	-53,861
4	14	Top	56,756	-28,579	62,016	-44,947
3	10,5	Top	42,461	-22,262	43,526	-32,695
2	7	Top	25,02	-14,018	24,114	-18,699
1	3,5	Top	8,4	-4,913	7,649	-6,089
0	0	Top	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos PARK2004 B.

DESPLAZAMIENTOS 9) PARK2004 B						
Story	Elevation	Location	X-Dir	X-Dir Min	Y-Dir	Y-Dir Min
	m		mm	mm	mm	mm
8	28	Top	355,086	-456,226	388,54	-479,409
7	24,5	Top	323,168	-428,327	345,362	-446,4
6	21	Top	282,744	-388,553	295,594	-402,02
5	17,5	Top	238,217	-345,884	252,418	-343,615
4	14	Top	190,056	-284,166	198,225	-271,469
3	10,5	Top	133,134	-204,885	136,864	-189,154
2	7	Top	74,22	-117,014	79,238	-104,856
1	3,5	Top	23,912	-38,378	26,272	-33,412
0	0	Top	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos DARFIELD.

DESPLAZAMIENTOS 10) DARFIELD						
Story	Elevation	Location	X-Dir	X-Dir Min	Y-Dir	Y-Dir Min
	m		mm	mm	mm	mm
8	28	Top	5,08	-4,521	4,493	-3,614
7	24,5	Top	4,763	-4,244	4,192	-3,376
6	21	Top	4,318	-3,853	3,782	-3,052
5	17,5	Top	3,717	-3,324	3,24	-2,622
4	14	Top	2,971	-2,662	2,573	-2,09
3	10,5	Top	2,11	-1,895	1,811	-1,477
2	7	Top	1,202	-1,081	1,019	-0,833
1	3,5	Top	0,396	-0,356	0,329	-0,271
0	0	Top	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

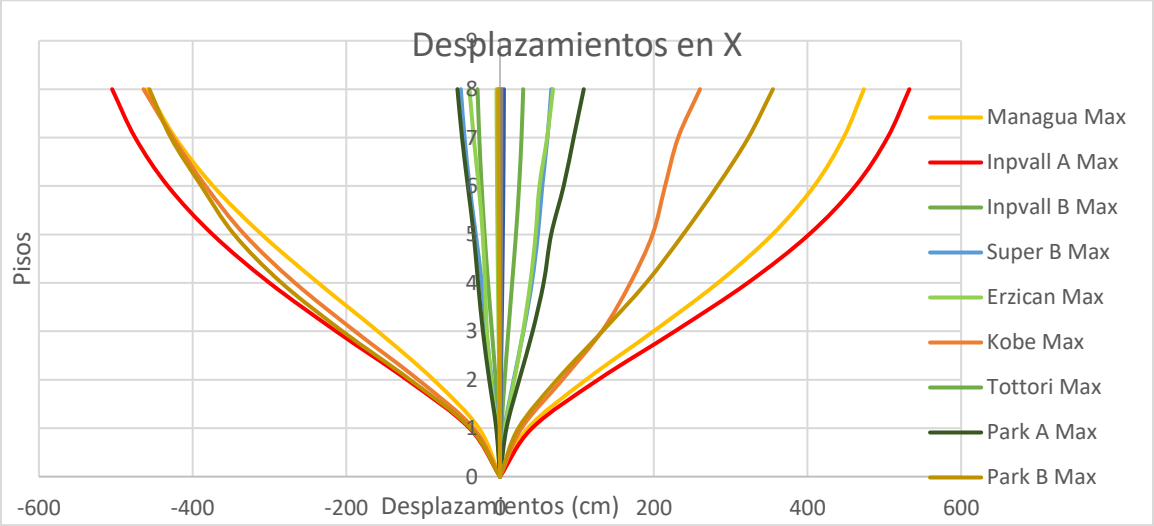
Tabla 7.3.1.4 – Desplazamientos 4910.

DESPLAZAMIENTO 11) 4910						
Story	**Elevation**	**Location**	**X-Dir**	**X-Dir Min**	**Y-Dir**	**Y-Dir Min**
	m		**mm**	**mm**	**mm**	**mm**
8	28	Top	1,772	-2,329	1,332	-2,306
7	24,5	Top	1,645	-2,161	1,232	-2,119
6	21	Top	1,473	-1,932	1,098	-1,872
5	17,5	Top	1,249	-1,638	0,926	-1,56
4	14	Top	0,978	-1,295	0,722	-1,198
3	10,5	Top	0,674	-0,903	0,498	-0,81
2	7	Top	0,37	-0,502	0,275	-0,437
1	3,5	Top	0,118	-0,162	0,088	-0,136
0	0	Top	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

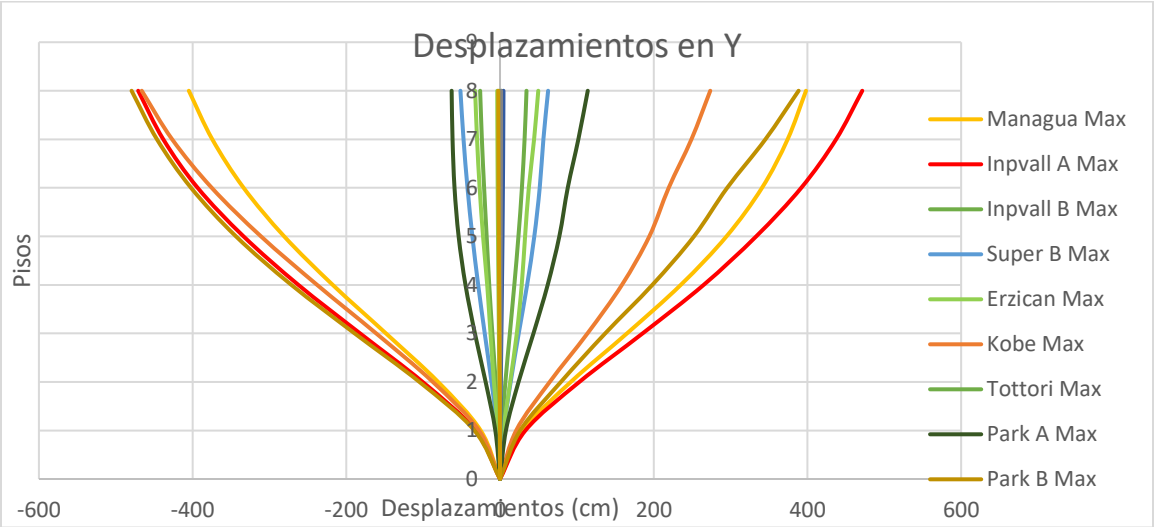
7.3.1.2. Representación gráfica.

Gráfico 7.3.1 – Desplazamientos en X.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 7.3.2 – Desplazamientos en Y.



Fuente: Elaboración propia.

7.3.2. Cortantes de los sismos del PEER.

7.3.2.1. Extracción de tablas.

Tabla 7.3.2.1 – Cortantes Managua A.

CORTANTES DE 1) MANAGUA				
Story	**Elevation**	**Location**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	m		tonf	tonf
Story8	28	Top	141,6688	135,3606
Story7	24,5	Top	280,442	265,603
Story6	21	Top	361,6558	356,922
Story5	17,5	Top	438,9603	428,7855
Story4	14	Top	505,2127	502,476
Story3	10,5	Top	515,2299	666,1562
Story2	7	Top	559,6054	813,0638
Story1	3,5	Top	574,5942	878,9096
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.2.2 – Cortantes INPVALL.H A.

CORTANTES DE 2) IMPAVL H A				
Story	**Elevation**	**Location**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	m		tonf	tonf
Story8	28	Top	300,6907	249,4144
Story7	24,5	Top	530,7806	551,6134
Story6	21	Top	764,458	789,962
Story5	17,5	Top	993,9698	1067,949
Story4	14	Top	1160,959	1270,906
Story3	10,5	Top	1370,448	1420,781
Story2	7	Top	1559,854	1549,19
Story1	3,5	Top	1640,933	1598,185
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.2.3 – Cortantes INPVALL.H B.

CORTANTES DE 3) IMPAVL H B				
Story	**Elevation**	**Location**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	m		tonf	tonf
Story8	28	Top	22,0519	25,9798
Story7	24,5	Top	39,4483	38,5358
Story6	21	Top	47,1921	53,6791
Story5	17,5	Top	66,1925	64,0886
Story4	14	Top	71,6739	67,4967
Story3	10,5	Top	72,9915	79,4408
Story2	7	Top	69,6242	89,7316
Story1	3,5	Top	78,8057	93,0707
Base	0	Top	0	0

Elaboración: Fuente propia.

Tabla 7.3.2.4 – Cortantes super B.

CORTANTES DE 4) SUPER B				
Story	**Elevation**	**Location**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	m		tonf	tonf
Story8	28	Top	72,3546	88,5147
Story7	24,5	Top	113,8182	128,1044
Story6	21	Top	136,1809	123,517
Story5	17,5	Top	127,3865	133,4976
Story4	14	Top	138,9889	154,7683
Story3	10,5	Top	123,211	154,6563
Story2	7	Top	154,1985	173,8015
Story1	3,5	Top	176,4345	180,3577
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.2.4 – Cortantes ERZICAN.

CORTANTES DE 5) KOBE				
Story	**Elevation**	**Location**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	m		tonf	tonf
Story8	28	Top	369,0097	336,4166
Story7	24,5	Top	627,2172	640,9079
Story6	21	Top	765,6418	906,0933
Story5	17,5	Top	920,4487	1067,793
Story4	14	Top	1049,624	1158,645
Story3	10,5	Top	1241,822	1235,246
Story2	7	Top	1360,271	1289,164
Story1	3,5	Top	1401,288	1320,421
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.2.4 – Cortantes KOBE.

CORTANTES DE 6) ERZICAN				
Story	**Elevation**	**Location**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	m		tonf	tonf
Story8	28	Top	86,0708	84,032
Story7	24,5	Top	138,1238	140,2305
Story6	21	Top	133,4417	139,2968
Story5	17,5	Top	122,0085	97,1138
Story4	14	Top	92,2718	100,5845
Story3	10,5	Top	109,132	120,7615
Story2	7	Top	187,7674	170,0461
Story1	3,5	Top	221,8407	199,1012
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.2.4 – Cortantes TOTTORI.

CORTANTES DE 7) TOTTORI				
Story	**Elevation**	**Location**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	m		tonf	tonf
Story8	28	Top	0,7336	0,5254
Story7	24,5	Top	1,6882	1,2261
Story6	21	Top	2,5708	1,9062
Story5	17,5	Top	3,2932	2,4801
Story4	14	Top	3,918	3,0122
Story3	10,5	Top	4,525	3,5754
Story2	7	Top	5,0322	4,0688
Story1	3,5	Top	5,2657	4,2922
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.2.4 – Desplazamientos PARK2004 A.

CORTANTES DE 8) PARK2004 A				
Story	**Elevation**	**Location**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	m		tonf	tonf
Story8	28	Top	70,6235	60,4469
Story7	24,5	Top	111,7555	121,3
Story6	21	Top	141,1942	152,4445
Story5	17,5	Top	141,563	150,936
Story4	14	Top	123,3602	200,5469
Story3	10,5	Top	152,2729	267,894
Story2	7	Top	210,1702	307,8929
Story1	3,5	Top	231,2544	321,0134
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.1.4 – Cortantes PARK2004 B.

CORTANTES DE 9) PARK2004 B				
Story	**Elevation**	**Location**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	m		tonf	tonf
Story8	28	Top	333,1242	266,4472
Story7	24,5	Top	679,149	621,4047
Story6	21	Top	858,7253	927,8693
Story5	17,5	Top	884,0678	1132,018
Story4	14	Top	1095,226	1266,202
Story3	10,5	Top	1371,924	1487,41
Story2	7	Top	1532,274	1623,864
Story1	3,5	Top	1581,183	1669,713
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.3.2.4 – Cortantes DARFIELD.

CORTANTES DE 10) DARFIELD				
Story	**Elevation**	**Location**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	m		tonf	tonf
Story8	28	Top	1,5388	1,4445
Story7	24,5	Top	3,8917	3,4959
Story6	21	Top	6,13	5,503
Story5	17,5	Top	8,0154	7,2223
Story4	14	Top	9,8524	9,0524
Story3	10,5	Top	11,9836	11,2254
Story2	7	Top	13,975	13,2952
Story1	3,5	Top	14,9418	14,3248
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia.

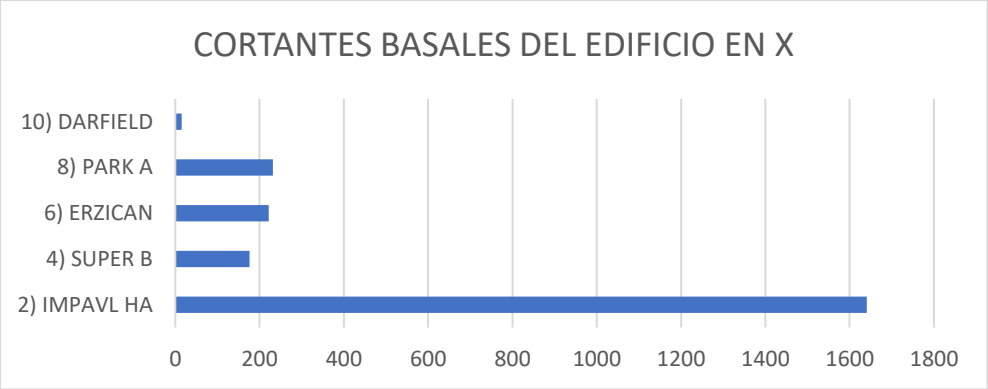
Tabla 7.3.2.4 – Cortantes 4910.

CORTANTES DE 11) A				
Story	**Elevation**	**Location**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	m		tonf	tonf
Story8	28	Top	1,1308	1,3185
Story7	24,5	Top	2,4321	2,9367
Story6	21	Top	3,5332	4,2929
Story5	17,5	Top	4,5104	5,3236
Story4	14	Top	5,3118	5,9908
Story3	10,5	Top	5,9586	6,3217
Story2	7	Top	6,2913	6,4226
Story1	3,5	Top	6,3798	6,4664
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia.

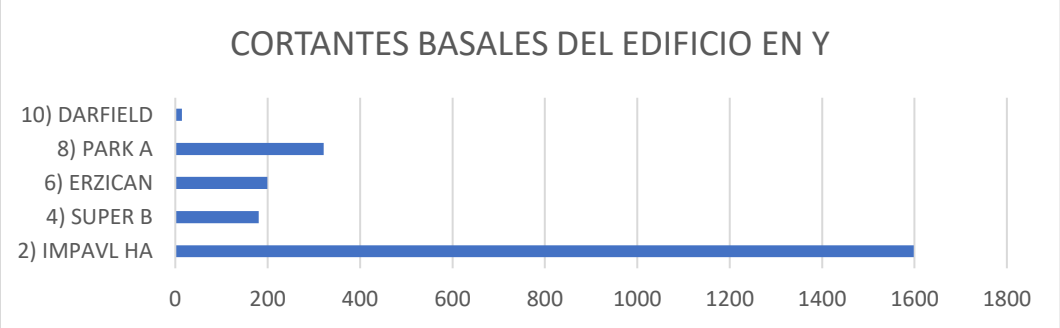
7.3.2.2. Representación gráfica.

Gráfico 7.3.4 – Cortantes basales del edificio en X.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 7.3.5 – Cortantes basales del edificio en Y.



Fuente: Elaboración propia.

El análisis comparativo entre el método dinámico lineal y el análisis no lineal tipo TIME HISTORY pone en evidencia que el enfoque lineal subestima de manera significativa las demandas sísmicas de la estructura, registrando valores de cortante que pueden ser hasta 3.5 veces menores que los obtenidos mediante el análisis no lineal. Esta diferencia se mantiene a lo largo de los distintos niveles, siendo especialmente notable en los niveles inferiores, donde se concentran las mayores solicitaciones. Mientras el análisis lineal asume un comportamiento elástico y presenta una distribución de fuerzas más uniforme y suavemente decreciente en altura, el análisis no lineal refleja una respuesta más compleja, con

mayores magnitudes de cortante y variaciones menos uniformes, asociadas a la interacción real entre la estructura y el movimiento sísmico.

El método no lineal, al incorporar el historial completo del acelerograma, la no linealidad de los materiales, la formación de rótulas plásticas y la evolución progresiva del daño, proporciona una representación más fiel del comportamiento estructural ante eventos sísmicos reales. Asimismo, permite identificar diferencias en la respuesta entre direcciones que no son captadas por el análisis lineal, lo que resalta la importancia de considerar la naturaleza dinámica, direccional y acumulativa del sismo. En este sentido, para evaluaciones de desempeño sísmico y enfoques de diseño basado en desempeño, el análisis no lineal resulta fundamental, ya que posibilita una estimación más precisa de las demandas, así como la identificación de zonas críticas y de los verdaderos niveles de exigencia estructural.

7.4. Rótulas plásticas

Con el fin de evaluar el comportamiento no lineal de la estructura ante solicitaciones sísmicas, se incorporaron rótulas plásticas en los elementos estructurales dentro del modelo desarrollado en ETABS. Estas rótulas permiten simular la formación de zonas de inelasticidad concentrada, representando de manera más realista la disipación de energía y la degradación de rigidez conforme aumenta la demanda sísmica. Su implementación se fundamenta en los lineamientos de normas como FEMA 356 y ASCE 41, las cuales establecen criterios para la definición de curvas fuerza-deformación y niveles de desempeño estructural. La inclusión de estas rótulas en el modelo permite evaluar el desempeño mediante la revisión de estados límite, tales como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso, facilitando así la verificación del cumplimiento de los objetivos de diseño sísmico establecidos para la edificación.

Figura 7.4 – Parámetros de modelación y criterio sde aceptación de rótulas plásticas.

Table 9-7.1. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Beams and Columns—Flexural Actions

Modeling Parameters		Acceptance Criteria		
		Plastic rotation angle (radians) Performance Level		
Plastic rotation angle a and b (radians) Residual strength ratio c		IO	LS	CP
Beams				
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.30\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 9\theta_y$ $b = 11\theta_y$ $c = 0.6$	0.25[a]	[a]	[b]
2. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \ge 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 4\theta_y$ $b = 6\theta_y$ $c = 0.2$	0.25[a]	0.75[a]	[a]
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.				

Fuente: ASCE 41-17.

La representación del comportamiento no lineal de estructuras de acero requiere la incorporación de rótulas plásticas capaces de simular la respuesta inelástica de los elementos estructurales. Para ello, la norma ASCE 41-17 establece en la Tabla 9-7.1 los parámetros de modelación y criterios de aceptación aplicables a vigas y columnas sometidas principalmente a flexión.

Dicha tabla define los parámetros a, b y c, los cuales permiten construir la curva idealizada momento-rotación utilizada para representar el comportamiento de una rótula plástica concentrada. Estos parámetros se fundamentan en estudios experimentales y analíticos realizados sobre elementos de acero y describen la capacidad de deformación inelástica después del inicio de la fluencia.

El parámetro a representa la capacidad de rotación plástica desarrollada después de la fluencia, mientras que el parámetro b establece el límite máximo de deformación asociado a estados cercanos al colapso. Por su parte, el parámetro c define la relación entre la resistencia residual y la resistencia máxima del elemento, permitiendo considerar la degradación de resistencia posterior al desarrollo de deformaciones inelásticas significativas.

Adicionalmente, la ASCE 41-17 incorpora el efecto de la esbeltez del elemento mediante el parámetro de radio de giro normalizado, calculado a partir de las expresiones establecidas en las ecuaciones 9-1 y 9-2. Estas ecuaciones relacionan la longitud no arriostrada del elemento con su radio de giro respecto al eje considerado, permitiendo evaluar la susceptibilidad a fenómenos de inestabilidad, tales como el pandeo lateral-torsional en vigas o el pandeo por compresión en columnas. El valor obtenido constituye un parámetro fundamental para la determinación de las capacidades de deformación plástica y para la selección de los criterios de aceptación correspondientes, ya que influye directamente en los valores de los parámetros de modelación establecidos en la Tabla 9-7.1.

En ETABS, estos parámetros se emplean para definir la curva momento-rotación de las rótulas plásticas asignadas a los elementos estructurales. De esta manera, la Tabla 9-7.1, junto con las ecuaciones 9-1 y 9-2 de la ASCE 41-17, constituye una referencia fundamental para la modelación del comportamiento plástico de vigas y columnas, así como para la evaluación del desempeño sísmico de la estructura conforme a los criterios establecidos por dicha norma.

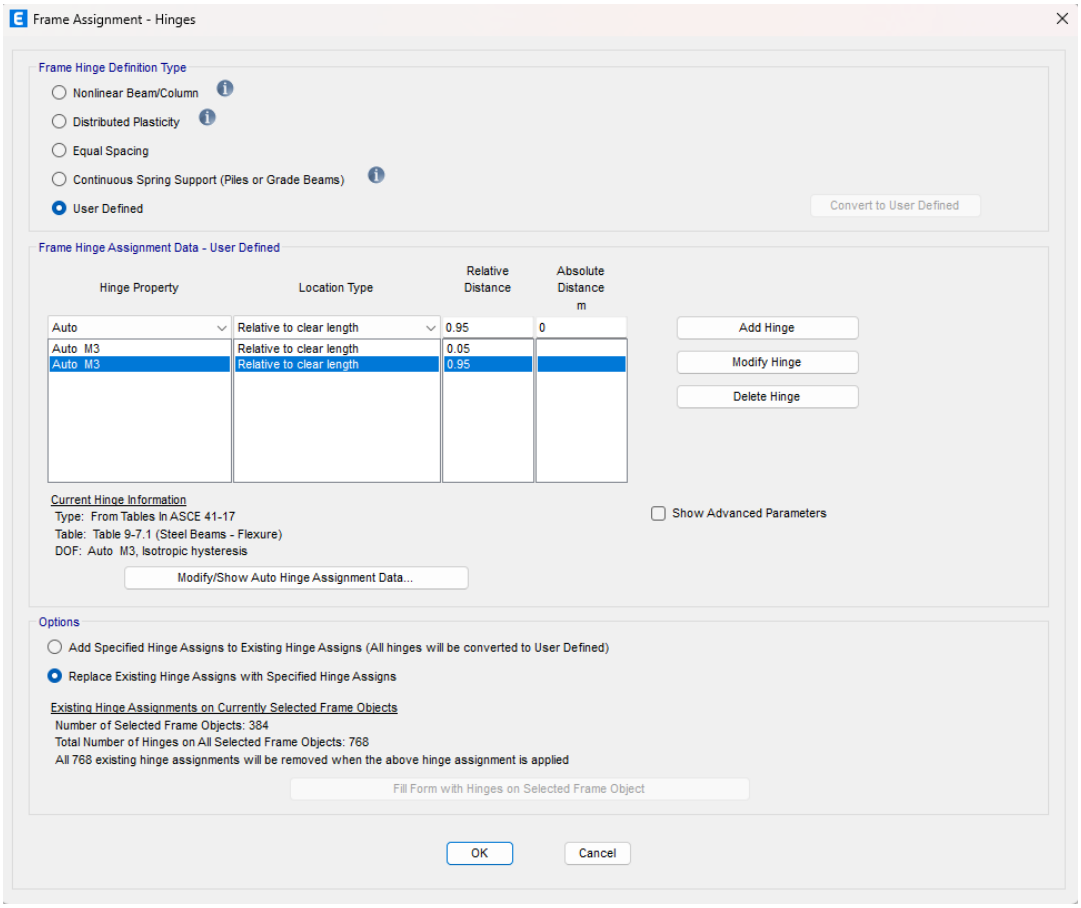
7.4.1. Asignación de rótulas plásticas

Para el modelo analítico desarrollado en ETABS, las rótulas plásticas fueron asignadas automáticamente de acuerdo con los parámetros establecidos en la Tabla 9-7-1 *“Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures – Structural Steel Components”* de la norma ASCE 41-17. En cuanto a la ubicación de dichas rótulas, se identificó que existe cierta variabilidad en los criterios recomendados por diferentes autores y organismos. El Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) sugiere ubicarlas a una distancia equivalente a la mitad del peralte de la viga medida desde la cara de la columna.

Para estructuras de acero, diversos estudios recomiendan situar las rótulas plásticas entre el 5% y el 10% de la longitud total de los elementos estructurales. La formación de estas rótulas en vigas y columnas depende principalmente del sistema estructural empleado y de las características de las conexiones; sin

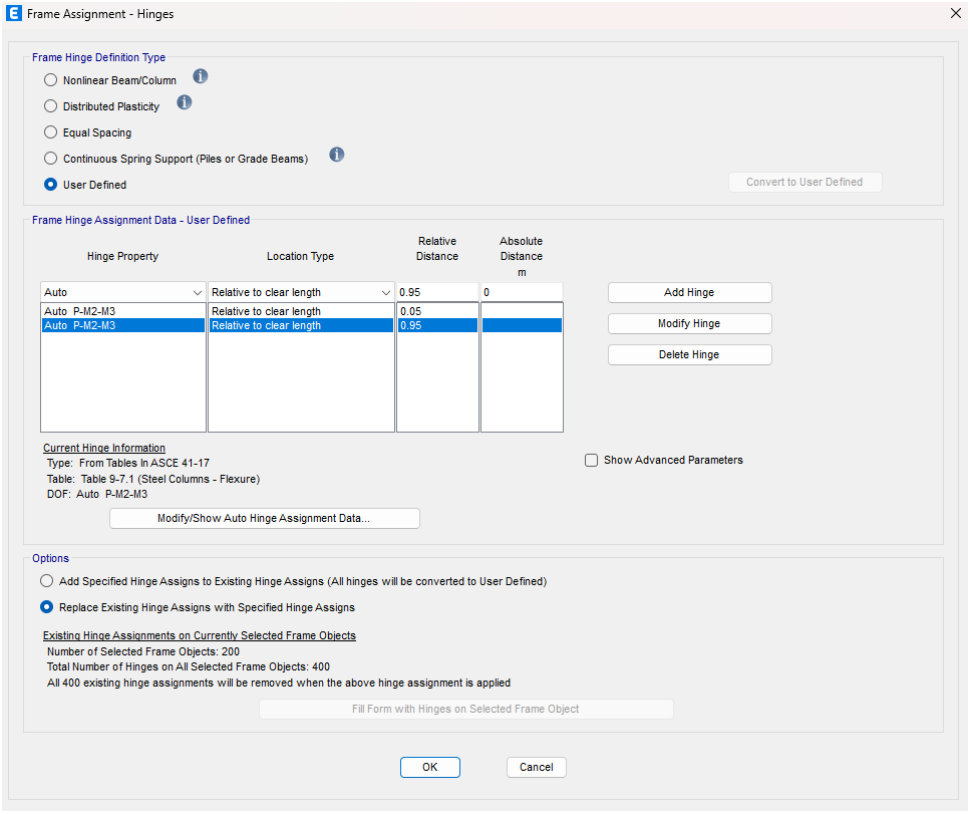
embargo, el análisis detallado de estos aspectos no forma parte de los objetivos de la presente investigación. Por esta razón, se adoptó una ubicación equivalente al 5% de la longitud de cada elemento. En las columnas se asignaron rótulas plásticas del tipo P-M2-M3, considerando la interacción entre carga axial y flexión biaxial, mientras que en las vigas se utilizaron rótulas del tipo M3, asociadas únicamente al comportamiento por flexión.

Figura 7.4.1.1 – Asignación de rótulas plásticas en vigas.



Fuente: ETABS.

Figura 7.4.1.2 – Asignación de rótulas plásticas en columnas.



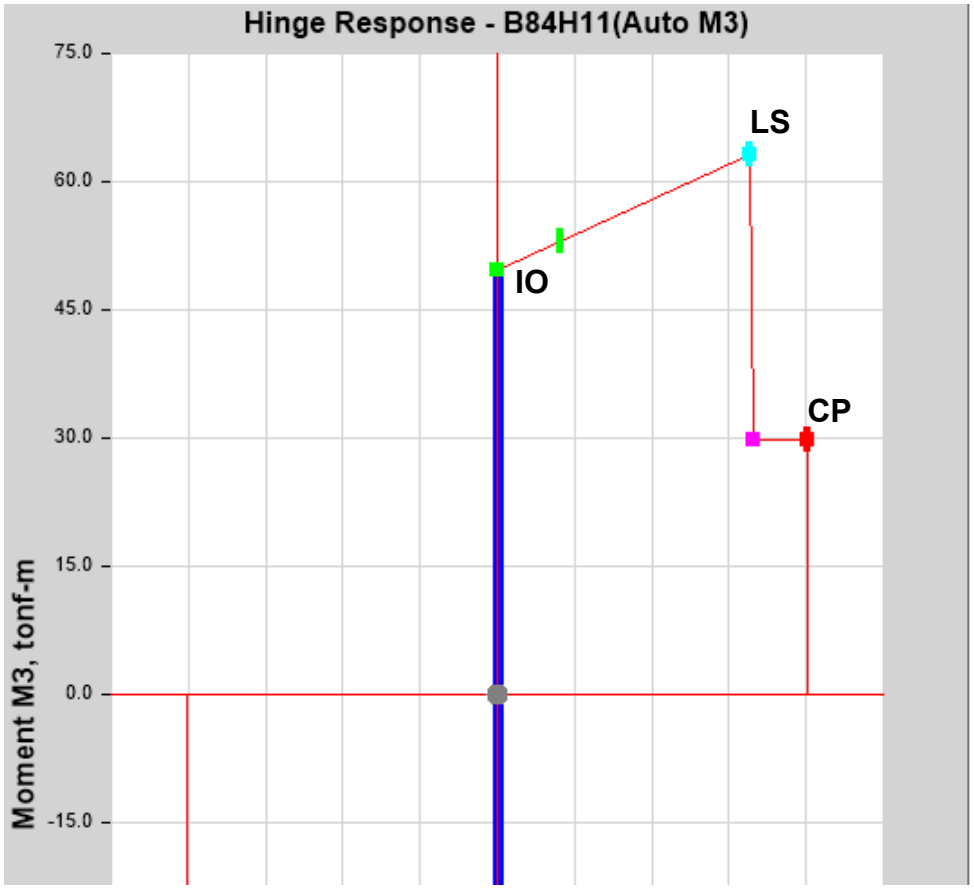
Fuente: ETABS.

7.4.2. Evaluación de desempeño de miembros

7.4.2.1. Vigas principales.

La mayor cantidad de deformación (daño), para la cual el caso crítico para vigas fue IMPVALL A, en el tercer piso en la rótula B84H11 del modelo de ETABS. El momento máximo es de 49.8413 ton-m con una rotación plástica de 0.000987 rad, claramente entre la zona B - C y A-IO

Figura 7.4.2.1.1 – Evaluación de desempeño viga principal.

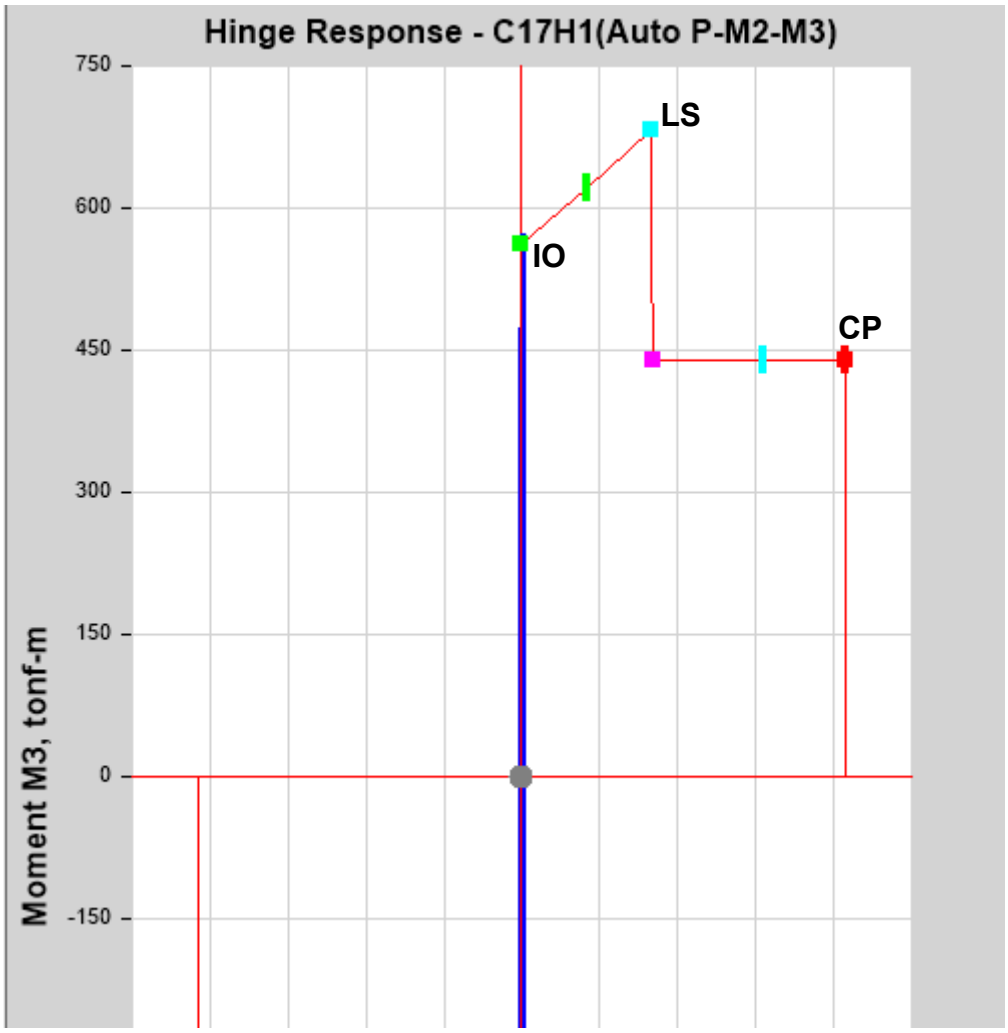


Fuente: ETABS.

7.4.2.2. Columnas.

La mayor cantidad de deformación (daño), para la cual el caso crítico para vigas fue IMPVALL A, en el primer piso en la rótula C17H1 del modelo de ETABS. El momento máximo M3 es de 572.5662 ton-m, momento máximo M2 es de 50.5708 ton-m, Carga Axial P es de 342.9473 ton con una rotación plástica de 6.2E-5 rad, claramente entre la zona C - B Y A-IO.

Figura 7.4.2.2.1 - Evaluación de desempeño viga principal.



Fuente: ETABS.

A partir de la extracción de resultados del modelo no lineal en ETABS, se observó que la totalidad de las rótulas plásticas permanecen en el rango “A - B”, lo cual indica que los elementos estructurales trabajan dentro del comportamiento elástico, sin alcanzar el punto de fluencia. Asimismo, las rotaciones plásticas registradas son nulas, evidenciando que no se desarrollan mecanismos de disipación de energía por plastificación. Estos resultados permiten concluir que, ante la demanda sísmica considerada, la estructura presenta un desempeño satisfactorio, ubicándose dentro del nivel de Ocupación Inmediata, sin daño estructural significativo y con adecuada capacidad resistente.

7.5. Extracción de datos

Tabla 7.4.1 – Resultados de algunos sismos.

Cortantes del Eje X Lineal Máximo		Cortantes del Eje X No Lineal Máximo	
Pisos	**Cortante (Tonf)**	**Pisos**	**Cortante (Tonf)**
Piso 1	448.73	**Piso 1**	1640.933
Piso 2	444.2	**Piso 2**	1559.864
Piso 3	430.08	**Piso 3**	1370.448
Piso 4	402.63	**Piso 4**	1160.959
Piso 5	358.629	**Piso 5**	993.9698
Piso 6	295.183	**Piso 6**	764.458
Piso 7	209.636	**Piso 7**	530.786
Piso 8	99.459	**Piso 8**	300.6907
Cortantes del Eje Y Lineal Maximo		**Cortantes del Eje Y No Lineal Máximo**	
Pisos	**Cortante (Tonf)**	**Pisos**	**Cortante (Tonf)**
Piso 1	448.73	**Piso 1**	1598.185
Piso 2	444.2	**Piso 2**	1549.19
Piso 3	430.08	**Piso 3**	1420.781
Piso 4	402.63	**Piso 4**	1270.906
Piso 5	358.629	**Piso 5**	1067.949
Piso 6	295.183	**Piso 6**	789.956
Piso 7	209.626	**Piso 7**	551.6134
Piso 8	99.459	**Piso 8**	249.4144

Fuente: ETABS.

7.6. Comprobante de Derivas

La verificación de derivas de entrepiso en el rango elástico constituye un criterio fundamental para evaluar el desempeño y la estabilidad lateral de las estructuras sometidas a cargas sísmicas. De acuerdo con los lineamientos establecidos en la ASCE 7-22, el control de derivas se realiza comparando los desplazamientos relativos entre niveles con los límites permisibles indicados en la Tabla 12.12-1, los cuales dependen del sistema estructural y del nivel de riesgo de la edificación. En este sentido, a partir de los desplazamientos obtenidos del análisis estructural lineal, se procede a calcular la deriva de entrepiso y verificar que no exceda los valores máximos permitidos por la normativa, garantizando así que la estructura mantenga un comportamiento adecuado bajo la acción sísmica de diseño.

Tabla 12.12.1- Deriva permisible Δ_a.

Table 12.12-1. Allowable Story Drift, Δ_a.

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, and ceilings that have been designed to accommodate the drifts associated with the Design Earthquake Displacements	$0.025h_{xx}$ [a]	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$
Masonry cantilever shear wall structures[b]	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$
All other structures	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$	$0.010h_{xx}$

[a] There shall be no drift limit for single-story structures in which the interior walls, partitions, and ceilings have been designed to accommodate story drifts associated with the Design Earthquake Displacement. The structural separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.
[b] Structures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support that are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.
Notes: h_{xx} is the story height below level x. For seismic force-resisting systems solely comprising moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.

Fuente: ASCE 7-22.

$0.015h_{xx} \rightarrow 0.015 * 3500mm = 52.2mm$

$\Delta_a = 52.5mm$

Tabla 7.4.1 – Derivas permitidas.

NIVEL	hi (mm)	δxe (mm)	Δx (mm)	Δa (mm)	EVALUACIÓN	δye (mm)	δy (mm)	Δa (mm)	EVALUACIÓN
8	3500	78,2247	18,947	52,5	CUMPLE	72,06	18,973	52,5	CUMPLE
7	3500	72,563	25,333	52,5	CUMPLE	62,6368	24,6	52,5	CUMPLE
6	3500	64,963	32,57	52,5	CUMPLE	58,988	30,923	52,5	CUMPLE
5	3500	55,192	39,003	52,5	CUMPLE	49,711	36,47	52,5	CUMPLE
4	3500	43,491	43,723	52,5	CUMPLE	38,77	40,057	52,5	CUMPLE
3	3500	30,374	44,54	52,5	CUMPLE	26,753	40,02	52,5	CUMPLE
2	3500	17,012	38,307	52,5	CUMPLE	14,747	33,537	52,5	CUMPLE
1	3500	5,52	18,4	52,5	CUMPLE	4,686	15,62	52,5	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Para la evaluación de derivas en el análisis dinámico no lineal, se adoptan los criterios establecidos en la Sección 16.4.1.2 de la ASCE 7-22, la cual establece los procedimientos para la verificación de desplazamientos laterales cuando se emplean métodos de análisis no lineales basados en historia de tiempo. Esta disposición normativa permite evaluar directamente la respuesta inelástica de la estructura a partir de los desplazamientos obtenidos del análisis, comparando las derivas máximas de entrepiso con los límites de desempeño correspondientes. En el caso del edificio analizado, con una altura aproximada de 28 m, la aplicación de este criterio resulta adecuada, ya que permite considerar de manera explícita los efectos de la no linealidad estructural y estimar con mayor precisión el comportamiento sísmico real del sistema, garantizando que las derivas obtenidas se mantengan dentro de los niveles de desempeño aceptables establecidos por la normativa.

Figura 7.4 – Deriva de historia transitoria.

16.4.1.2 Transient Story Drift The mean transient story drift for all building heights, $\overline{\Delta}$ in ft (m), shall not exceed two times the limits of Table 12.12-1. Additionally, for structures exceeding 100 ft (30 m) in height, $\overline{\Delta}$ shall not exceed the value obtained from Equation (16.4-1):

$$\overline{\Delta} \le h_{sx}(4.71x10^{-2} - 7.14x10^{-5}h_n) \qquad (16.4\text{-}1)$$

$$\overline{\Delta} \le h_{sx}(4.71x10^{-2} - 2.34x10^{-4}h_n) \qquad (16.4\text{-}1.SI)$$

Fuente: ASCE 7-22.

Tabla 7.4.2 – Derivas transitorias.

NIVEL	hi (mm)	δxe (mm)	Δx (mm)	Δa (mm)	EVALUACIÓN	δye (mm)	δy (mm)	Δa (mm)	EVALUACIÓN
8	3500	532.672	28.459	105	CUMPLE	471	34.018	105	CUMPLE
7	3500	504.213	41.833	105	CUMPLE	437	45.372	105	CUMPLE
6	3500	462.380	60.340	105	CUMPLE	392	58.620	105	CUMPLE
5	3500	402.040	79.767	105	CUMPLE	333	68.386	105	CUMPLE
4	3500	322.273	94.949	105	CUMPLE	265	79.410	105	CUMPLE
3	3500	227.324	99.744	105	CUMPLE	186	82.296	105	CUMPLE
2	3500	127.580	85.986	105	CUMPLE	103	70.258	105	CUMPLE
1	3500	41.594	41.594	105	CUMPLE	33	33.011	105	CUMPLE

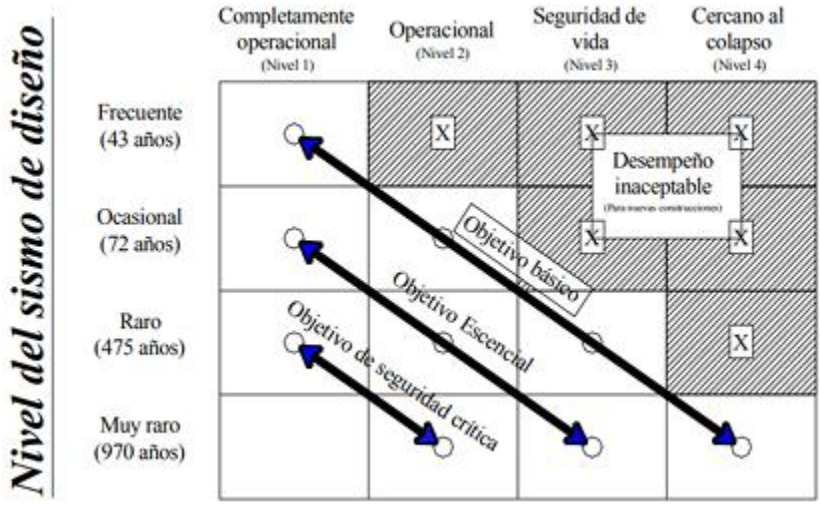
Fuente: Elaboración propia.

VIII. ANÁLISIS DE DESEMPEÑO SÍSMICO

El concepto de diseño basado en desempeño permite evaluar el comportamiento esperado de una estructura frente a diferentes niveles de intensidad sísmica, estableciendo objetivos de desempeño que relacionan la severidad del sismo con el nivel de daño estructural permitido. En este contexto, el documento SEAOC Vision 2000 Performance Based Seismic Engineering propone una matriz de desempeño donde se combinan distintos niveles de amenaza sísmica con estados de desempeño estructural, tales como Operación Inmediata (Immediate Occupancy), Seguridad de Vida (Life Safety) y Prevención de Colapso (Collapse Prevention). En la presente investigación, este enfoque sirve como marco conceptual para definir los objetivos de desempeño del edificio analizado. Considerando que la estructura corresponde a una edificación con índice de riesgo IV, y tomando como referencia el sismo de diseño representado por el evento sísmico de Managua de 1972, se establece un nivel de desempeño

objetivo que permita garantizar un comportamiento estructural adecuado ante un evento sísmico severo representativo de la amenaza sísmica local.

Figura 8.1 – Niveles de desempeño sísmico.



Fuente: SEAOC-Vision 2000.

Para la definición formal de los objetivos de desempeño y los criterios de evaluación estructural, se emplean los lineamientos establecidos en la Tabla 2-3 de la ASCE 41-17, la cual presenta la relación entre los niveles de amenaza sísmica y los niveles de desempeño estructural esperados. Esta tabla establece combinaciones recomendadas de desempeño para diferentes categorías de importancia estructural, permitiendo seleccionar el nivel de respuesta requerido según el tipo de edificación y su importancia funcional. En el caso del presente estudio, al tratarse de una estructura clasificada con categoría de riesgo IV, se adoptan los criterios de desempeño indicados por la normativa para edificaciones esenciales, con el objetivo de garantizar que la estructura mantenga un comportamiento seguro frente al sismo de diseño considerado, evaluando así su capacidad estructural mediante los procedimientos de análisis desarrollados en esta investigación.

Tabla 2.3 – Objetivo de Rendimiento Básico Equivalente a los Nuevos Estándares de Construcción (BPON).

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

Fuente: ASCE 41-17.

Con base en el enfoque de diseño sísmico basado en desempeño, el presente estudio adopta como referencia los lineamientos conceptuales establecidos en SEAOC Vision 2000 Performance Based Seismic Engineering, así como los criterios de evaluación definidos en la Tabla 2-1 de la ASCE 41-17. Considerando que la edificación analizada corresponde a una estructura clasificada dentro de la categoría de riesgo IV, cuya funcionalidad resulta crítica después de un evento sísmico, se establece como objetivo de desempeño alcanzar el nivel de Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy) frente al sismo de diseño representado por el evento sísmico de 1972. En términos del marco de Vision 2000, este criterio corresponde a un objetivo esencial, mientras que, de acuerdo con ASCE 41-17, se asocia con el nivel de desempeño Basic Safety Earthquake 1 – Nivel N (BSE-1N). Este nivel implica que, ante la acción del sismo considerado, la estructura puede experimentar daños estructurales limitados, manteniendo su capacidad resistente y rigidez lateral de forma que la edificación permanezca operativa sin comprometer la seguridad de los ocupantes ni requerir reparaciones estructurales significativas.

El control de derivas realizado demuestra que la estructura presenta niveles de deformación dentro de los límites aceptables establecidos por la normativa, lo cual confirma que el sistema estructural es capaz de responder adecuadamente frente al sismo de diseño considerado, cumpliendo con el objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata planteado en el marco del BPON, y evidenciando un comportamiento estructural compatible con los criterios de seguridad y funcionalidad requeridos para edificaciones de categoría de riesgo IV.

Como parte del análisis dinámico no lineal, se obtuvieron los desplazamientos máximos y las derivas de entrepiso correspondientes a cada nivel de la estructura para el registro sísmico considerado. Estos valores fueron extraídos del modelo desarrollado en ETABS y utilizados para la verificación de los criterios de aceptación establecidos para el control de desplazamientos laterales. La Tabla 7.4.2 presenta las derivas de entrepiso calculadas para cada nivel de la edificación, junto con su comparación respecto al límite máximo permisible de 105 mm, definido conforme a la Sección 16.4.1.2 de la ASCE 7-22. Se observa que los valores obtenidos para todos los niveles son inferiores al límite de referencia establecido por la normativa.

IX. CONCLUSIONES

1. El modelo estructural del edificio de acero con sistema de Pórticos Resistentes a Momentos (SMF) permitió representar adecuadamente la geometría, propiedades mecánicas y condiciones de carga de la estructura, evidenciando un comportamiento global adecuado para las condiciones sísmicas de Managua.
2. El análisis dinámico lineal permitió caracterizar el comportamiento estructural idealizado del edificio, identificando la distribución de fuerzas internas, desplazamientos y modos principales de vibración. A partir de estos resultados se concluye que este análisis constituyó una base fundamental para verificar la respuesta global de la estructura frente a la acción sísmica, permitió evaluar los desplazamientos obtenidos respecto a los límites admisibles establecidos por la normativa. En este sentido, se determinó que los desplazamientos si cumplen con los valores permisibles definidos por la *ASCE 7-22*, lo cual indica que la estructura presenta un comportamiento adecuado dentro del rango elástico ante la demanda sísmica considerada, sirviendo como referencia inicial para posteriores evaluaciones de desempeño estructural.
3. El análisis dinámico no lineal tipo TIME HISTORY, permitió evaluar la respuesta estructural de la edificación bajo condiciones sísmicas representativas, incorporando efectos de no linealidad en la respuesta global. A partir de los desplazamientos obtenidos y su comparación con los límites de aceptación establecidos en la normativa ASCE 41-17, se determinó que la estructura cumple con los criterios correspondientes al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO). En función de estos resultados, se concluye que la edificación mantiene su capacidad resistente y funcional ante el evento sísmico analizado, presentando daños estructurales mínimos que no impiden su uso posterior. Este nivel de desempeño es adecuado para una edificación de uso gubernamental, en la cual se requiere garantizar la operatividad después de un sismo. Asimismo, el hecho de que la estructura no incurra en el rango inelástico bajo la demanda sísmica considerada evidencia una condición de

sobrediseño, al presentar una capacidad resistente superior a la exigida para el nivel de desempeño requerido.

4. Los resultados obtenidos, tanto en términos de desplazamientos como de derivas de entrepiso, se mantienen dentro de los límites permisibles establecidos por normativa, mientras que el análisis de rótulas plásticas indica que todos los elementos permanecen en el rango elástico, sin evidencia de formación de mecanismos inelásticos.
5. Los cortantes basales y por nivel obtenidos reflejan las fuerzas sísmicas a las cuales estará sometida la estructura, observándose valores que, en relación con la capacidad resistente del sistema, resultan bajos, lo que evidencia una alta rigidez y capacidad estructural.

X. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda la implementación de un enfoque de diseño por desempeño, que permita ajustar la respuesta estructural al nivel de desempeño objetivo, optimizando el uso de materiales y evitando condiciones de sobrediseño.
2. Resulta conveniente evaluar la estructura bajo diferentes niveles de demanda sísmica, con el fin de inducir la respuesta inelástica controlada y analizar el comportamiento real de disipación de energía del sistema.
3. Se sugiere complementar el análisis mediante el uso de múltiples registros sísmicos representativos, para considerar la variabilidad en la respuesta estructural y obtener resultados más robustos.
4. Es recomendable profundizar en la modelación no lineal, particularmente en la definición y calibración de rótulas plásticas, a fin de representar con mayor precisión el comportamiento inelástico de los elementos estructurales.

XI. BIBLIOGRAFÍA

Acero, A. L. (2010). *Especificacion ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero.* Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero.

American Society of Civil Engineers. (2019). *ASCE 41-17*. Obtenido de amplify.asce: https://amplify.asce.org/content/standard/9780784440032

American Society of Civil Engineers. (2019). *ASCE/SEI 7-22*. Obtenido de amplify.asce: https://amplify.asce.org/content/standard/9780784415788

Argentina.gob.ar. (s.f.). *Argetina.gob.ar*. Obtenido de https://www.argentina.gob.ar/sinagir/riesgos-frecuentes/sismos#:~:text=Un%20sismo%20o%20terremoto%20es,dentro%20de%20la%20misma%20tierra.

ASCE 41-17. (s.f.). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.*

ASCE 7-22. (2019). *Minium Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.*

CAPRA. (s.f.). *CAPRA.* Obtenido de https://ecapra.org/sites/default/files/documents/ERN-CAPRA-R7-T2-7%20-%20Terremoto%20Managua_NIC.pdf

Carvalho, I., & Salmerón, J. (2016). *Investigación Geográfica.* Chile.

Castillo, M. (2025). *Laboratorio Integra*. Obtenido de https://www.integracimentaciones.com/blog/que-es-un-analisis-estructural

Ceballos, A. (2019). *Sistemas estructurales*. Obtenido de Wixsite.com: https://andresceballos2019.wixsite.com/inicio/post/sistemas-estructurales

Chazaro Rosario, C. (2019). *DISEÑO DE CONEXIONES*. Obtenido de gerdaucorsa: https://www.gerdaucorsa.com.mx/sites/mx_gerdau/files/PDF/DISENO%20DE%20CONEXIONES_2019-min-min.pdf

Cházaro Rosario, C. (2021). *Tipos de conexiones para estructuras de Acero*. Obtenido de Gerdau Corsa: https://www.gerdaucorsa.com.mx/blog/tipos-de-conexiones-para-estructuras-de-acero

Chiriguaya, J. (1989). *Instituto Oceanográfico y Antártico de la Armada.* Obtenido de https://inocar.mil.ec/web/phocadownloadpap/actas_oceanograficas/acta5/OCE501_13.pdf

Chuy Rodríguez, D. (2013). *Ciencia y Comunidad en la gestión de los Riesgos Naturales.* Cuba.

Cipsa. (s.f.). *Cipsa*. Obtenido de https://www.cipsa.com.mx/32/noticias/%C2%BFcomo-afecta-un-sismo-a-una-edificacion/#:~:text=Un%20sismo%20no%20da%C3%B1a%20a,su%20masa%2C%20afectan%20al%20edificio.

Computer and Structures, Inc. (s.f.). *csicertifications.us*. Obtenido de https://www.csicertifications.us/documents/Empuje.pdf

CRISAFULLI, F. J. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero.* Argentina.

FEMA P-695. (2019). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Buildings Seismic Performance Factores.*

Flores Ramos, H. I., & Balmaceda Loáisiga, X. A. (2022). *ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL CONSIDERANDO EFECTO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA, DEL EDIFICIO RIGOBERTO LÓPEZ PÉREZ, UBICADO EN LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA, DEPARTAMENTO DE MANAGUA, 2021.* Managua.

Genie Rizo, L., Guido Cruz, D., & Gómez Serrano, S. (2021). *DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL*

SISMO RESISTENTE DE ACERO, DE OCHO NIVBELES EMPLAZADO EN LA CIUDAD DE MANAGUA.

Genie Rizo, L., Guido Cruz, D., & Gómez Serrano, S. (2021). *DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL SISMO RESISTENTE DE ACERO, DE OCHO NIVELES EMPLAZADO EN LA CIUDAD DE MANAGUA.*

Genin & Garcés, S.L. (2025). *AutoPIPE*. Obtenido de http://autopipe.me/es/time-history#:~:text=An%C3%A1lisis%20de%20Time%20History%20o,llama%20an%C3%A1lisis%20de%20time%20history.

Guevara, N., Osorio , S., & Vargas, E. (2006.). *EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA DE LAS INGENIERÍAS Y ARQUITECTURAUTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).* Obtenido de UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR: https://oldri.ues.edu.sv/id/eprint/4522/1/Evaluaci%C3%B3n%20de%20la%20capacidad%20estructural%20del%20edificio%20de%20la%20Biblioteca%20de%20las%20Ingenier%C3%ADas%20y%20arquitectura%2C%20utilizandoan%C3%A1lisis%20est%C3%A1tico%20no%20lineal%20%28Pushover

H. Ramezansefat, A. A. (2012). *Behavior of Sreel Intermediate Moment Frames .* Obtenido de iitk.ac.in: https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_1144.pdf

IGENMAI. (2024). *Información General*. Obtenido de csiespana: https://www.csiespana.com/software/5/etabs

Incober. (2022). *IMPORTANCIA DEL ANALISIS ESTRUCTURAL.* Obtenido de Incober: https://incober.es/blog/importancia-del-analisis-estructural/

Ineter. (2005). *MICROZONIFICACIÓN DE MANAGUA - Capítulo 2 : Historia Sísmica y Sismicidad Actual*. Obtenido de webserver2:

https://webserver2.ineter.gob.ni/geofisica/sis/proyectos/micromana/2-sismicidad-res.htm

INETER. (2018). *Vulnerabilidades y Amenaza ante Terremotos*. Obtenido de https://www.ineter.gob.ni/geoportales/vulnerabilidades-amenazas/index.html#:~:text=Nicaragua%20es%20un%20pa%C3%ADs%20s%C3%ADsmico,las%20regiones%20aut%C3%B3nomas%20del%20caribe.

Ineter. (2024). *FALLAS GEOLÓGICAS DE MANAGUA*. Obtenido de webserver2: https://webserver2.ineter.gob.ni/sis/f-mana.html

MARN. (2024). *Observatorio de Amenazas*. Obtenido de https://www.snet.gob.sv/ver/sismologia/riesgo+sismico/#:~:text=En%20t%C3%A9rminos%20generales%20el%20riesgo,excedida%20por%20un%20terremoto.

Mike Abell. (02 de Julio de 2012). *CSI Knowledge Base*. Obtenido de https://web.wiki.csiamerica.com/wiki/spaces/kb/pages/2003174/Direct-integration+time-history+analysis

Ministerio de Medio Ambiente. (s.f.). *Observatorio de Amenazas*. Obtenido de https://www.snet.gob.sv/ver/seccion+educativa/sismologia/escalas+de+magnitud/

Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2022). *Norma sismorresisstente para la ciudad de managua*.

Murgo, E. (10 de Marzo de 2023). *Unidiversidad*. Obtenido de https://www.unidiversidad.com.ar/escalas-sismologicas-como-se-miden-y-clasifican-los-terremotos

National Institute of Standads and Technology. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Obtenido de https://www.nehrp.gov/pdf/nistgcr10-917-8.pdf

NSCM 22. (2022). *Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022.*

Núñez, F., Ruiz, D., & Cortés, J. (30 de Enero de 2021). *SCIELO*. Obtenido de https://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S0718-50732021000200173&script=sci_arttext&utm_source=chatgpt.com

Okulewicz, S. (2025). *Peligros Sísmico.* Obtenido de https://www.ebsco.com/research-starters/earth-and-atmospheric-sciences/earthquake-hazards

Pérez Mundaca, A. (2019). *Universidad César Vallejo*. Obtenido de https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/31511#:~:text=Mediante%20esta%20metodolog%C3%ADa%20se%20determina,comportamiento%20s%C3%ADsmico%20de%20la%20estructura.

Piedra, R. (23 de 04 de 2018). *Generaciòn de acelerogramas sintéticos*. Obtenido de https://www.georys.com/wp-content/uploads/2020/06/2018_GENERACION-DE-ACELEROGRAMAS-SINT%C3%89TICOS-%E2%80%93-Presentaci%C3%B3n.pdf

Pin Molina, J. (27 de Septiembre de 2017). Obtenido de https://sites.ipleiria.pt/seismicknowledge/tag/terremoto/page/2/

Real Academia Española. (2024). *Real Academia Española*. Obtenido de https://dle.rae.es/sismicidad

Rivas Huete, M. A. (2017). *DIAGNÓSTICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL UTILIZANDO EL MÉTODO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) APLICADO A UN MODELO DE EDIFICIO IRREGULAR.* Managua.

Rojas, A. (20 de Diciembre de 2019). *Geología-Publicaciones.* Obtenido de https://post.geoxnet.com/glossary/ondas-sismicas/

Rojas, A. (20 de Diciembre de 2019). *GeoPublicaciones*. Obtenido de https://post.geoxnet.com/glossary/ondas-sismicas/

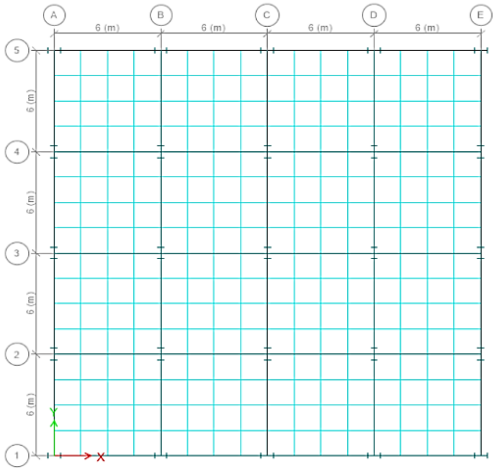
Ropero Portillo, S. (9 de Octubre de 2023). *Ecología Verde*. Obtenido de https://www.ecologiaverde.com/ondas-sismicas-que-son-y-tipos-4626.html

Segura, F. (2025). *Reseña de la sismicidad de Nicaragua con énfasis en la depresión nicaraguense*. Obtenido de https://webserver2.ineter.gob.ni/sis/literatura/FabioSegura_SismicidadEnNicaragua.pdf

XII. ANEXOS

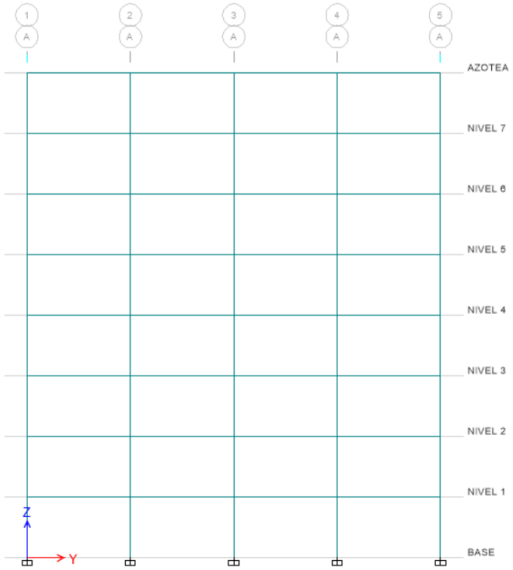
12.1. Modelado

Figura A.1 - Vista de Planta Típica del Modelo.



Nota: Diseño basado en el desempeño estructural de un edificio esencial sismo resistente de acero, de ocho niveles emplazado en la ciudad de managua, 2021. Fuente: https://ribuni.uni.edu.ni/4175/1/96018.pdf

Figura A.2 - Vista de Elevación Típica del Modelo.



Nota: Diseño basado en el desempeño estructural de un edificio esencial sismo resistente de acero, de ocho niveles emplazado en la ciudad de managua, 2021. Fuente: https://ribuni.uni.edu.ni/4175/1/96018.pdf

12.2. Análisis Lineal

Figura B.1 – Matriz de Masa.

Masa Sísmica Total

$$MaTotal := \frac{Wntotal}{g} = 291.02 \ \frac{tonne \cdot s^2}{m}$$

$$MatrizMasa := \begin{bmatrix} MaN1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & MaN2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & MaN3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & MaN4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & MaN5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & MaN6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & MaN7 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & MaN8 \end{bmatrix}$$

$$MatrizMasa = \begin{bmatrix} 0.377 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.377 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.377 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.377 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.377 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.377 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.377 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.273 \end{bmatrix} \frac{tonne \cdot s^2}{cm}$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura B.2 – Matriz de rigidez.

Matriz de rigidez eje X

$$MatrizRigidezX := \begin{bmatrix} KX1+KX2 & -KX2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -KX2 & KX2+KX3 & -KX3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -KX3 & KX3+KX4 & -KX4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -KX4 & KX4+KX5 & -KX5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -KX5 & KX5+KX6 & -KX6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -KX6 & KX6+KX7 & -KX7 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -KX7 & KX7+KX8 & -KX8 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -KX8 & KX8 \end{bmatrix}$$

$$MatrizRigidezX = \begin{bmatrix} 592.547 & -186.748 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -186.748 & 333.56 & -146.812 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -146.812 & 279.644 & -132.832 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -132.832 & 260.62 & -127.788 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -127.788 & 253.698 & -125.91 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -125.91 & 245.03 & -119.12 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -119.12 & 203.917 & -84.797 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -84.797 & 84.797 \end{bmatrix} \frac{tonne}{cm}$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura B.3 - Cálculo de autovalores en X.

Matriz auxiliar para el calculo de autovalores

$$AX := MatrizRigidezX^{-1} \cdot MatrizMasa$$

$$AX = \begin{bmatrix} 0.001 & 0.001 & 0.001 & 0.001 & 0.001 & 0.001 & 0.001 & 0.001 \\ 0.001 & 0.003 & 0.003 & 0.003 & 0.003 & 0.003 & 0.003 & 0.002 \\ 0.001 & 0.003 & 0.006 & 0.006 & 0.006 & 0.006 & 0.006 & 0.004 \\ 0.001 & 0.003 & 0.006 & 0.008 & 0.008 & 0.008 & 0.008 & 0.006 \\ 0.001 & 0.003 & 0.006 & 0.008 & 0.011 & 0.011 & 0.011 & 0.008 \\ 0.001 & 0.003 & 0.006 & 0.008 & 0.011 & 0.014 & 0.014 & 0.01 \\ 0.001 & 0.003 & 0.006 & 0.008 & 0.011 & 0.014 & 0.017 & 0.013 \\ 0.001 & 0.003 & 0.006 & 0.008 & 0.011 & 0.014 & 0.017 & 0.016 \end{bmatrix} s^2$$

Calculo de los valores propios con la herramienta eigenvals de Mathcad

$$\lambda Xi := \text{eigenvals}(AX) = \begin{bmatrix} 0.0606875 \\ 0.0075755 \\ 0.0031057 \\ 0.0018011 \\ 0.0012308 \\ 0.0009296 \\ 0.0007776 \\ 0.0005353 \end{bmatrix} s^2$$

Calculo de Autovalores

$$\lambda X := \frac{1}{\lambda Xi} = \begin{bmatrix} 16.478 \\ 132.004 \\ 321.993 \\ 555.204 \\ 812.478 \\ 1075.708 \\ 1286.054 \\ 1868.187 \end{bmatrix} \frac{rad}{s^2}$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura B.4 – Cálculo de autovalores en Y.

Matriz auxiliar para el calculo de autovalores

$$AY := MatrizRigidezY^{-1} \cdot MatrizMasa$$

$$AY = \begin{bmatrix} 0.001 & 0.001 & 0.001 & 0.001 & 0.001 & 0.001 & 0.001 & 0.001 \\ 0.001 & 0.002 & 0.002 & 0.002 & 0.002 & 0.002 & 0.002 & 0.002 \\ 0.001 & 0.002 & 0.005 & 0.005 & 0.005 & 0.005 & 0.005 & 0.003 \\ 0.001 & 0.002 & 0.005 & 0.007 & 0.007 & 0.007 & 0.007 & 0.005 \\ 0.001 & 0.002 & 0.005 & 0.007 & 0.01 & 0.01 & 0.01 & 0.007 \\ 0.001 & 0.002 & 0.005 & 0.007 & 0.01 & 0.012 & 0.012 & 0.009 \\ 0.001 & 0.002 & 0.005 & 0.007 & 0.01 & 0.012 & 0.015 & 0.011 \\ 0.001 & 0.002 & 0.005 & 0.007 & 0.01 & 0.012 & 0.015 & 0.014 \end{bmatrix} s^2$$

Calculo de los valores propios con la herramienta eigenvals de Mathcad

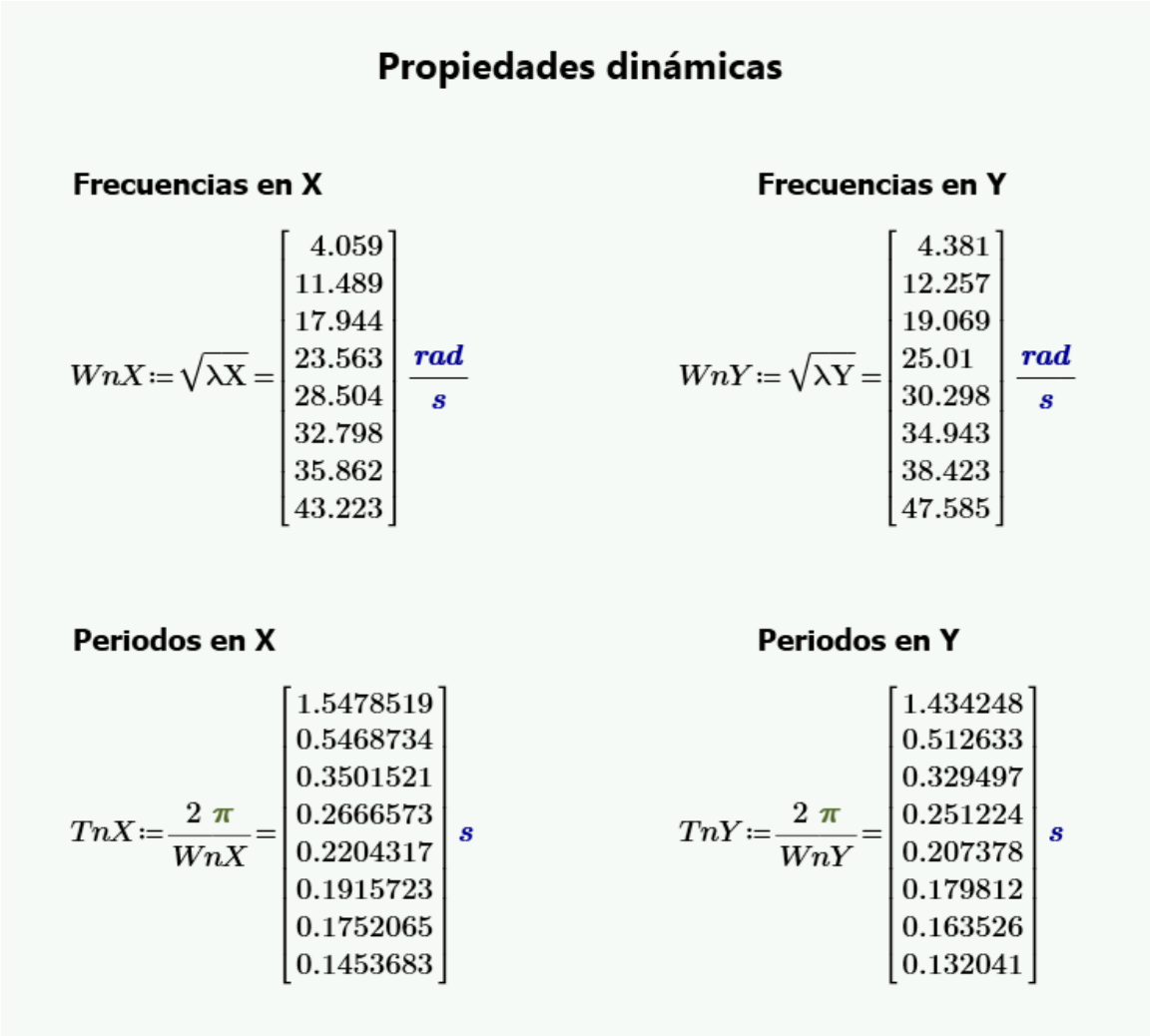
$$\lambda Yi := \text{eigenvals}(AY) = \begin{bmatrix} 0.052 \\ 0.007 \\ 0.003 \\ 0.002 \\ 0.001 \\ 0.001 \\ 0.001 \\ 0 \end{bmatrix} s^2$$

Calculo de Autovalores

$$\lambda Y := \frac{1}{\lambda Yi} = \begin{bmatrix} 19.192 \\ 150.226 \\ 363.628 \\ 625.515 \\ 917.983 \\ 1221.018 \\ 1476.342 \\ 2264.335 \end{bmatrix} \frac{rad}{s^2}$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura B.5 – Cálculo de propiedades dinámicas.



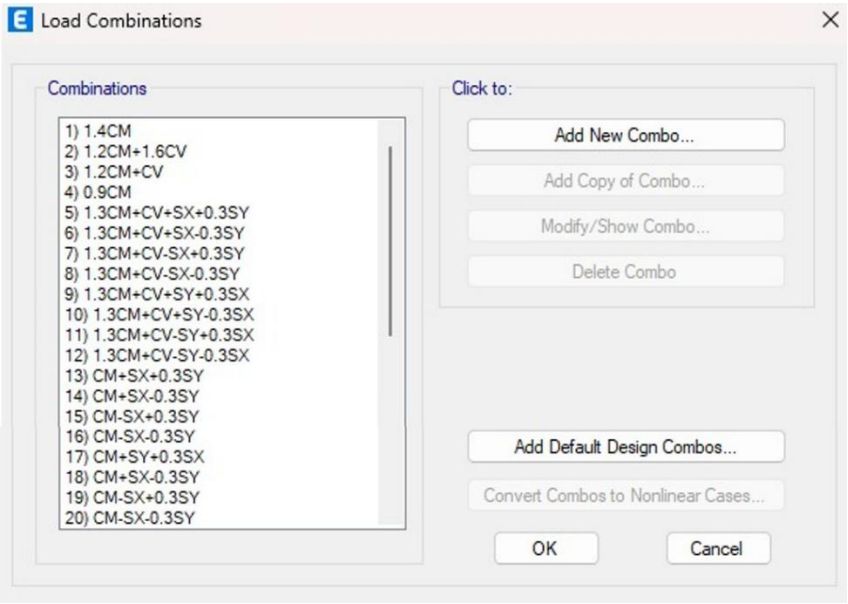
Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.1 - Set de cargas extraídas.

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: (Genie Rizo, Guido Cruz, & Gómez Serrano, DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL SISMO RESISTENTE DE ACERO, DE OCHO NIVBELES EMPLAZADO EN LA CIUDAD DE MANAGUA, 2021)

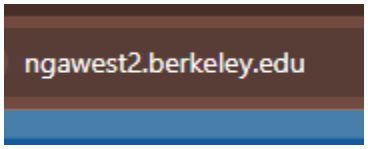
Figura B.6 – Combinaciones de carga.



Fuente: ETABS.

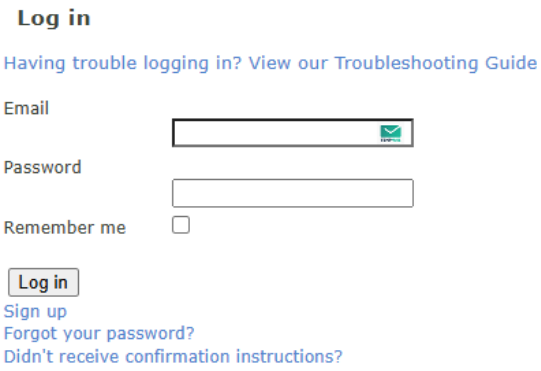
12.3. Paso a paso del PEER

Figura C.1 – Dirección URL del PEER.



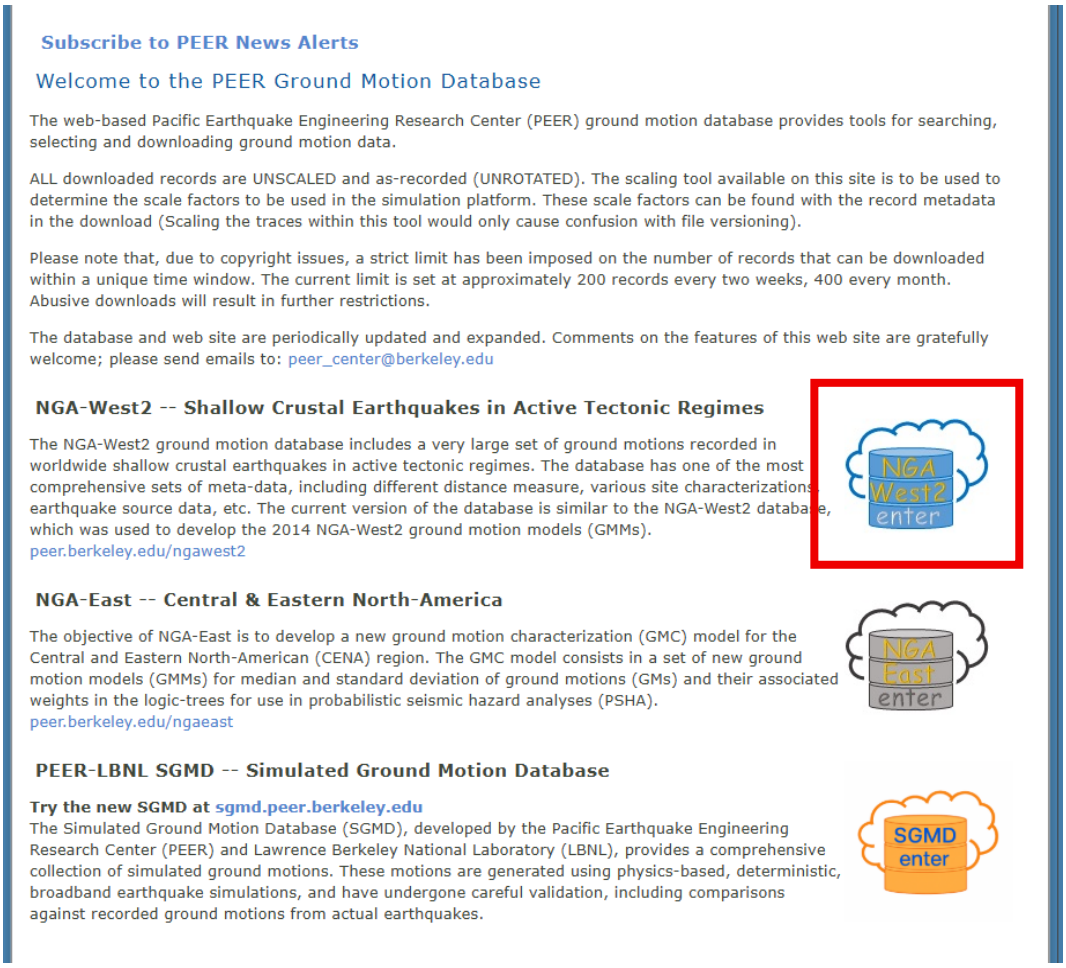
Fuente: Google.

Figura C.2 – Inicio de sección con un correo verificable.



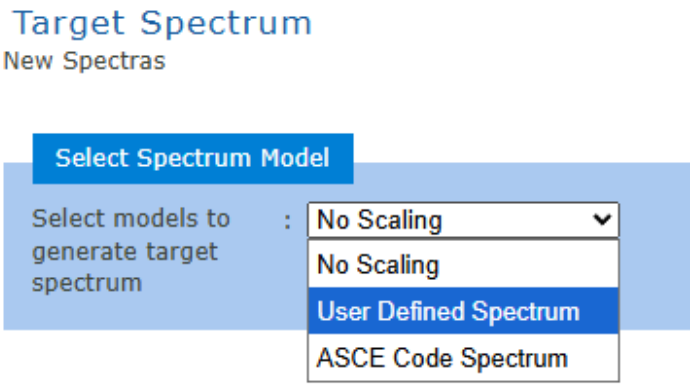
Fuente: PEER.

Figura C.3 – Selección de la ventana NGA-West2.



Fuente: PEER.

Figura C.4 – Seleccionar la opción de un espectro objetivo definido.



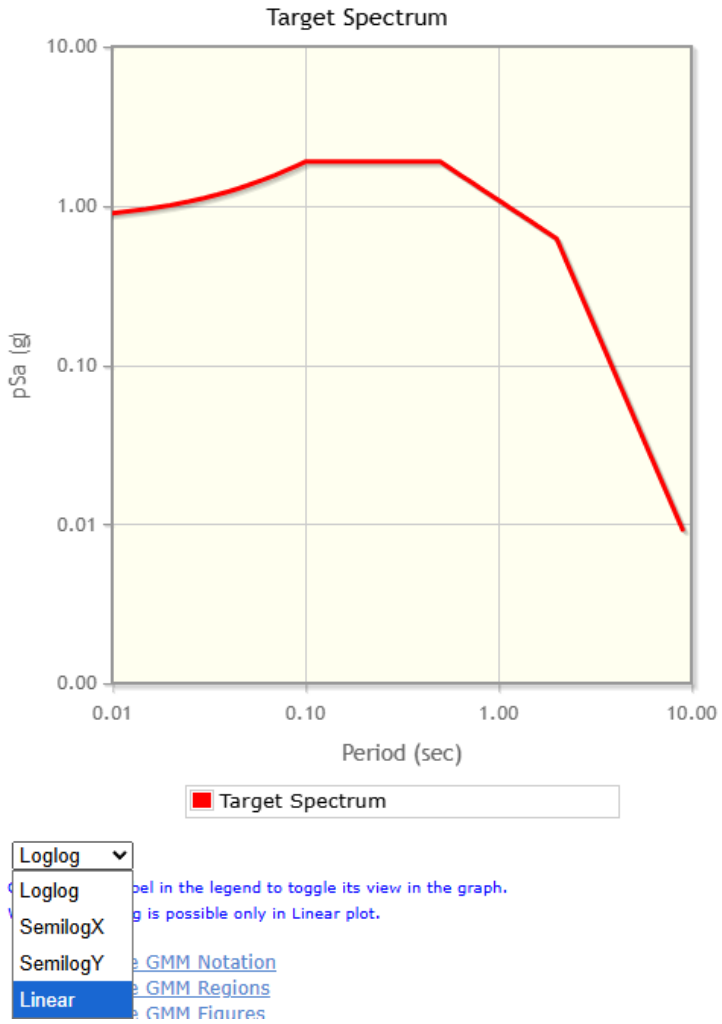
Fuente: PEER.

Figura C.5 – Subir el espectro elástico objetivo en el PEER.



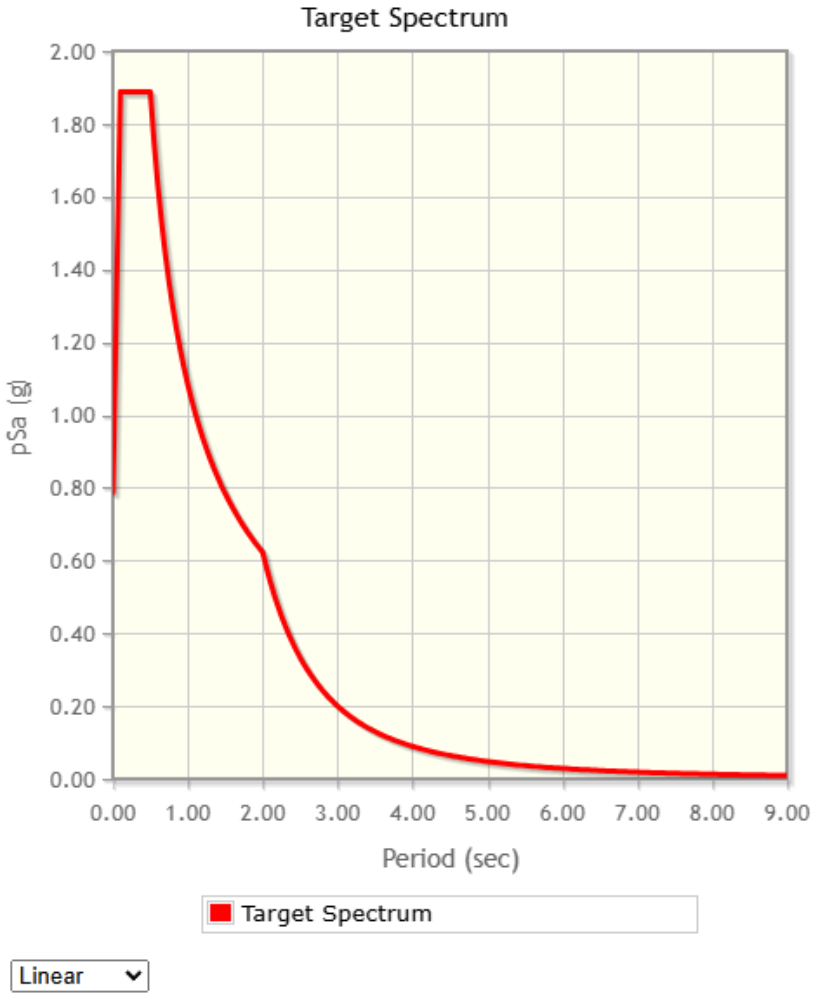
Fuente: PEER.

Figura C.6 – Cambiar la forma de la gráfica a lineal.



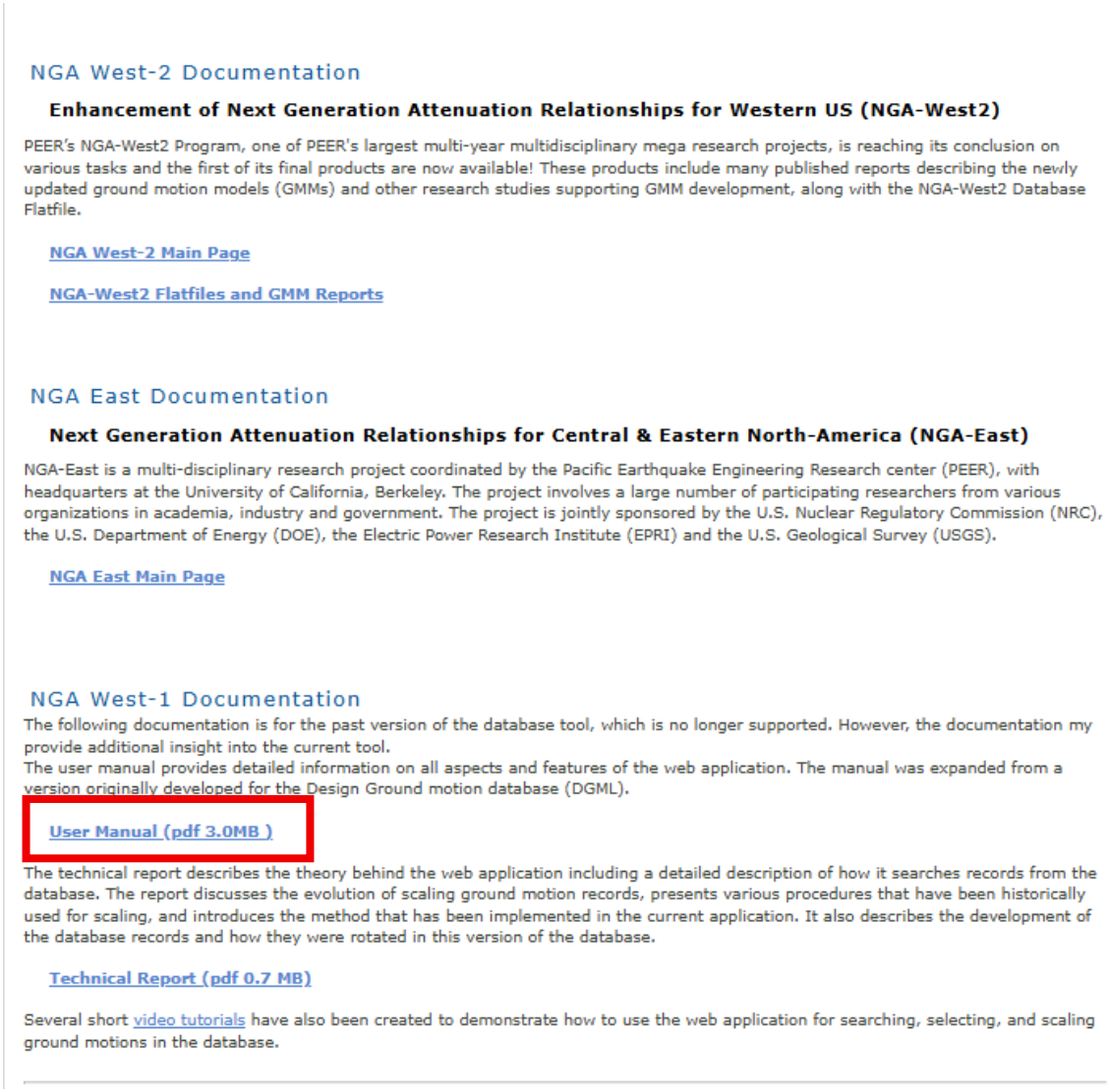
Fuente: PEER.

Figura C.7 – Comprobar que el espectro objetivo fue cargado correctamente y seguir con Search Records para proceder a buscar los sismos.



Fuente: PEER.

Figura C.8 – Buscar en la documentación del PEER el Manual de usuario para conocer los parámetros a ingresar de los sismos.



NGA West-2 Documentation

Enhancement of Next Generation Attenuation Relationships for Western US (NGA-West2)

PEER's NGA-West2 Program, one of PEER's largest multi-year multidisciplinary mega research projects, is reaching its conclusion on various tasks and the first of its final products are now available! These products include many published reports describing the newly updated ground motion models (GMMs) and other research studies supporting GMM development, along with the NGA-West2 Database Flatfile.

NGA West-2 Main Page

NGA-West2 Flatfiles and GMM Reports

NGA East Documentation

Next Generation Attenuation Relationships for Central & Eastern North-America (NGA-East)

NGA-East is a multi-disciplinary research project coordinated by the Pacific Earthquake Engineering Research center (PEER), with headquarters at the University of California, Berkeley. The project involves a large number of participating researchers from various organizations in academia, industry and government. The project is jointly sponsored by the U.S. Nuclear Regulatory Commission (NRC), the U.S. Department of Energy (DOE), the Electric Power Research Institute (EPRI) and the U.S. Geological Survey (USGS).

NGA East Main Page

NGA West-1 Documentation

The following documentation is for the past version of the database tool, which is no longer supported. However, the documentation my provide additional insight into the current tool.
The user manual provides detailed information on all aspects and features of the web application. The manual was expanded from a version originally developed for the Design Ground motion database (DGML).

User Manual (pdf 3.0MB)

The technical report describes the theory behind the web application including a detailed description of how it searches records from the database. The report discusses the evolution of scaling ground motion records, presents various procedures that have been historically used for scaling, and introduces the method that has been implemented in the current application. It also describes the development of the database records and how they were rotated in this version of the database.

Technical Report (pdf 0.7 MB)

Several short video tutorials have also been created to demonstrate how to use the web application for searching, selecting, and scaling ground motions in the database.

Fuente: PEER.

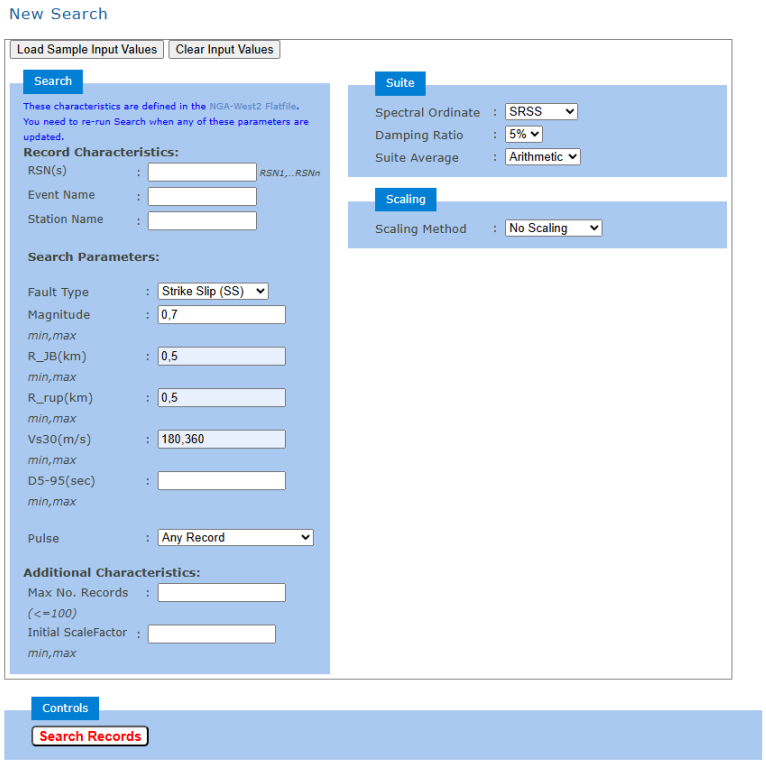
Tabla C.1 – Identificar los Parámetros del buscador.

Table 1: Parameters for PGMD Search Engine

Data Field	Explanations
Magnitude	Restrict range of moment magnitude, input in the format of [min, max] or leave as blank for no restriction.
Fault Type	Types of fault mechanism. Options are: (1) All types of fault; (2) Strike Slip; (3) Normal or Normal Oblique; (4) Reverse or Reverse Oblique; (5) Combination of (2, 3); (6) Combination of (2,4); (7) Combination of (3,4).
D5-95(sec)	Restrict range of the significant duration of the records, input in the format of [min, max], or leave as blank for no restriction. The duration is defined as the time needed to build up between 5 and 95 percent of the total Arias intensity.
R_JB (km)	Restrict range of Joyner-Boore distance, input in the format of [min, max], or leave as blank for no restriction.
R_rup (km)	Restrict range of closest distance to rupture plane, input in the format of [min, max], or leave as blank for no restriction.
Vs30 (m/s)	Average shear wave velocity of top 30 meters of the site.
Pulse	Restrict the pulse characteristics of the searched record. Options are: (1) Any record; (2) Only pulse-like record; (3) No pulse-like record.

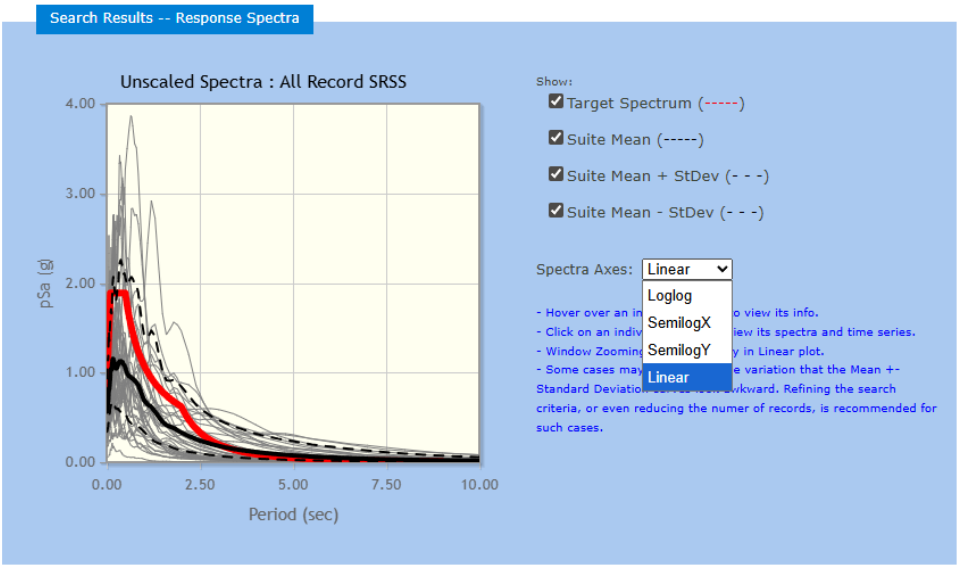
Fuente: PEER.

Figura C.9 – Ingreso de los parámetros esenciales.



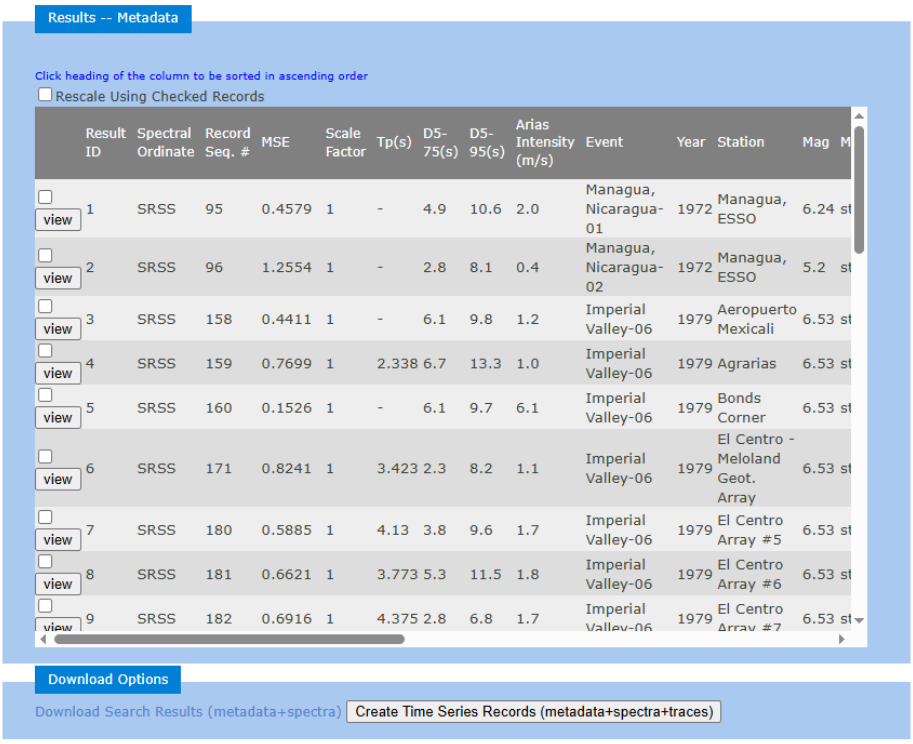
Fuente: PEER.

Figura C.10 – Cambiar la tabla de todos los espectros encontrados a ejes lineales.



Fuente: PEER.

Tabla C.2 – Descargar los datos de los sismos.



Fuente: PEER.

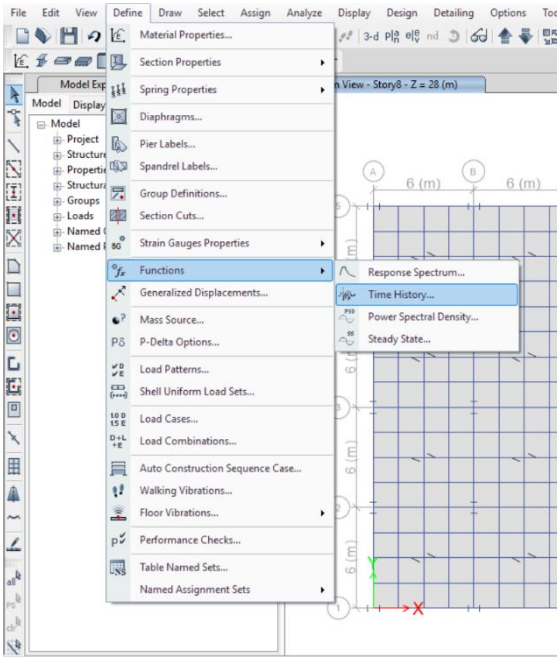
Tabla C.3 – Filtración de sismos según las estaciones, magnitudes, lugares y unidades de medida.

RSN95_MANAGUA_A-ESO090.DT2	140,966	44,582	Archivo DT2	13/5/2015 03:10	E5DF4943
RSN95_MANAGUA_A-ESO090.VT2	140,964	45,396	Archivo VT2	13/5/2015 03:10	B249B592
RSN95_MANAGUA_A-ESO180.AT2	140,966	46,314	Archivo AT2	13/5/2015 03:10	89147843
RSN95_MANAGUA_A-ESO180.DT2	140,967	44,297	Archivo DT2	13/5/2015 03:10	67D56B36
RSN95_MANAGUA_A-ESO180.VT2	140,965	45,614	Archivo VT2	13/5/2015 03:10	CB68E36B
RSN95_MANAGUA_A-ESODWN.AT2	140,966	46,374	Archivo AT2	13/5/2015 03:10	52FFEF90
RSN95_MANAGUA_A-ESODWN.DT2	140,967	43,671	Archivo DT2	13/5/2015 03:10	07476E3D
RSN95_MANAGUA_A-ESODWN.VT2	140,965	45,509	Archivo VT2	13/5/2015 03:10	ECE0E76B
RSN96_MANAGUA_B-ESO090.AT2	147,741	48,229	Archivo AT2	13/5/2015 03:10	2B3F29A9
RSN96_MANAGUA_B-ESO090.DT2	147,742	45,872	Archivo DT2	13/5/2015 03:10	052BA89E
RSN96_MANAGUA_B-ESO090.VT2	147,740	47,178	Archivo VT2	13/5/2015 03:10	D1F1C4D3
RSN96_MANAGUA_B-ESO180.AT2	147,742	48,203	Archivo AT2	13/5/2015 03:10	9C6BE61A
RSN96_MANAGUA_B-ESO180.DT2	147,743	45,590	Archivo DT2	13/5/2015 03:10	A2C7D5EA
RSN96_MANAGUA_B-ESO180.VT2	147,741	47,332	Archivo VT2	13/5/2015 03:10	F85044E6
RSN96_MANAGUA_B-ESODWN.AT2	147,742	48,399	Archivo AT2	13/5/2015 03:10	50CA75E0
RSN96_MANAGUA_B-ESODWN.DT2	147,743	47,069	Archivo DT2	13/5/2015 03:10	5C78E773
RSN96_MANAGUA_B-ESODWN.VT2	147,741	47,514	Archivo VT2	13/5/2015 03:10	E1B5C065
RSN158_IMPVALL.H_H-AEP045.AT2	23,006	7,979	Archivo AT2	13/5/2015 03:06	A3AA2D35
RSN158_IMPVALL.H_H-AEP045.DT2	23,007	7,814	Archivo DT2	13/5/2015 03:06	79579C46
RSN158_IMPVALL.H_H-AEP045.VT2	23,005	7,879	Archivo VT2	13/5/2015 03:06	E1D5BC6F
RSN158_IMPVALL.H_H-AEP315.AT2	21,236	7,438	Archivo AT2	13/5/2015 03:06	0C1D5B86
RSN158_IMPVALL.H_H-AEP315.DT2	21,237	7,176	Archivo DT2	13/5/2015 03:06	9E504E76
RSN158_IMPVALL.H_H-AEP315.VT2	21,235	7,325	Archivo VT2	13/5/2015 03:06	EBA5F80B
RSN158_IMPVALL.H_H-AEP-UP.AT2	17,539	6,165	Archivo AT2	13/5/2015 03:06	5A21E3DB
RSN158_IMPVALL.H_H-AEP-UP.DT2	17,540	5,901	Archivo DT2	13/5/2015 03:06	C25B0E9E
RSN158_IMPVALL.H_H-AEP-UP.VT2	17,538	6,024	Archivo VT2	13/5/2015 03:06	59F0F64F
RSN159_IMPVALL.H_H-AGR003.AT2	44,015	15,063	Archivo AT2	13/5/2015 03:06	E047F2CA
RSN159_IMPVALL.H_H-AGR003.DT2	44,016	14,509	Archivo DT2	13/5/2015 03:06	B0B6FCD3
RSN159_IMPVALL.H_H-AGR003.VT2	44,014	14,880	Archivo VT2	13/5/2015 03:06	0CE0EE9F
RSN159_IMPVALL.H_H-AGR273.AT2	44,017	15,045	Archivo AT2	13/5/2015 03:06	4E36BDF9
RSN159_IMPVALL.H_H-AGR273.DT2	44,018	14,577	Archivo DT2	13/5/2015 03:06	08911F37
RSN159_IMPVALL.H_H-AGR273.VT2	44,016	14,794	Archivo VT2	13/5/2015 03:06	4CE9A9B5
RSN159_IMPVALL.H_H-AGRDWN.AT2	44,017	15,109	Archivo AT2	13/5/2015 03:06	8F979057
RSN159_IMPVALL.H_H-AGRDWN.DT2	44,018	14,547	Archivo DT2	13/5/2015 03:06	C894D301
RSN159_IMPVALL.H_H-AGRDWN.VT2	44,016	14,784	Archivo VT2	13/5/2015 03:06	4EA66E72
RSN160_IMPVALL.H_H-BCR140.AT2	116,632	38,300	Archivo AT2	13/5/2015 03:06	6133FBBA
RSN160_IMPVALL.H_H-BCR140.DT2	116,633	36,299	Archivo DT2	13/5/2015 03:06	3BAA21F6
RSN160_IMPVALL.H_H-BCR140.VT2	116,631	37,517	Archivo VT2	13/5/2015 03:06	6FC123EE
RSN160_IMPVALL.H_H-BCR230.AT2	116,170	38,042	Archivo AT2	13/5/2015 03:06	A6C2D329
RSN160_IMPVALL.H_H-BCR230.DT2	116,171	36,638	Archivo DT2	13/5/2015 03:06	CBBD4858
RSN160_IMPVALL.H_H-BCR230.VT2	116,169	37,371	Archivo VT2	13/5/2015 03:06	C79678C3
RSN160_IMPVALL.H_H-BCR-UP.AT2	116,708	38,626	Archivo AT2	13/5/2015 03:06	C60AC3FA
RSN160_IMPVALL.H_H-BCR-UP.DT2	116,709	36,613	Archivo DT2	13/5/2015 03:06	F0D405BC
RSN160_IMPVALL.H_H-BCR-UP.VT2	116,707	37,930	Archivo VT2	13/5/2015 03:06	075053DF
RSN171_IMPVALL.H_H-EMO000.AT2	123,426	40,355	Archivo AT2	13/5/2015 03:06	0307B7A5

Fuente: PEER.

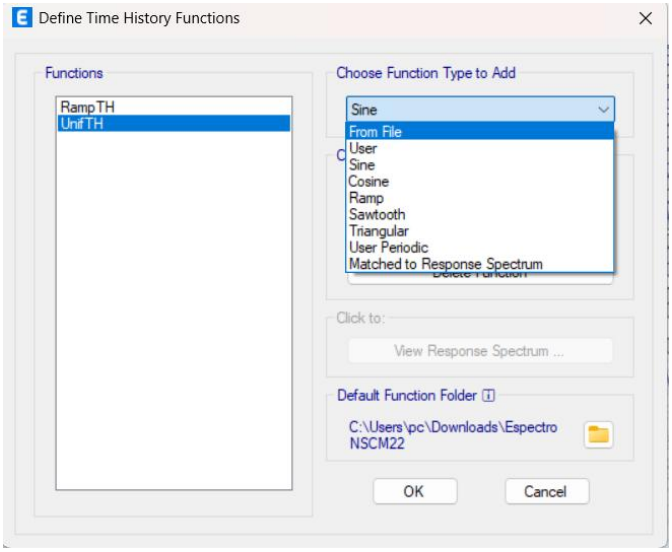
12.4. Paso a paso para insertar acelerogramas en ETABS y matcheo.

Figura D.1 – Definir.



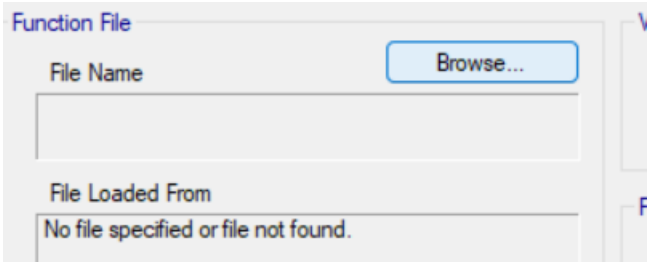
Fuente: ETABS.

Figura D.2 – Escoger acelerograma extraído del PEER.



Fuente: ETABS.

Figura D.3 – Subir el archivo.



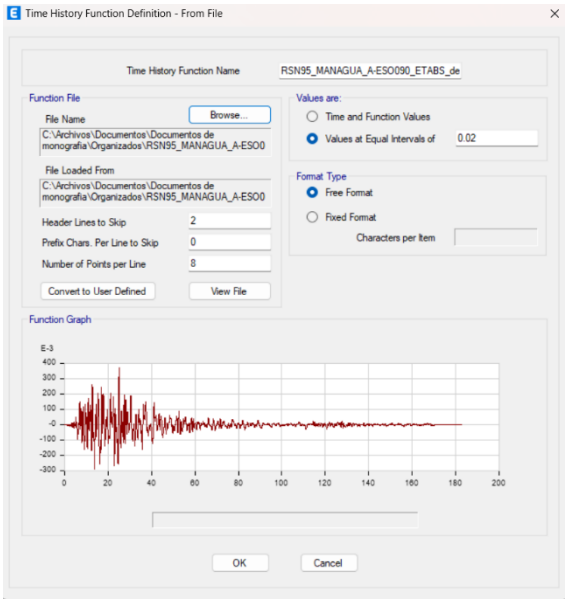
Fuente: ETABS.

Figura D.4 – Buscar nuestro acelerogramas.



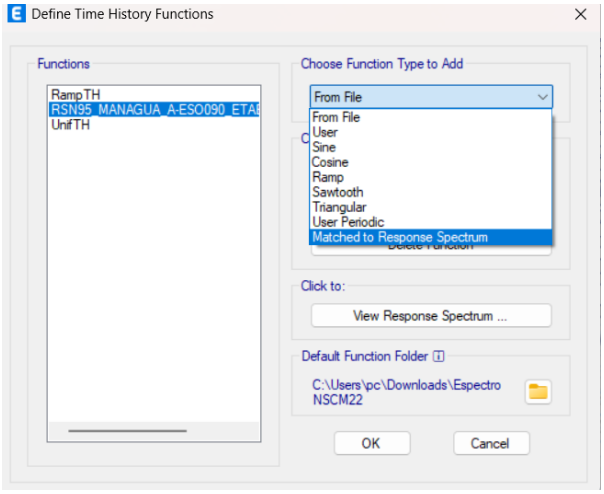
Fuente: ETABS.

Figura D.5 – Cargar la función.



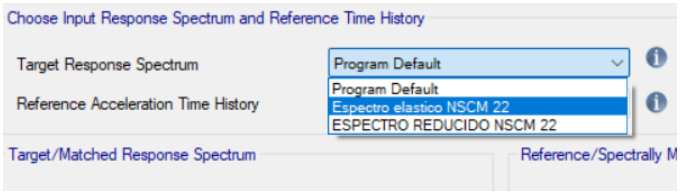
Fuente: ETABS.

Figura D.6 – Crear función de matcheo.



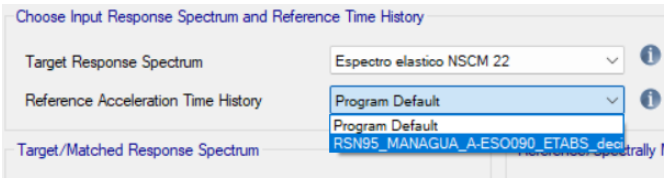
Fuente: ETABS.

Figura D.7- Escoger espectro de diseño.



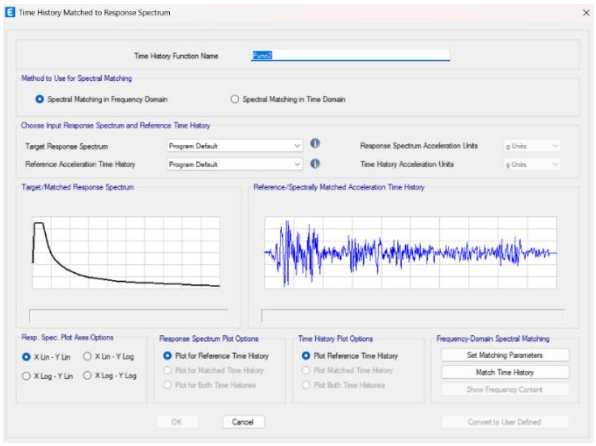
Fuente: ETABS.

Figura D.8 – Escoger nuestros acelerogramas.



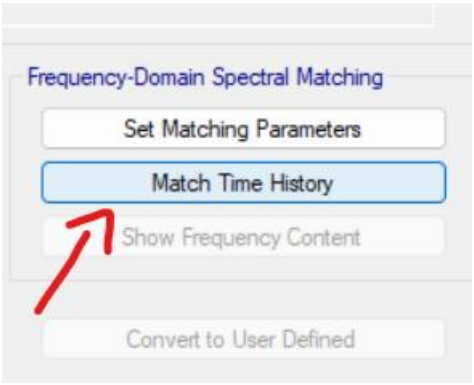
Fuente: ETABS.

Figura D.9 – Analizar interfaz.



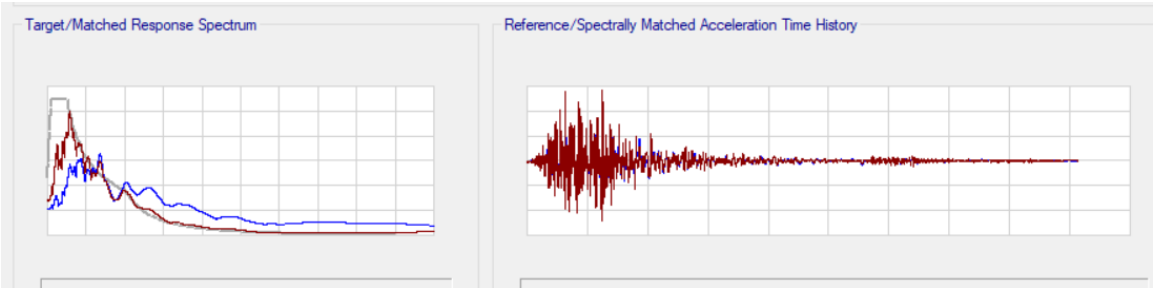
Fuente: ETABS.

Figura D.10 – Ejecutar el Match TIME HISTORY.



Fuente: ETABS.

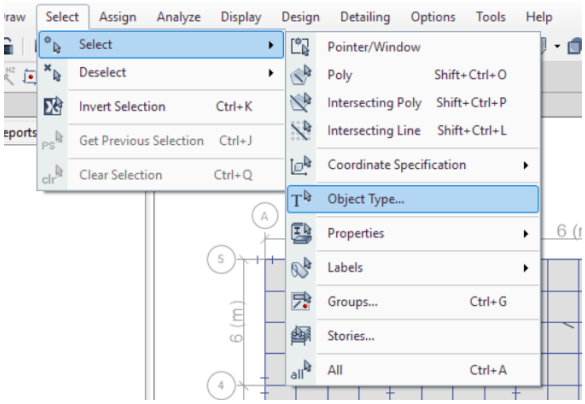
Figura D.11 – Obtención de resultados.



Fuente: ETABS.

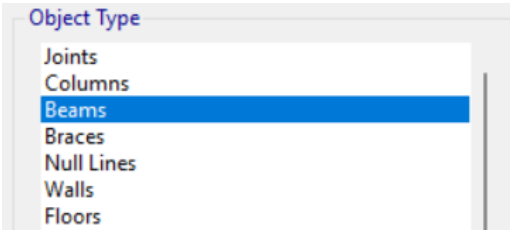
12.5. Pasos para insertar las rótulas al edificio para el análisis no lineal.

Figura E.1 – Seleccionar tipo de objeto.



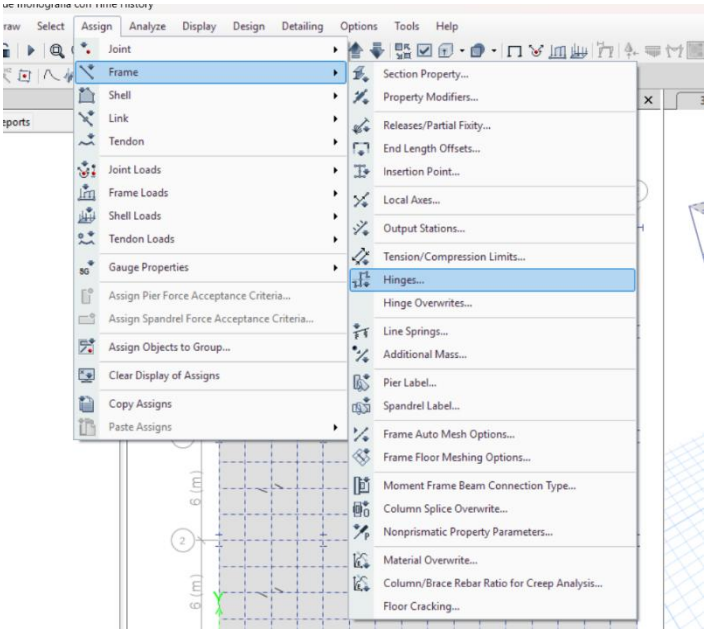
Fuente: ETABS.

Figura E.2 – Seleccionar tipo de viga.



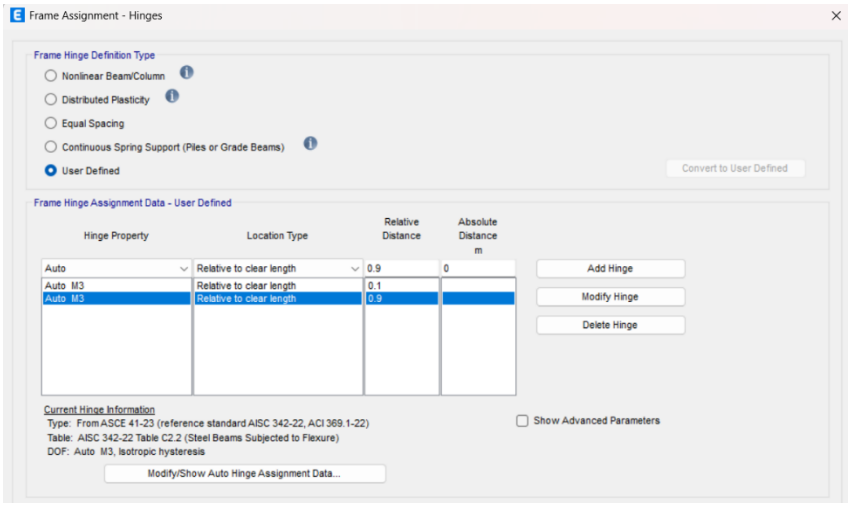
Fuente: ETABS.

Figura E.3 – Asignar rótulas a los miembros.



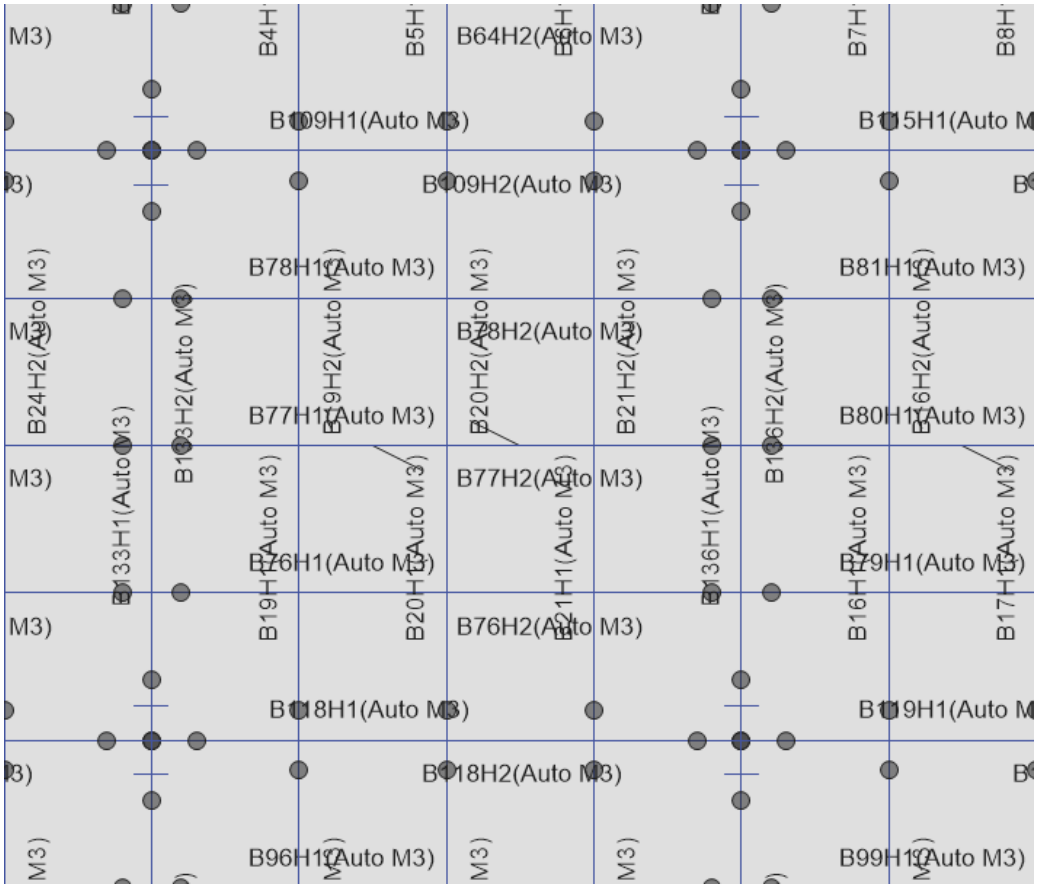
Fuente: ETABS.

Figura E.4 – Relación con la longitud clara.



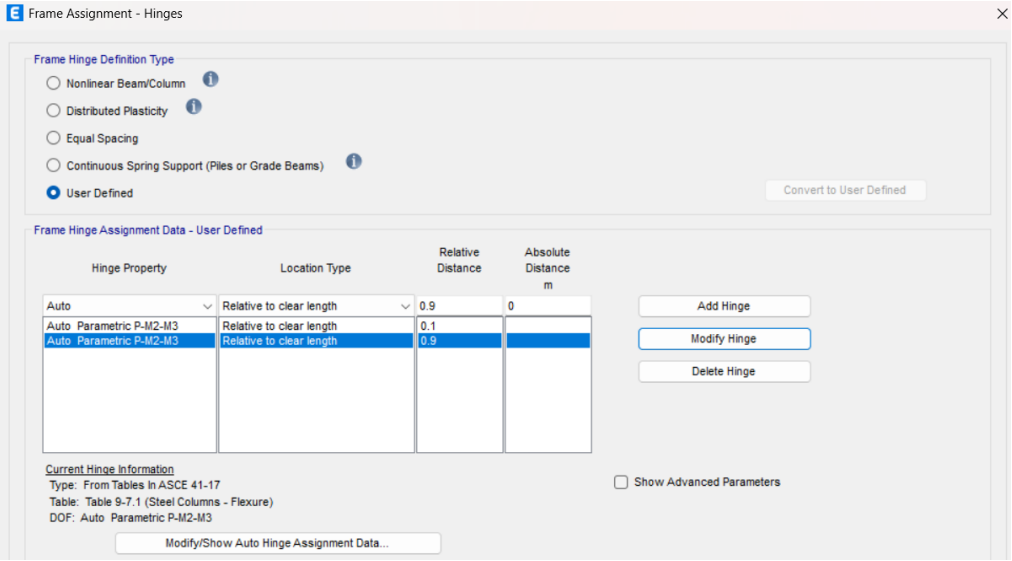
Fuente: ETABS.

Figura E.5 – Correr el proceso.



Fuente: ETABS.

Figura E.6 – Carga a columnas.



Fuente: ETABS.

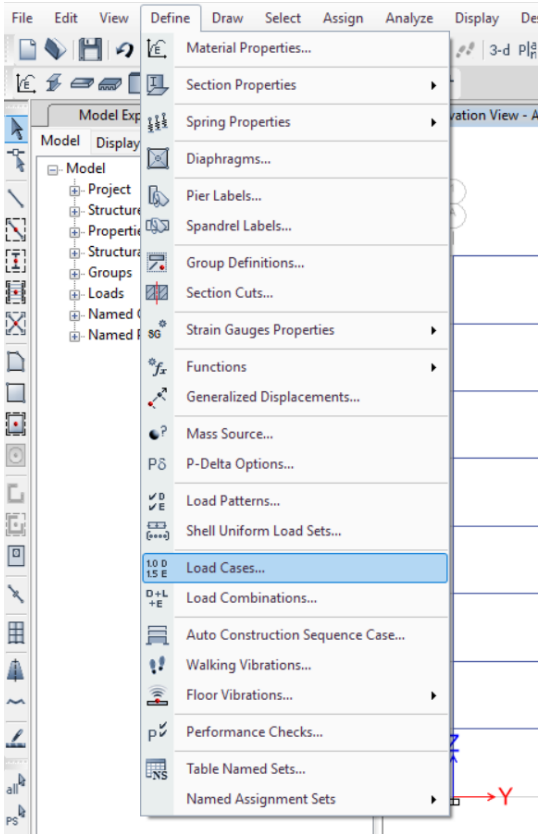
Figura E.7 – Correr.



Fuente: ETABS.

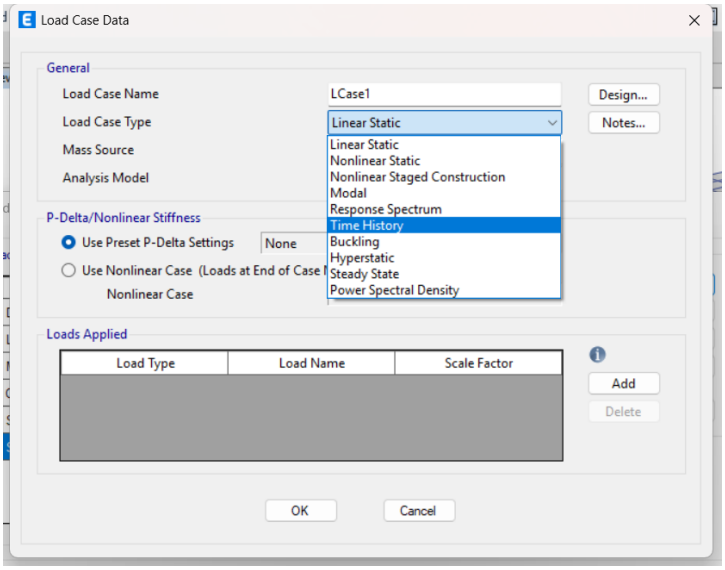
12.6. Pasos para definir un caso de carga no lineal (TIME HISTORY).

Figura F.1 – Definir casos de carga.



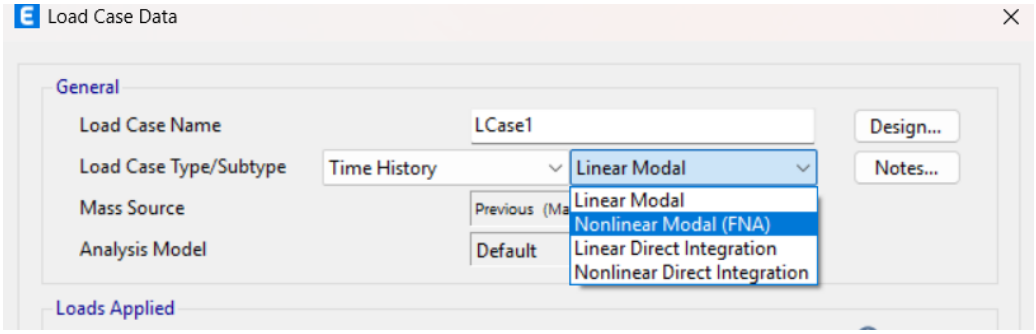
Fuente: ETABS.

Figura F.2 – Escoger caso TIME HISTORY).



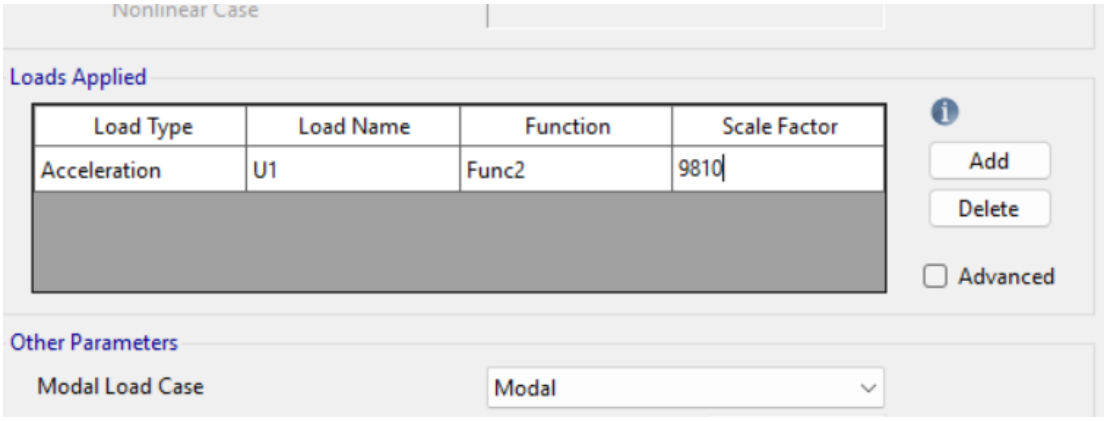
Fuente: ETABS.

Figura F.3 – Escoger el subtipo Nonlinear Modal FNA.



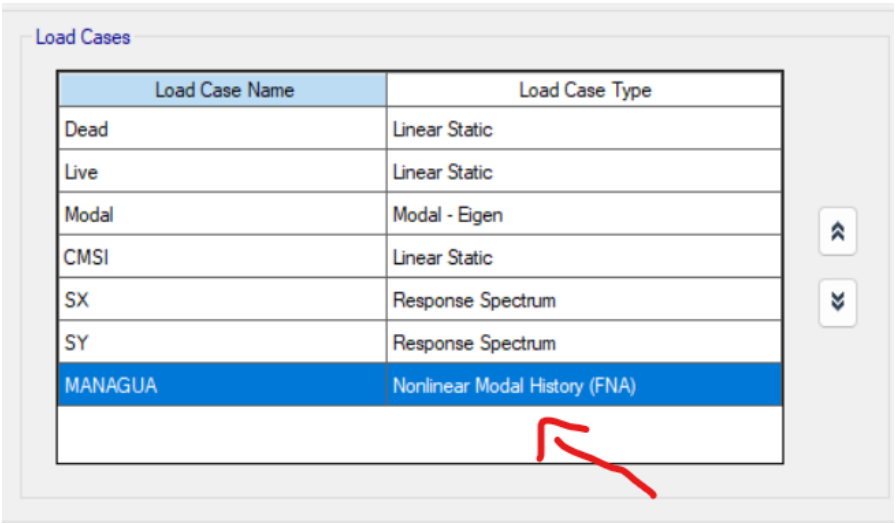
Fuente: ETABS.

Figura F.4 – Aplicar caso de carga.



Fuente: ETABS.

Figura F.5 – Guardar y analizar el comportamiento de la edificación.



Fuente: ETABS.