



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“ANÁLISIS LAS DERIVAS INELÁSTICAS PARA MARCOS DUCTILES DE
CONCRETO REFORZADO DISEÑADOS DE ACUERDO AL ACI-318-14 Y
EVALUADOS CON ASCE/SEI 41-17 Y RNC-07”**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Gerardo Adán Novoa Guinea

Br. Jeyker Marcell Suarez López

Tutor

Msc. Ing. Guillermo Evenor Chávez Toruño

Asesor

Ing. María Alejandra Rivas Huete

Junio, 2020



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL



Managua, 27 de julio del 2020

PhD. Ing. Oscar Gutiérrez

Decano F.T.C

Su despacho

Estimado PhD. Gutiérrez

Es de mi agrado informarle que he revisado la monografía titulada **“ANALISIS DE LAS DERIVAS INELASTICAS PARA MARCOS DUCTILES DE CONCRETO REFORZADO DISEÑADOS DE ACUERDO AL ACI-318-14 Y EVALUADOS CON ASCE/SEI 41-17 Y RNC-07”**, desarrollado bajo mi tutoría. Dicho trabajo fue elaborado con absoluta independencia por los bachilleres Gerardo Adan Novoa Guinea, y Jeyker Marcell Suarez López, como requisito parcial para optar al grado de ingeniero civil.

Considero que el estudio tiene un alto contenido investigativo y se realizó conforme a protocolo satisfaciendo plenamente los objetivos del mismo. Le solicito sus buenos oficios para programar fechas y someter al proceso de revisión dicha monografía en consideración.

Sin otro particular me despido de usted, reiterándole mi mas alta estima y consideración

Atentamente,

Msc. Ing. Guillermo Chavez Toruño

Cc. Archivo personal



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC-FTC-REF-No.085
Managua, 14 Mayo del 2020

Bachilleres

GERARDO ADAN NOVOA GUINEA
JEYKER MARCELL SUAREZ LOPEZ

Estimados (as) Bachilleres:

Es de mi agrado informarles que el PROTOCOLO de su Tema MONOGRAFICO, titulado: "ANALISIS DE LAS DERIVAS INELASTICAS PARA MARCOS DUCTILES DE CONCRETO REFORZADO DISEÑADO DE ACUERDO AL ACI-318-14 Y EVALUADOS CON ASCE SEI 41-17 Y RNC-07" Ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo les comunico estar totalmente de acuerdo, que el (la) **Ing. Guillermo Chávez** sea el (la) tutor (a) de su trabajo final.

La fecha límite, para que presenten concluido su documento final, debidamente revisado por el tutor guía será el **16 de Noviembre del 2020**

Esperando puntualidad en la entrega de la Monografía, me despido.

Atentamente,

**Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba**
Decano
DECANO
MANAGUA, NICARAGUA

CC: Protocolo
Tutor – Ing. Guillermo Chávez
Archivo*Consecutivo

I. Agradecimiento

A **Dios**, por permitirnos finalizar esta etapa tan esperada en nuestras vidas, y habernos dotado de una gran capacidad de carga ultima para cada momentos positivo y negativo actuante en la misma, y aun sin saber cómo después de tantos muros que nos hicieron superar nuestra fluencia, por su misericordia moldeamos nuestra rigidez y logramos superar nuestra ductilidad para saber confrontar cada impacto lateral generado con el único propósito de volcarnos, a **nuestras familias** por su apoyo incondicional, y también agradecemos a:

Nuestro tutor: **Ing. Guillermo Evenor Chávez,**

Nuestra asesora: **Ing. María Alejandra Rivas Huete**

Y demás colegas, que nos brindaron su apoyo ante cada bug que se nos generó para culminar esta etapa: **Ing. Saúl Pérez, Ing. Víctor Montes Mondragón Ing. Keyra Yunielka Salazar Betanco, e Ing. Diederich Alexander García.**

Br. Gerardo Adán Novoa Guinea ©

Br. Jeyker Marcell Suarez López

II. Dedicatoria

A Dios por ser un padre terrenal y celestial, por siempre apoyarme en los momentos más difíciles, y por darme la oportunidad de haber culminado este proyecto de vida.

A Francisca Guinea Betanco, mi madre quien siempre me animo a seguir aun cuando me llevo el desánimo y por darme su apoyo incondicional.

A Caris María Novoa Guinea, mi hermana quien fue mi apoyo moral y económico para empezar esta etapa de mi vida llamada universidad.

A Dennis Ramón Novoa Guinea, mi hermano por su apoyo incondicional.

A Santos Novoa Osejo, mi padre quien desde donde este espero pueda ver que cumplí su deseo de ser ingeniero.

A mis tías y tíos que de alguna manera me han apoyado.

A cada maestro que he tenido a lo largo de mi vida educativa, desde la escuelita Sagrado Corazón de Jesús, Instituto José de la Cruz Mena, Colegio Tridentino San Ramón Nonato, y por supuesto mi alma Mater Universidad Nacional de Ingeniería.

Y por último dedico esta obra, a cada joven universitario con el deseo de superarse y hacer progresar esta nación, poniendo primero la educación antes que el fanatismo.

Br. Gerardo Adán Novoa Guinea

A Dios Padre Creador por su dirección al camino del estudio y principalmente de las estructuras, por guardarme siempre, guiarme y darme la fuerza para luchar el día a día desde que inicie mis estudios.

Dedico mi esfuerzo a la bendición de mi mama Marcela, a mi padre Ing. Carlos Suarez la primer persona que me encomendó el amor por mi carrera y por luchar a ser mejor día tras día, mi madre Ing. Marcela Lopez quien de la mano de Dios me guio por el camino del bien a mis abuelos, tíos y primos que con sus palabras de ánimo me ayudaban a dar un poco más esfuerzo, también le dedico esto a mis amigos, compañeros y a todas las personas que de muchas maneras me ayudaron e impulsaron a avanzar en mis estudios y terminar mi monografía.

Y a ti.

“Todo lo puede en Cristo que me fortalece”

Br. Jeyker Marcell Suarez López

“...No es la gente quien te dice, no lo hagas o no puedes hacerlo, eres tú mismo quien primero te dice que no puedes, convéncete a ti mismo y el resto, es nadie...”

Gerardo A Novoa G

“Cuando no puedas más,
déjame a mí”

-Dios

By Jeyker M Suarez

III. Summary

Nicaragua es un país con alto riesgo de ocurrencia de eventos sísmicos generados por diversas fuentes como fallamiento local, zonas de subducción y actividad volcánica.

Desde hace algún tiempo es sabido que la respuesta de las estructuras ante movimientos sísmicos fuertes del suelo resulta en un comportamiento inelástico.

La respuesta histerética de pórticos de concreto armado que corresponda a la mejor correlación entre la respuesta sísmica calculada y la respuesta medida depende la combinación óptima de los parámetros rigidez inicial, deslizamiento por adherencia, rigidez de posfluencia, rigidez de descarga y tipo de amortiguamiento.

Sabiendo esto, se tiene la problemática que en nuestro país la norma RNC-07, no considera análisis inelásticos para el diseño y la evaluación.

El trabajo monográfico comprende una serie de marcos de 3, 5 y 7 niveles, que posteriormente fueron evaluados a través de un análisis modal espectral, un estático no lineal y un dinámico no lineal, con la finalidad de realizar una tasación de resultados respecto a la Tesis Chávez y Barreda (2019), en dichas evaluaciones se tomaron en cuenta los parámetros de análisis que nos brinda la norma RNC-07 y ASCE/SEI 41-17.

Dando como resultado una tasación de resultados entre los análisis no lineal que abre sus puertas a más investigaciones, así como a tener en mayor prioridad las consideraciones de cada norma, ya que los resultados en el campo no lineal no siguen un parámetro fijo que puede regirse por alguna tabla o resumen, es un campo con una variedad de resultados, donde se recomienda profundizar más y sobre todo llevar a consideración en la actualización de la norma Nicaraguense.

Contenido

Índice de ilustraciones	XIII
Índice de tablas	XVI
CAPITULO I.....	- 1 -
I. Generalidades	- 1 -
1.1. Introducción	- 2 -
1.2. Antecedentes	- 4 -
1.3. Justificación.....	- 6 -
1.4. Objetivos	- 8 -
1.4.1. Objetivo General	- 8 -
1.4.2. Objetivos Específicos	- 8 -
1.5. Resumen general de la Tesis (Chavez & Barreda, 2019)	- 9 -
CAPITULO II.....	- 10 -
2. Generalidades	- 10 -
2.1. Amenaza Sísmica.....	- 11 -
3. Marcos especiales a momento de concreto reforzado.....	- 12 -
3.1.1. Generalidades	- 12 -
3.1.2. Uso de marcos especiales a momento	- 13 -
3.1.3. Principios del Diseño de Marcos Especiales de Concreto (SMF). -	13 -
-	
3.2. Criterios Básicos	- 15 -
3.3. Consideraciones generales de respuesta Sísmica	- 16 -
3.4. Diseño Basado en el Desempeño Sísmico	- 17 -
3.4.1. Niveles de Desempeño Sísmico	- 18 -
3.4.2. Evaluación del Nivel de Desempeño Sísmico.....	- 19 -
3.4.3. Capacidad de Deformación de los Componentes.....	- 23 -
3.4.4. Verificación de los Niveles de Desempeño.....	- 24 -
3.4.5. Distorsiones máximas permitidas RNC-07.	- 26 -
3.4.6. Efecto de cargas Gravitatorias en el Análisis no Lineal.	- 28 -
3.4.7. Comentarios al Análisis P-Delta.	- 28 -
3.5. Fundamento del Análisis No lineal Dinámico.	- 30 -

3.5.1.	Generalidades	- 30 -
3.5.2.	Parámetros de Medición de Respuesta del Análisis No lineal ...	- 31 -
3.5.3.	Modelado No lineal de los componentes de Marcos de Concreto Reforzado.....	- 31 -
3.5.4.	Modelos Histeréticos del Concreto Reforzado.....	- 33 -
3.5.5.	Modelo Bilineal.....	- 33 -
3.5.6.	Modelo de Rigidez degradante de Clough Jhonson.....	- 34 -
3.5.7.	Modelo de Takeda y variante de Otani.....	- 34 -
3.5.8.	Modelo Q-Hyst (Saiidi y Sozen).....	- 34 -
3.6.	Leyes Constitutivas para Miembros de Concreto Reforzado.	- 35 -
3.6.1.	Tipo de Falla para Miembros según su comportamiento No Lineal... -	37 -
3.6.2.	Modelos de Plasticidad Concentrada.....	- 37 -
3.7.	Acelerograma	- 40 -
3.8.	Acelerogramas a considerar	- 42 -
3.8.1.	Obtención del registro sísmicos a considerar.....	- 43 -
CAPITULO III.....		- 46 -
4.	Criterios de normas y fundamentos de análisis.....	- 46 -
4.1.	Definiciones Geométricas y de carga de 3 Modelos en estudio.....	- 47 -
4.1.1.	Diseño de Marcos Dúctiles de 3 Niveles, 5 Niveles y 7 Niveles. -	47 -
4.1.2.	Resultado del diseño de Secciones de columnas y vigas.....	- 52 -
CAPITULO IV		- 53 -
5.	Evaluación de los marcos	- 53 -
5.1.	Definición del espectro de diseño	- 54 -
5.1.1.	Clasificación de la estructura artículo 20 del RNC-07.....	- 54 -
5.1.2.	Factor de reducción por ductilidad artículo 21 del RNC-07.....	- 54 -
5.1.3.	Factor de reducción por sobre resistencia artículo 22 del RNC-07.. -	54 -
5.1.4.	Condiciones de regularidad artículo 23 del RNC-07.....	- 54 -
5.1.5.	Aceleración espectral anexo C del RNC-07	- 55 -
5.1.6.	Zonificación sísmica de Nicaragua, artículo 24 del RNC-07	- 55 -
5.1.7.	Influencia del suelo, artículo 25 del RNC-07.....	- 55 -

5.1.8.	Resumen general de los parámetros del espectro y grafica del mismo.	- 56 -
5.2.	Proceso de modelado en el software ETABS.....	- 57 -
5.2.1.	Modelado del espectro en el software	- 60 -
5.2.2.	Definición de los patrones de carga considerados en el análisis.	- 60 -
5.2.3.	Definición del caso modal.....	- 61 -
5.3.	Procesamiento y análisis de los resultados obtenidos para el modal espectral.....	- 63 -
5.3.1.	Determinación del periodo por la Norma ASCE/SEI 41-17	- 63 -
5.3.2.	Resultados de la fuerza cortante.	- 64 -
5.3.3.	Control de las derivas de piso	- 65 -
5.3.4.	Verificación de la participación modal y el número de modos de vibración.....	- 68 -
5.4.	Procesamiento y análisis de los resultados obtenidos para el pushover .	- 70 -
5.4.1.	Definición del patrón de cargas para el análisis pushover	- 70 -
5.4.2.	Definición de la masa sísmica del modelo.	- 74 -
5.4.3.	Definición del efecto $P\Delta$	- 75 -
5.4.4.	Asignación de las rotulas plásticas en vigas y columnas	- 76 -
5.4.5.	Interpretación de los resultados obtenidos del PUSHOVER	- 78 -
5.4.5.1.	Curva PUSHOVER	- 78 -
5.4.5.2.	Análisis del punto de desempeño global de los modelos.....	- 83 -
5.4.5.2.1.	Nivel de desempeño alcanzado por cada modelo.	- 83 -
5.4.5.3.	Mecanismo de colapso de las estructuras bajo la acción del PUSHOVER.....	- 88 -
5.5.	Procesamiento e interpretación de los resultados obtenidos para el Análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia.....	- 95 -
5.5.1.	Función de cargas gravitacionales para el análisis dinámico no lineal y caso de carga inicial del mismo	- 96 -
5.5.2.	Definición del caso de carga Terremoto para el análisis dinámico no lineal TIME-HISTORY	- 98 -
5.5.3.	Asignación de rotulas plásticas	- 99 -
5.5.4.	Resultados obtenidos del caso TIME-HISTORY	- 99 -

5.5.4.1. Generalidades.....	- 99 -
5.5.4.2. Distorsiones máximas encontradas para los modelos en la combinación de carga envolvente con el sismo máximo creíble.-	100 -
5.5.4.3. Cortantes y desplazamientos generados por los registros de movimiento de tierra.....	- 103 -
5.5.4.4. Mecanismo de colapso de las estructuras bajo la acción del Time-History.....	- 106 -
CAPITULO V	- 111 -
6. Tasación de resultados.....	- 111 -
6.1. Generalidades	- 112 -
6.2. Tasación de las distorsiones de respuesta máximas de cada modelo	- 112 -
6.2.1. Análisis Modal Espectral	- 112 -
6.2.2. Análisis Time-History	- 114 -
6.2.3. Tasación de los diagramas momento curvatura en vigas	- 115 -
CAPITULO VI	- 119 -
7. Conclusiones y recomendaciones.....	- 119 -
7.1. Conclusiones	- 120 -
7.2. Recomendaciones	- 124 -
<i>Bibliografía</i>	- 126 -
ANEXOS.....	- 130 -

Índice de ilustraciones

Ilustración 1: Armado del refuerzo para un marco especial a momento de concreto reforzado.....	- 12 -
Ilustración 2: Relaciones Fuerza-Deformación para componentes de concreto.....	- 24 -
Ilustración 3: Curva fuerza vs. desplazamiento, con y sin el efecto P- Δ	- 29 -
Ilustración 4: Relaciones típicas Esfuerzo deformación en los materiales.....	- 32 -
Ilustración 5: Modelos Histeréticos del Hormigón.....	- 35 -
Ilustración 6: Tipos de falla para elementos con diferentes relaciones de aspecto y carga axial.....	- 36 -
Ilustración 7: Tipos de Modelos de para Análisis no lineal.....	- 38 -
Ilustración 8: Esquema de un marco típico de concreto reforzado, mostrando rotulas concentradas en un modelo idealizado.....	- 38 -
Ilustración 9: Modelo de viga con inelasticidad concentrada extrema. a) Comportamiento general. b) detalle ampliado. c) rotula plástica. d) Modelo plasticidad distribuida.....	- 39 -
Ilustración 10: Acelerograma "Aceleración vs. Tiempo".....	- 41 -
Ilustración 11: Sistema con una masa relativamente grande.....	- 42 -
Ilustración 12: Parámetros de búsqueda en el PEER, para Managua.....	- 43 -
Ilustración 13: Resultados de búsqueda de los registros.....	- 44 -
Ilustración 14: Resultados de la búsqueda, espectro de Nicaragua.....	- 44 -
Ilustración 15: Acelerograma de Managua A, en la dirección X.....	- 44 -
Ilustración 16: Elevación estructural típica del marco de concreto reforzado SMF de 3 niveles.....	- 49 -
Ilustración 17: Elevación estructural típica del marco de concreto reforzado SMF de 5 niveles.....	- 50 -
Ilustración 18: Elevación estructural típica del marco de concreto reforzado SMF de 7 niveles.....	- 51 -
Ilustración 19: Cuadro de detalles de armado de secciones de concreto utilizadas en los marcos de estudio 3, 5 y 7.....	- 52 -
Ilustración 20: Espectro de diseño de Nicaragua para el caso de estudio en la zona del pacifico.....	- 56 -
Ilustración 21: Marco de 3 niveles modelado en ETABS.....	- 57 -
Ilustración 22: Marco de 5 niveles modelado en ETABS.....	- 58 -
Ilustración 23: Marco de 7 niveles modelado en ETABS.....	- 59 -
Ilustración 24: Espectro de diseño elástico.....	- 60 -
Ilustración 25: Espectro de diseño inelástico.....	- 60 -
Ilustración 26: Configuración de los tipos de carga a considerar en los análisis.....	- 61 -
-	
Ilustración 27: Definición del caso modal.....	- 62 -

Ilustración 28: Distorsiones de respuesta del modelo de 3 niveles ante el análisis modal	- 66 -
Ilustración 29: Distorsiones de respuesta del modelo de 5 niveles ante el análisis modal	- 67 -
Ilustración 30: Distorsiones de respuesta del modelo de 7 niveles ante el análisis modal	- 68 -
Ilustración 31: Configuración de la masa dinámica actuante en los análisis	- 75 -
Ilustración 32: Definición del patrón de carga para el efecto P-delta	- 75 -
Ilustración 33: Curva PUSHOVER para el modelo LVL 3	- 79 -
Ilustración 34: Curva PUSHOVER para el modelo LVL 5	- 80 -
Ilustración 35: Curva PUSHOVER para el modelo LVL 7	- 81 -
Ilustración 36: Nivel de desempeño bajo el caso Pushover para el modelo LVL 3 ..	- 84 -
Ilustración 37: Nivel de desempeño bajo el caso Pushover para el modelo LVL 5 ..	- 85 -
Ilustración 38: Nivel de desempeño bajo el caso Pushover para el modelo LVL 7 ..	- 86 -
Ilustración 39: Mecanismo de colapso bajo el efecto de la carga Pushover para el modelo LVL 3	- 89 -
Ilustración 40: Mecanismo de colapso bajo el efecto de la carga Pushover para el modelo LVL 5	- 91 -
Ilustración 41: Mecanismo de colapso bajo el efecto de la carga Pushover para el modelo LVL 7	- 93 -
Ilustración 42: Aplicación de la función RAMPTH	- 96 -
Ilustración 43: Configuración del caso de carga gravitacional en una función tiempo historia	- 97 -
Ilustración 44: Configuración del caso sísmico como una función tiempo historia ...	- 98 -
Ilustración 45: Distorsiones máximas de la envolvente sísmica para el modelo LVL 3	- 100 -
Ilustración 46: Distorsiones máximas de la envolvente sísmica para el modelo LVL 5	- 101 -
Ilustración 47: Distorsiones máximas de la envolvente sísmica para el modelo LVL 7	- 102 -
Ilustración 48: Mecanismo de colapso para el modelo LVL 3 bajo la acción del caso sísmico	- 106 -
Ilustración 49: Mecanismo de colapso para el modelo LVL 5 bajo la acción del caso sísmico	- 107 -
Ilustración 50: Mecanismo de colapso para el modelo LVL 7 bajo la acción del caso sísmico	- 109 -
Ilustración 51: Grafica de las distorsiones de respuesta de cada modelo bajo el caso Modal Espectral y la distorsión límite de la norma RNC-07	- 113 -

Ilustración 52: Grafica de las distorsiones de respuesta de cada modelo bajo el caso Time-History y la distorsión límite de la norma RNC-07 - 114 -
Ilustración 53: Grafica momento curvatura positivo de la viga VC1 - 116 -
Ilustración 54: Grafica momento curvatura negativo de la viga VC1..... - 116 -
Ilustración 55: Grafica momento curvatura positivo de la viga VC3 - 117 -
Ilustración 56: Grafica momento curvatura negativo de la viga VC3..... - 117 -
Ilustración 57: Grafica momento curvatura positivo de la viga VC4 - 118 -
Ilustración 58: Grafica momento curvatura negativo de la viga VC4..... - 118 -

Índice de tablas

Tabla 1: Correlación entre la terminología relacionada con los sismos en los reglamentos modelo.....	- 14 -
Tabla 2: Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales, en vigas de concreto reforzado.	- 21 -
Tabla 3: Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales, en columnas de concreto reforzado	- 22 -
Tabla 4: Valores límites para derivas de piso correspondientes al nivel de desempeño.	- 25 -
Tabla 5: Valores límites para derivas de piso correspondientes al nivel de desempeño	- 25 -
Tabla 6: Niveles de desempeño estructural y daño en marcos de concreto	- 26 -
Tabla 7: Distorsiones máximas para el estado límite de colapso.....	- 27 -
Tabla 8: Clasificación personalizada de los registros sísmicos a utilizar en esta monografía.....	- 45 -
Tabla 9: Determinación de las cargas gravitacionales actuantes en los marcos	- 47 -
-	-
Tabla 10: Resumen de las cargas gravitacionales actuantes en los marcos. ...	- 48 -
Tabla 11: Clasificación del tipo de suelo	- 55 -
Tabla 12: Factor de amplificación por tipo de suelo, S	- 56 -
Tabla 13: Nuevo cortante dinámico reajustado para cumplir con el 80% de masa participativa.....	- 65 -
Tabla 14: Revisión del estado límite de colapso para el marco de 3 niveles	- 65 -
Tabla 15: Revisión del estado límite de colapso para el marco de 5 niveles	- 66 -
Tabla 16: Revisión del estado límite de colapso para el marco de 7 niveles	- 67 -
Tabla 17: Participación de la masa modal acumulada para el modelo LVL 3 ...	- 69 -
Tabla 18: Participación de la masa modal acumulada para el modelo LVL 5 ...	- 69 -
Tabla 19: Participación de la masa modal acumulada para el modelo LVL 7 ...	- 69 -
Tabla 20: Distribución de la carga lateral PUSHOVER, para el modelo LVL 3 .	- 71 -
Tabla 21: Distribución de la carga lateral PUSHOVER, para el modelo LVL 5 .	- 72 -
Tabla 22: Distribución de la carga lateral PUSHOVER, para el modelo LVL 7 .	- 72 -
Tabla 23: Asignación de las cargas laterales a cada nivel de piso para el modelo LVL 3	- 73 -
Tabla 24: Asignación de las cargas laterales a cada nivel de piso para el modelo LVL 5	- 73 -
Tabla 25: Asignación de las cargas laterales a cada nivel de piso para el modelo LVL 7	- 73 -
Tabla 26: Distancia relativa para la ubicación de las rotulas plásticas en columnas del modelo LVL 3	- 76 -

Tabla 27: Distancia relativa para la ubicación de las rotulas plásticas en vigas del modelo LVL 3.....	- 77 -
Tabla 28: Distancia relativa para la ubicación de las rotulas plásticas en columnas del modelo LVL 5.....	- 77 -
Tabla 29: Distancia relativa para la ubicación de las rotulas plásticas en vigas del modelo LVL 5.....	- 77 -
Tabla 30: Distancia relativa para la ubicación de las rotulas plásticas en columnas del modelo LVL 7.....	- 77 -
Tabla 31: Distancia relativa para la ubicación de las rotulas plásticas en vigas del modelo LVL 7.....	- 78 -
Tabla 32: Resumen de los desplazamientos y cortantes máximo de respuesta para cada modelo en estudio.	- 82 -
Tabla 33: Calculo del desplazamiento objetivo para el caso Pushover	- 88 -
Tabla 34: Distorsiones máximas de la envolvente sísmica para el modelo LVL 3 ...	- 100 -
Tabla 35: Distorsiones máximas de la envolvente sísmica para el modelo LVL 5 ...	- 101 -
Tabla 36: Distorsiones máximas de la envolvente sísmica para el modelo LVL 7 ...	- 102 -
Tabla 37: Desplazamientos y cortantes máximos de respuesta del modelo LVL 3 bajo los registros aplicados	- 103 -
Tabla 38: Desplazamientos y cortantes máximos de respuesta del modelo LVL 5 bajo los registros aplicados	- 104 -
Tabla 39: Desplazamientos y cortantes máximos de respuesta del modelo LVL 7 bajo los registros aplicados	- 105 -
Tabla 40: Distorsiones de respuesta de cada modelo bajo el caso TH y distorsión límite de la norma RNC-07.....	- 112 -
Tabla 41: Distorsiones de respuesta de cada modelo bajo el caso TH y distorsión límite de la norma RNC-07.....	- 114 -
Tabla 42: Resultados de las rotaciones y momentos en vigas, con los parámetros no lineales de la tesis Chávez-Barreda, 2019	- 115 -
Tabla 43: Resultados de las rotaciones y momentos en vigas, con los parámetros no lineales de la tesis Novoa-Suarez, 2020	- 115 -

CAPITULO I

I. Generalidades

1.1. Introducción

Nicaragua es un país con alto riesgo de ocurrencia de eventos sísmicos generados por diversas fuentes como fallamiento local, zonas de subducción y actividad volcánica. Es sabido que el análisis de la respuesta de construcciones sometidas a las acciones de impactos en general y de sismos en particular requiere una evaluación de su comportamiento dinámico, siendo la mayor complejidad de esto la excitación; que en el caso de impactos o de sismos es de características caóticas, tanto en lo que se refiere a la evolución de la acción en el tiempo, como en lo que se refiere a la intensidad máxima que la misma puede tener y que tampoco admite esquematizaciones teóricas sencillas.

Uno de los métodos más accesibles y de común uso en USA, son los marcos especiales a momento de concreto reforzado, ya que su ventaja quedó demostrada durante el terremoto de 1994 en Northridge donde la mayoría de los sistemas de marcos diseñados a gravedad fallaron; posterior a esto se requirió el detallamiento de los marcos especiales a momento como un sistema de fuerza resistente al sismo, ya sea mixto o por sí solo. Debido a todas sus ventajas se idealizarán marcos especiales a momento localizados en la región del pacífico de Nicaragua y se presentarán en esta tesis para mostrar su desempeño durante sismos.

Hoy en día el análisis dinámico no lineal es el que más aproximadamente representa el comportamiento de una estructura durante un sismo, por lo tanto realizaremos un análisis de 3 modelos estructurales (marcos especiales a momento de concreto reforzado) con el método de análisis Time History, el modelo estructural será sometido a registros de movimientos sísmicos cíclicos (acelerogramas), incluirá propiedades de los elementos de deformación y resistencia pos elástica además de las propiedades elásticas iniciales, este modelo implícitamente simula la disipación de energía histerética y resulta en estimaciones más precisas que los métodos estáticos no lineales con el objetivo de predecir la magnitud de las deformaciones y

distorsiones inelásticas (Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear structural analysis for seismic design*. NEHRP seismic design technical brief.) [7]

Finalmente se propone realizar un análisis de derivas inelásticas para marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados y evaluados según (Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2007, Marzo). Reglamento nacional de la construcción. *Dirección general de normas de construcción y desarrollo urbano*. Managua, Nicaragua) [13] y (American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute. (41-17) [2]. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings). Se realizará la comparación de los resultados que se obtendrán en este trabajo con los resultados obtenidos de (Chavez, G., & Barreda, E. (2019). *Cuantificación de Derivas Inelásticas para Marcos Dúctiles de Concreto Reforzado en la Zona Pacífica de Nicaragua diseñados según el RNC-0*). Managua: Universidad Nacional de Ingeniería, Nicaragua.) [4] , con el propósito de evidenciar y demostrar la fiabilidad de los resultados obtenidos con los parámetros no lineales usados en la tesis mencionada y demostrar las limitaciones del enfoque implícito del código de diseño sísmico Nicaragüense hasta ahora empleado.

1.2. Antecedentes

El avance de la ciencia y el desarrollo de nuevas tecnologías han permitido la creación e implementación de métodos para poder aproximar y disminuir la incertidumbre en el análisis y diseño estructural de edificaciones que sufren terremotos (una de los más devastadoras fuerza de la naturaleza). En la actualidad entre los principales contamos con 4 análisis que toman en cuenta u obvian ciertos parámetros, estos son:

- Análisis estático lineal: ignora la no linealidad y efectos dinámicos.
- Análisis dinámico lineal: ignora la no linealidad.
- Análisis estático no lineal (Pushover): ignora efectos dinámicos.
- Análisis dinámico no lineal (time-history): toma en cuenta la no linealidad y efectos dinámicos.

Para el desarrollo de estos análisis y el entendimiento del comportamiento de las edificaciones cuando son sometidas a terremotos existieron diversos aportes de gran cantidad de investigadores y profesionales de diversas áreas, a continuación, se mencionarán algunos hasta llegar a Nicaragua.

Las observaciones de (Shimazaki, K., & Sozen, M. A. (1984). *Seismic drift of reinforced concrete structures: Hazama-gumi.*) [21] incluyeron un amplio rango de tipos de respuestas histerética, resistencias y movimientos del terreno, confirmadas por ensayos experimentales. Con base a estas observaciones desarrollaron un procedimiento simple para el cálculo de las derivas no lineales.

“Moehle, J. P. (2015). *Seismic design of reinforced concrete Buildings* McGraw-Hill Education New York” [14] investigaron la respuesta sísmica de pórticos altos de concreto armado diseñados según (Institute American Society of Civil Engineers/Structural Engineering. (7-2016). ASCE/SEI 7-16. *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures.* E.E.U.U.) [11] y (American Concrete Institute. (318-14). *Building code requirements for structural concrete.*) [1].

Éstos fueron sometidos a sismos escalados a un espectro de respuesta asociado al sismo de diseño y al sismo máximo considerado. Los resultados fueron cuantificados en términos de respuesta global (derivadas de piso, cortes basales, entre otros) y respuesta local (corte en columnas, cargas axiales y deformación del acero de refuerzo). A través de esta investigación se determinó que las estructuras desarrollaron deformación inelástica importante en las columnas en la base de la edificación y en un 70% de las vigas a lo largo de la altura de la edificación tanto para el sismo de diseño como para el sismo máximo considerado.

Lo anteriormente mencionado es una breve reseña a nivel macro de cómo ha evolucionado el desarrollo de las investigaciones en rangos no elásticos, los que ocurren cuando las edificaciones son sometidas a impactos de sismos y los elementos de la edificación sufren demandas extremas de esfuerzo. En Nicaragua no se ha desarrollado investigación alguna sobre tipos de análisis dinámicos no lineales para aplicarlos a edificaciones de concreto reforzado. Sin embargo, se han realizado investigaciones aplicando métodos no lineales y dinámicos en estructuras de acero en Nicaragua (Somarriba López, M. R. (2012). *Efecto de los disipadores metálicos de energía tipo Adas y Tadas en la respuesta sísmica de un edificio irregular*. Managua: Universidad Nacional de Ingeniería.) [22]. La falta de investigaciones en estos campos se podría deber a muchos factores socio-económicos que hacen de la investigación una tarea muy difícil de llevar a cabo, sin embargo, se ha trabajado en un reglamento nacional que considera un análisis lineal y estático de las edificaciones.

1.3. Justificación

El crecimiento constante de la población mundial ha generado la necesidad de ciudades más eficientes en términos de uso del suelo y consumo de energía, haciendo que las construcciones crezcan en altura con más unidades habitacionales en menos espacio de terreno. Por otro lado, Nicaragua es un país con gran actividad sísmica que recibió un sismo devastador en 1972 que destruyó Managua y causó cerca de 20,000 pérdidas de vidas humanas (Morales, A., & Strauch, W. (1999). *Sismicidad histórica de Managua*. Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales) [15]. Por esta razón en 1973 se introdujo el primer reglamento de construcción el cual establece el uso de métodos de análisis lineales.

Para esta monografía se pretende utilizar marcos especiales a momento de concreto reforzado debido a que estos representan una tipología estructural flexible conformada por viga, columnas y uniones, entre cuyos miembros se transmiten momentos flectores con una muy buena efectividad, con el objetivo de brindar alternativas económicas y altamente confiables de sistemas resistente a fuerzas sísmicas en Nicaragua en el área de concreto reforzado.

Nicaragua, un país con un alto índice sísmico, en su reglamento nacional de la construcción [13] contempla análisis por métodos lineales y estáticos aun sabiendo que estos no identifican correctamente el comportamiento estructural. Debido al comportamiento tan complejo de las estructuras irregulares frente a sismos, las investigaciones en análisis estructural de edificios han estado enfocada generalmente a entender la respuesta sísmica de modelos simplificados de pocos pisos De Stefano, M. y Pintucchi, B. (2002). A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002. *Bulletin of Earthquake Engineering*, (pp. 285-308) [6].

Estos no predicen correctamente el comportamiento estructural fuera de sus límites de aplicabilidad, debido a que ignoran los cambios de rigideces y pérdidas de resistencia durante un sismo y no estima con precisión el desplazamiento máximo

en un edificio. Por las debilidades detectadas y la gran incertidumbre en los métodos antes abarcados (método estático lineal) es que se propone la implementación de un método dinámico no lineal (time-history) para el análisis del comportamiento de estructural de concreto reforzado.

El desempeño de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en dicho código y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismo resistente (Bertero, 1992).

La cuantificación de las derivas inelásticas será un aporte para el campo académico de la universidad por cuanto identifica los parámetros que efectivamente evalúan el desempeño, permitiendo su ajuste en la etapa de diseño. Los resultados de este trabajo servirán de información referencial bibliográficas para futuras investigaciones de la universidad.

Todo lo antes mencionado nos motiva a crear un trabajo que pueda servir de ayuda a ingenieros que deseen utilizar los resultados que presentaremos y compararemos en esta tesis para poder controlar las derivas en las edificaciones y poder de esta forma resguardar la vida de los ocupantes.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Analizar las derivas inelásticas para macos dúctiles de concreto reforzado diseñados de acuerdo a ACI-318-14 y evaluados según RNC-07 y ASCE SEI 41-17.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Modelar marcos dúctiles de concreto para realizar el diseño sísmico por desempeño mediante el método de análisis tiempo-historia en el programa de elementos finitos ETABS-2016.
- Utilizar los parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales de la norma ASCE SEI 41 -17, en marcos de 3, 5, y 7 pisos.
- Realizar una comparación de los resultados obtenidos en esta monografía con los resultados obtenidos de Chavez y Barreda (2019)

1.5. Resumen general de la Tesis (Chavez & Barreda, 2019)

Los parámetros de referencia para el control de distorsiones establecidos en el Reglamento RNC-07 parecen ser valores razonables relacionados más con un comportamiento observado de edificaciones ante sismos severos pasados que con demandas reales mayores que las mínimas especificadas en dicha norma. Se hace necesario una revisión independiente de la demanda que centre su atención en la capacidad de las estructuras de disipar energía sísmica y poder así evaluar el estado límite de prevención de colapso especificado.

Realizar simulaciones confiables mediante análisis dinámico No lineal requiere la validación de un procedimiento que nos permita replicar la respuesta sísmica registrada en una estructura ensayada en laboratorio y aplicar esta metodología a 3 marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados según la normativa RNC-07 y RC001 (2017) sometidos a registros sísmicos tiempo historia para evaluar mediante niveles de desempeño la distorsión permisible para colapso.

Los resultados obtenidos mediante análisis inelásticos de los marcos de concreto estudiados demuestran que la correcta aplicación de las Normas antes mencionadas conduce a diseño de estructuras del tipo aporticadas que cumplen con los objetivos de desempeño de Seguridad de vida (L.S) y Prevención de colapso (C.P).

CAPITULO II

2. Generalidades

2.1. Amenaza Sísmica

La amenaza sísmica debida al movimiento del terreno debe contemplar la ubicación del edificio con respecto a las fallas que existan, las características geológicas regionales y en sitio, y la escogencia del nivel de amenaza seleccionado para el diseño. Se definirá en términos de Espectro de Respuesta de Aceleraciones o bien Registros Tiempo-Historia en base probabilística o determinística. En ausencia de estudios detallados de amenaza sísmica, se utilizará como base el mapa de la Figura 2, en que se presentan valores de aceleración máxima del suelo asociados a un periodo de retorno de 500 años. A partir de estos valores, se construirá un espectro de respuesta (pseudo-aceleraciones, 5% del amortiguamiento crítico) que será representativo del movimiento del suelo correspondiente al periodo de retorno señalado. Para la construcción de este espectro, podrán utilizarse los criterios señalados en el Artículo 27 o, a satisfacción del MTI o alcaldías, otros métodos racionales [13].

De acuerdo con lo anterior, documentos como (American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, 41-17) y (Federal Emergency Management Agency, 356) recomiendan tres niveles de movimientos sísmicos a saber: Sismo de Servicio (The Serviceability Earthquake, SE), Sismo de Diseño (The Design Earthquake, DE), y el Sismo Máximo Esperado (The Maximum Earthquake, ME).

3. Marcos especiales a momento de concreto reforzado

3.1.1. Generalidades

Esta sección abordara los marcos especiales a momento de concreto reforzado, cuando se deben usar y las filosofías de diseño que imperan. Los edificios resisten los efectos de terremotos a través de una combinación de diafragmas estructurales, elementos de marcos verticales y la fundación. En los edificios de hormigón armado, elementos verticales suelen ser marcos resistentes al momento o muros estructurales.

Ilustración 1: Armado del refuerzo para un marco especial a momento de concreto reforzado.



FUENTE: (Moehle, 2015)

Un marco especial a momento puede ser reforzado con refuerzo convencional sin pretensar, refuerzo pretensado o una combinación de ambos [14].

3.1.2. Uso de marcos especiales a momento

Los armazones de marcos especiales a momento de concreto armado se utilizan como parte del sistema de resistencia a la fuerza sísmica en edificios diseñados para resistir terremotos. Las vigas, columnas y uniones de viga-columna son proporcionadas y detalladas para resistir las acciones de flexión, axiales y cortantes que resultan debido a las oscilaciones de un edificio a través de ciclos de múltiples desplazamientos durante fuertes temblores de terremotos.

Requisitos especiales para materiales, proporciones de miembros, detalles y resultados de construcción e inspección en un marco capaz de resistir fuertes temblores de terremotos sin pérdida crítica de rigidez o fuerza son requeridas. La mayoría de los marcos de momentos especiales utilizan concreto armado fundido en el lugar, de peso normal, con una sección transversal regular y secciones sin pretensado [14].

3.1.3. Principios del Diseño de Marcos Especiales de Concreto (SMF).

No todos los sistemas Sísmicos resistentes tienen la misma respuesta a las demandas sísmicas. Los Sistemas de Marcos de concreto reforzado para varios niveles en los nodos poseen continuidad por medio de conexiones rígidas que aseguran un continuo flujo de carga y la integridad estructural durante la acción sísmica.

Para minimizar el daño a las estructuras y asegurar la seguridad de los ocupantes a la ocurrencia de sismos moderados e intensos, la estructura debe ser capaz de conservar gran parte de su resistencia inicial cuando el sismo intenso impone grandes deformaciones con incursión en el rango inelástico (T Paulay, M. P. (1992). *Seismic Design of reinforced Concrete and MASONRY buildingd.*) [24].

El diseño por capacidad es un método de diseño para controlar los mecanismos de fluencia de una estructura que se espera que responda inelásticamente ante la ocurrencia del sismo máximo esperado. El diseño por capacidad fue introducido en el diseño sísmico en Blume et al 1961 [14].

En nuestro código RNC-07, el diseño de marcos especiales con alta Ductilidad SMF, se aplica a las estructuras con factor de comportamiento Sísmico $Q=4$ y $Q=3$ (factor de ductilidad), mediante el obligatorio cumplimiento del capítulo 21 del ACI-05 (al momento de la elaboración del RNC) o al capítulo 18 del ACI-2014 (Requisitos del reglamento para concreto estructural [1] y comentario.

El nivel de riesgo Sísmico o categoría de diseño sísmico (CDS) asociado al peligro sísmico de nuestro RNC-07 se corresponde al CDS D y E lo cual exige alta ductilidad para los marcos de concreto en el pacífico de Nicaragua.

Tabla 1: Correlacion entre la terminología relacionada con los sismos en los reglamentos modelo

Reglamento, norma o documento de referencia y edición	Nivel de riesgo sísmico o categorías de desempeño o diseño sísmico asignadas como se definen en este Reglamento		
ACI 318-08, ACI 318-11, ACI 318-14; IBC 2000, 2003, 2006, 2009, 2012; NFPA 5000, 2003, 2006, 2009, 2012; ASCE 7-98, 7-02, 7-05, 7-10; NEHRP 1997, 2000, 2003, 2009	CDS ^[1] A, B	CDS C	CDS D, E, F

FUENTE: (American Concrete Institute, 318-14)

3.2. Criterios Básicos

El deficiente desempeño de estructuras sismo resistentes modernas durante eventos sísmicos recientes en Latino América, ha puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor del esperado, sino que presenta grandes inconsistencias entre estructuras que tienen un mismo sistema estructural, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico.

Como parte de ese replanteamiento se ha visto la importancia de complementar la fase numérica del diseño sísmico, con una fase conceptual y de implementación basadas en el control de la respuesta dinámica de las estructuras sismo resistente. La filosofía del diseño por desempeño se ha constituido dentro de este contexto como la alternativa más factible para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico que den lugar a estructuras que satisfagan las necesidades de las sociedades moderna (Pérez Cruz, J. L. (2013). *Diseño sismo resistente por desempeño y sus efectos en el comportamiento estructural*. Ecuador: Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Universidad Técnica de Ambato.) [16].

El diseño efectivo de estructuras de concreto armado que deben resistir sismos de gran intensidad, se basa en provocar la formación de un mecanismo estable y controlado que disipe la energía recibida durante el sismo.

Esta disipación puede ser efectuada de forma económica, dotando a la estructura de suficiente rigidez para minimizar la demanda de deformación inelástica, garantizando la adecuada ductilidad de los elementos de la estructura y adoptando un esquema de viga débil-columna fuerte.

Durante el proceso de diseño, es posible establecer de forma deliberada pero cuidadosa, que las vigas actúen como los fusibles que disipan la energía del sismo, para ello, deben ser dimensionadas con tamaño y refuerzo longitudinal mínimo, solamente para resistir cargas gravitacionales, diseñar su acero transversal por capacidad a corte máximo probable, asegurando que la disipación de energía

provoque incursión inelástica solamente por flexión, evitando la falla por corte o por falta de anclaje del acero de refuerzo.

Por la experiencia aprendida luego de sismos intensos, así como por resultados de pruebas de laboratorio, se ha demostrado que el daño experimentado por estructuras de concreto armado, es el resultado de la disipación de energía causada por deformación, así como por los ciclos alternados de deformación experimentados (fatiga de bajo ciclaje). Esto, ha sido utilizado en el pasado como criterio de diseño para definir las características de una nueva estructura, para ello, se requiere un modelo racional de daño que deba tomar en cuenta la severidad de la deformación demandada, así como también ese número de ciclos mencionados.

3.3. Consideraciones generales de respuesta Sísmica

La respuesta sísmica de una estructura depende de la distribución de su masa y rigidez, de la configuración geométrica de todo el sistema, del grado de asimetría, de los periodos fundamentales y de la carga sísmica (Wilkinson, S., & Thambiratnam, D. (2001). Simplified procedure for seismic analysis of asymmetric buildings. *Computers & structures*, (pp. 2833-2845.)) [27], por esto, que el método bajo el cual una estructura debe ser diseñada debe considerar las características dinámicas de la estructura y del sismo de diseño (Awad, R. R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Fondo Editorial Universidad EAFIT.) [3].

Actualmente, los códigos incrementan la resistencia total de la estructura para tener en cuenta la respuesta dinámica basados en suposiciones bajo métodos lineales y elásticos, sin que esto signifique una total efectividad (Sommer, A., & Bachmann, H. (2005). Seismic behavior of asymmetric RC wall buildings: principles and new deformation-based design method. *Earthquake engineering & structural dynamics*, (pp. 101-124.)) [23].

Todo lo antes mencionado pasa por alto defectos importantes ya que, en la realidad, los sismos pueden causar daños severos sobre los edificios llevándolos a estados

inelásticos de comportamiento para disipar energía (Lozano Ramírez, N. E. (2013). *Comparación sismo resistente y económica entre una estructura convencional y una no convencional en un mismo edificio irregular*. Bogota, Colombia: Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana.) [12].

3.4. Diseño Basado en el Desempeño Sísmico

De manera general, el diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería de ser dañada más allá de ciertos estados límites (Rojahn, C., Whittaker, A. S., Hart, G. C., & Bertero, V. V. (1995). *Structural response modification factors (Vol. 19)*. The Council.) [18]. El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenido (Porter, K., Hamburger, R., & Kennedy, R. (2007). *Practical development and application of fragility functions*. Paper presented at the Proc. of SEI Structures Congress, Long Beach CA, America.) [17].

La definición del comportamiento esperado de una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades debe ser establecida de manera cualitativa, en una primera fase conceptual, antes de emprender las sucesivas fases del proceso, entre las que destacan la fase numérica, orientadas al diseño debe ser garantizado por un adecuado control de calidad durante la ejecución y mantenimiento de las obras (Teran-Gilmore, A. (1997). *Energy concepts and damage indices*. . Paper presented at the Proceedings of the Symposium CUREe-EERC.) [25]. Durante esta primera fase conceptual, el desempeño sísmico de las edificaciones se establece

sobre la base de tres conceptos fundamentales: El nivel de desempeño, el nivel de amenaza y el nivel de desempeño esperado de la edificación.

3.4.1. Niveles de Desempeño Sísmico

A continuación, se describen los niveles de desempeño estructural citados por el (Federal Emergency Management Agency. (356). Seismic Rehabilitation Prestandard) [8] y el [2], con el fin de establecer los posibles escenarios de falla posteriores al sismo:

- **OCUPACIÓN INMEDIATA (SP-1):** En este nivel de desempeño los daños son muy limitados y de tal magnitud que el sistema el sistema resistente a cargas verticales y laterales, permanece prácticamente inalterado, o con daños estructurales muy leves, que en ningún caso ponen en riesgo la vida de las personas. Adicionalmente, es posible que se requieran reparaciones que no impliquen la evacuación del edificio, por lo tanto, la estructura funciona con normalidad después del evento sísmico.
- **DAÑO CONTROLADO (SP-2):** Corresponde a un estado de daño intermedio entre las condiciones límite de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que sean afectados.
- **SEGURIDAD DE VIDAS (SP-3):** Corresponde a un nivel de desempeño donde pueden ocurrir daños estructurales considerables sin presentar algún riesgo de colapso parcial o total, es decir los daños después del sismo no agotan por completo los factores de seguridad existentes. A pesar de la presencia de estos daños estructurales, se espera no comprometer las vidas de las personas, aunque pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior. En cuanto a la funcionalidad del edificio, posiblemente sería necesario realizar reparaciones importantes que pueden demandar la evacuación del edificio temporalmente.

- **SEGURIDAD LIMITADA (SP-4):** Este nivel de desempeño corresponde a un estado de daño que varía entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el cual algunas de las partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- **PREVENCIÓN DEL COLAPSO (SP-5):** Este nivel de desempeño corresponde al máximo estado de daño tolerable en un edificio, después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso total o parcial, los daños sufridos en este nivel ocasionan degradación en la rigidez y resistencia del sistema sismo resistente, así como desplazamientos laterales permanentes.

Por otra parte, el sistema estructural aún mantiene la suficiente capacidad para resistir las cargas verticales y evitar que el colapso se presente de inmediato. Sin embargo, existe un peligro elevado en caso de réplicas y un riesgo importante de ocasionar lesiones importantes e incluso comprometer la vida de los ocupantes y transeúntes, debido a la caída de fragmentos de material, provenientes en su mayoría de los elementos no-estructurales. La estructura no es técnicamente funcional, por lo cual requiere su evacuación inmediata para evitar generar mecanismos en los elementos a raíz de la actividad humana.

- **NO CONSIDERADO (SP-6):** No corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, pero es útil en algunas ocasiones donde se incluyan una evaluación sísmica de los componentes no estructurales o realizar un reforzamiento.

3.4.2. Evaluación del Nivel de Desempeño Sísmico

La verificación del desempeño sísmico de una edificación radica en determinar su punto de desempeño y verificar si los valores de los parámetros de comportamiento utilizados (rotaciones, desplazamientos máximos, derivas, entre otros) se

encuentran dentro de los límites admisibles establecidos para el nivel de desempeño correspondiente.

Es necesario definir para cada uno de los elementos estructurales (y no estructurales) el indicador o los indicadores que mejor representen la respuesta estructural ante un evento sísmico en específico”. (Romay, V. (2016). *Influencia de los factores de resistencia columna-viga en el desempeño y consumo de materiales en porticoles especiales de concreto armado resistentes a momentos*. Maracaibo: Universidad de Zulia) [19].

Para efectos de esta Investigación, se consideran los criterios presentados según el ASCE 41, evaluando las respuestas obtenidas del análisis no lineal en términos de rotaciones máximas y derivas de piso [2].

• **TABLA 10-7**

Tabla 2: *Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales, en vigas de concreto reforzado.*

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams								
Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	Performance Level	
								IO
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{bal}								
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

FUENTE: (American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, 41-17)

• **TABLA 10-8**

Tabla 3: Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales, en columnas de concreto reforzado

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318			
Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians) Residual Strength Ratio, <i>c</i>	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a			
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63\rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{CoIOE}} \right) \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b</i> ^b	0.7 <i>b</i> ^b
For $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5$ $\left\{ b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} + \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{yE}}} - 0.01 \geq a^a \right.$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c			
$a = \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yE}}{\rho_t f_{yE}} \right) \geq 0.0$ $\leq 0.025^d$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>
$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12\rho_t^e \right) \geq 0.0$ ≤ 0.06			
$c = 0.15 + 36\rho_t \leq 0.4$			

FUENTE: (American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, 41-17)

Las tablas 10-7 y 10-8 del ASCE/SEI 41-17 nos proveen parámetros de modelo y criterios de aceptación de los niveles de desempeño, para la tabla 10-7 tomando valores de vigas como los ρ , V y el tipo de refuerzo de confinamiento podemos obtener estos. Para la tabla 10-8 de igual manera podemos tomar los parámetros de modelo y criterios de aceptación, las ventajas del uso del software Etabs es que podemos crear las rotulas y pedirle que tome estas tablas como referencias para el análisis.

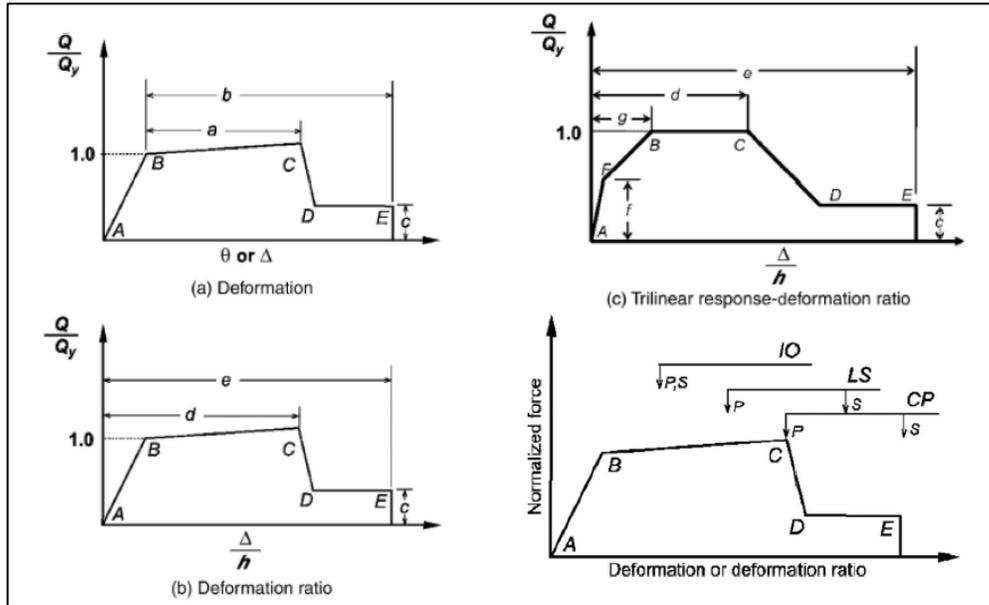
3.4.3. Capacidad de Deformación de los Componentes.

Una curva fuerza-deformación debe ser idealizada desde datos experimentales. La curva backbone (columna vertebral) representa segmentos lineales para acciones por deformación controlada según la ilustración 2, de esta monografía, tomada de [2].

Una respuesta lineal del punto A (componente sin carga) al punto B (fluencia efectiva) después una respuesta lineal con rigidez reducida del punto B al punto C, luego una caída repentina de la resistencia sísmica hasta el punto D continuando con un incremento de la deformación (punto E) hasta la pérdida total y falla del elemento. ASCE standard, [2].

Los parámetros para el cálculo de las rotaciones plásticas se muestran en la “ilustración 1”, donde encontramos las figuras a, b, y c que son gráficos determinados de las tablas 10.7 y 10.8 del [2]. En las mismas tablas se presentan los criterios de aceptación en función de las rotaciones plástica identificando 3 Intervalos básicos para los niveles de desempeño.

Ilustración 2: Relaciones Fuerza-Deformación para componentes de concreto



FUENTE: (American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, 41-17)

3.4.4. Verificación de los Niveles de Desempeño.

Para determinar si una estructura alcanza un objetivo esperado de desempeño, debe de compararse la respuesta obtenida a partir del análisis no lineal y determinación de la demanda, contra los límites establecidos para los niveles de desempeño seleccionados de acuerdo a nuestra variable de interés.

En las tablas a continuación, se muestran las derivas máximas de entrepiso permisibles para cada uno de los niveles de desempeño propuestos en el ATC-40 y el Comité VISION 2000, SEAOC a manera de ejemplo. En el inciso 4.2 mostramos los valores de rotación plástica con los límites asociados del [2].

Los valores limites en función de derivas se presentan a continuación según la Normativa correspondiente.

Tabla 4: Valores límites para derivas de piso correspondientes al nivel de desempeño.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DISTORSIONES DE PISO
Ocupación Inmediata	0.01 (1%)
Seguridad de Vida	0.02 (1%-2%)
Estabilidad estructural.	0.33Vi / Pi

FUENTE: ATC-40, 1996

Tabla 5: Valores límites para derivas de piso correspondientes al nivel de desempeño

NIVEL DE DESEMPEÑO	DISTORSION DE ENTREPISO
I.O - Totalmente Operacional - Sin daño.	0.002 (0.2%)
O - Operacional-Reparable.	0.005 (0.5%)
L.S - Seguridad – Daño Reparable.	0.015 (1.5%)
C.P - Cercano al Colapso. – Daño severo-Irreparable.	0.025 (2.5%)
C - Colapso.	> 0.025

FUENTE: Comité VISION 2000, SEAOC.

La tabla C1-3 del FEMA 356, también presenta criterios de aceptación en función de las distorsiones (Story Drift).

Tabla 6: Niveles de desempeño estructural y daño en marcos de concreto

TABLA C1-3. Niveles para Desempeño Estructural y daño en Marcos de Concreto.			
	Prevención de colapso	Seguridad de vida	Ocupación inmediata
Principal.	Agrietamiento extenso y formación de rotulas en elementos dúctiles. Grietas limitadas a algunas no dúctiles y daño severo en columnas cortas	Daño extendido a vigas, desprendimiento del recubrimiento y grietas por cortante menores a 1/8" para columnas dúctiles. En columnas no dúctiles desprendimiento menor y grietas en nodos menores a 1/8"	Grietas menores apenas delineadas. Fluencia limitada a pocas ubicaciones. Deformación en el concreto menor a 0.003 (no Crushing).
Secundario.	Desprendimiento del recubrimiento en columnas y vigas. Daño severo en nodos. Algún refuerzo presenta pandeo.	Agrietamiento extendido y formación de rotulas en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado y falla en traslapes en algunas columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas.	Escaso desprendimiento del recubrimiento en pocos lugares de columnas y vigas. Grietas por flexión en vigas y columnas. Grietas por cortante en nodos menores a 1/16" de ancho.
Drift (Diferencia de desplazamientos entre dos pisos consecutivos dividido por la altura de ese piso).	4% de carga temporal o permanente. El límite de prevención de colapso según FEMA 356 puede ser hasta una deriva máxima de	2% carga temporal. 1% carga Permanente.	1% carga temporal.

FUENTE: (Federal Emergency Management Agency, 356)

El daño de los elementos expuestos en termino de distorsiones y aceleraciones en referencia a los costos de construcción, por ejemplo, para oficinas, el componente estructural es el 18% del costo total formado por componentes estructurales, no estructurales y contenido, Para hoteles el 13% y para hospitales entre 8% y 10%. (Shahram Taghavi, E. M. (2003). *Response Assessment of Nonstructural Building Elements.*) [20].

3.4.5. Distorsiones máximas permitidas RNC-07.

El artículo 34 del [13], "Desplazamiento Lateral", en el inciso c) refiere textualmente en lo referente a la seguridad contra el colapso:

“Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo señala el Artículo 34 inciso b), divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la Tabla 4 para los distintos sistemas estructurales. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes del artículo 38, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según el Artículo 32 inciso e)”

Tabla 7: Distorsiones máximas para el estado límite de colapso.

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

FUENTE: (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007)

De esta tabla obtenemos el valor máximo de distorsión a utilizar, en el caso de este análisis tenemos marcos dúctiles de concreto reforzado con Q=4, por lo que nuestra distorsión máxima de colapso es de 0.03.

3.4.6. Efecto de cargas Gravitatorias en el Análisis no Lineal.

En el análisis no lineal, las cargas gravitatorias aplicadas deben ser igual a la carga esperada la cual difiere de las cargas factoradas en los códigos de Diseño. En general, la carga gravitatoria esperada es igual a la carga muerta sin factorar y una fracción de la carga viva de diseño. La reducción de la carga viva se debe a las razones siguientes:

- La baja probabilidad que la totalidad de la carga viva ocurra simultáneamente en todo el edificio.
- La baja probabilidad de la ocurrencia del sismo con la totalidad de la carga viva actuando simultáneamente.

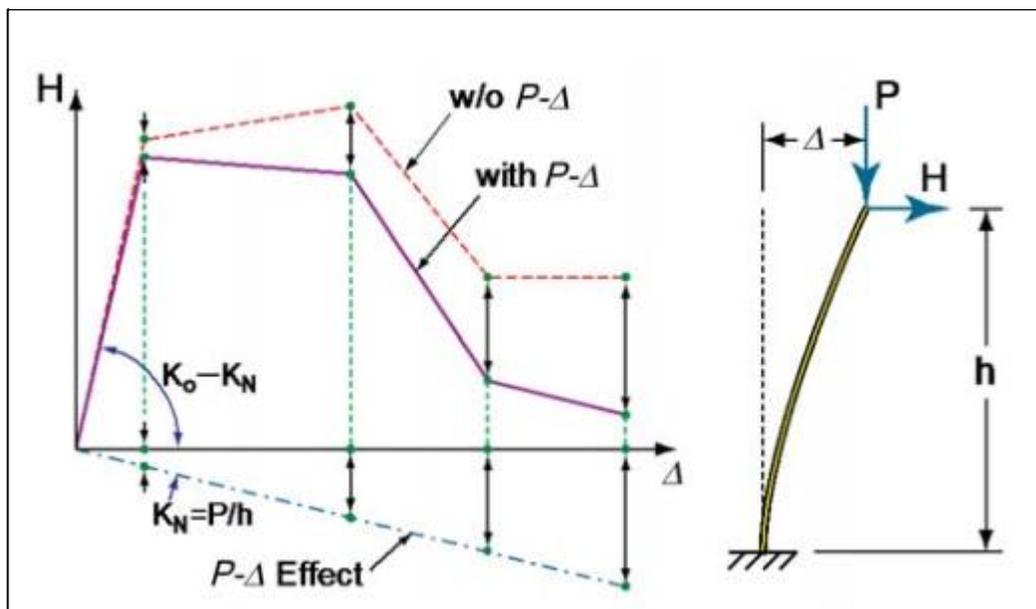
(Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings PEER)

3.4.7. Comentarios al Análisis P-Delta.

Los efectos geométricos no lineales son causados por cargas de gravedad que actúan sobre la configuración deformada de la estructura, lo que lleva a un aumento de las fuerzas internas en los miembros y las conexiones. Estos efectos no lineales geométricos se distinguen típicamente entre efectos $P-\delta$, asociados con deformaciones a lo largo de los miembros, medidas en relación con la cuerda del miembro, y efectos $P-\Delta$, medidos entre los extremos de los miembros y comúnmente asociados con las derivas de piso en los edificios. En edificios sometidos a terremotos, los efectos $P-\Delta$ son mucho más preocupantes que los efectos $P-\delta$, y siempre que los miembros se ajusten a los límites de esbeltez para sistemas especiales en regiones sísmicas altas (por ejemplo, marcos especiales de

momento de acero o concreto como se define en ASCE 7). En general, no es necesario modelar los efectos de $P-\delta$ en el análisis sísmico no lineal. Por otra parte, los efectos de $P-\Delta$ deben modelarse ya que en última instancia pueden conducir a la pérdida de resistencia lateral, el trinquete (una acumulación gradual de deformaciones residuales bajo carga cíclica), e inestabilidad dinámica. Las grandes deflexiones laterales (Δ) aumentan la fuerza interna y las demandas de momento, causando una disminución en la rigidez lateral efectiva. Con el aumento de las fuerzas internas, una menor proporción de la capacidad de la estructura permanece disponible para sostener las cargas laterales, lo que lleva a una reducción en la fuerza lateral efectiva.

Ilustración 3: Curva fuerza vs. desplazamiento, con y sin el efecto $P-\Delta$



FUENTE: (Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings)

En la ilustración 3, se muestra la curva de capacidad de una estructura en voladizo con y sin efectos de $P-\Delta$. Si la carga de gravedad es grande, la reducción de rigidez (mostrada por la pendiente negativa KN) es significativa y contribuye a la pérdida de resistencia lateral e inestabilidad. Por lo tanto, el efecto de la deformación de la carga de gravedad ($P-\Delta$) debe considerarse directamente en el análisis, ya sea

estático o dinámico. Esto significa que las cargas gravitatorias de todo el edificio deben estar presentes en el análisis, y las técnicas apropiadas de análisis de P- Δ deben introducirse en el modelo estructural. (Council, A. t. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design ana analysis of tall building*. Richmond.) [5].

3.5. Fundamento del Análisis No lineal Dinámico.

3.5.1. Generalidades

La Aplicación del Análisis Estructural No Lineal para el Diseño Sísmico de Edificios, se ha convertido de forma creciente en los últimos años en una herramienta de diseño para edificios nuevos y edificios existentes.

En la actualidad existen gran cantidad de Normativas y Códigos que orientan el diseño y la evaluación por desempeño de estructuras sujetas a movimientos sísmicos del Suelo.

En este tipo de análisis, la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal. La principal diferencia es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados).

Este es el procedimiento más exacto para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Sin embargo, la respuesta calculada de la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de historias temporales de aceleraciones.

3.5.2. Parámetros de Medición de Respuesta del Análisis No lineal

Los parámetros típicos de medición de respuesta calculados en este tipo de análisis son las **derivadas por piso**, **aceleraciones de piso**, **deformación de fluencia** o **deformación controlada de los componentes**, y las **demandas de fuerza en los componentes** controlados por fuerza que se espera permanezcan elásticos.

Las acciones por control de deformación son aquellos que tienen capacidad de deformación inelástica con disminución gradual de resistencia, son una medida importante del desempeño de las estructuras que incursionan en el rango Inelástico.

Las acciones de los componentes controlados por deformación se deben modelar para capturar de manera confiable sus respuestas no lineales esperadas durante la acción sísmica. Ejemplo: Estudio de Niveles de servicio, Revisión de Criterios de Seguridad para el Máximo Sismo Considerado (MCE), estudio de valores límite de colapso. [28].

Debido a la complejidad del Análisis dinámico no lineal, la dificultad en el modelaje del comportamiento inelástico, y la necesidad de verificar la exactitud y cantidad de la información de diseño y datos experimentales la metodología requiere la interacción de los siguientes componentes: Información de Diseño, Método de análisis y registros Sísmicos [2].

3.5.3. Modelado No lineal de los componentes de Marcos de Concreto Reforzado.

Llamamos sistema estructural, al ensamblaje de elementos que resisten y transfieren acciones (fuerzas o deformaciones impuestas) asegurando la resistencia y estabilidad de la estructura.

Para simular el sistema estructural bajo acciones externas, la realidad física tiene que ser reemplazada por esquemas o modelos que toman en cuenta únicamente ciertas características significativas del sistema real y despreciar otras.

“Un modelo no tiene que ser exacto y **“nunca lo será”**. Elaborar gráficos y renderizados de la estructura es bonito y pueden ser útiles, sin embargo, no se asegura que se comporte como la estructura real”.

El modelado estructural incluye los siguientes aspectos:

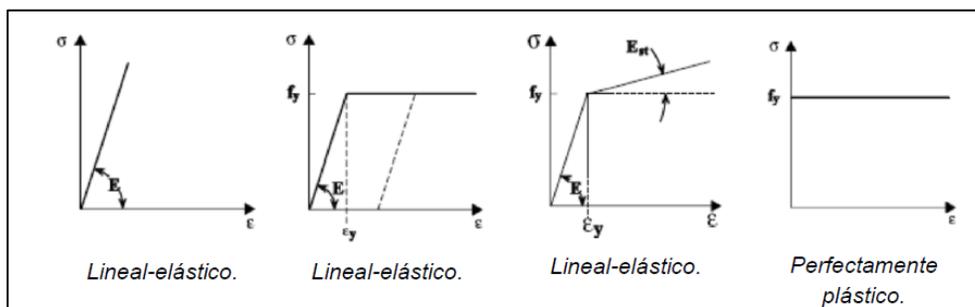
Equivalente Geométrico: Usualmente un elemento lineal (recto o curvo) o un elemento de área o superficie.

Equivalente físico: los elementos estructurales son cuerpos deformables. Las cargas externas deforman la estructura del tipo desplazamiento o rotaciones.

La relación entre fuerzas aplicadas generalizadas y su deformación correspondiente definen las leyes Constitutivas del material.

Las relaciones esfuerzo-deformación establecidas mediante pruebas de laboratorio se representan para propósitos de cálculo como curvas simplificadas pudiéndose caracterizar como elásticos, elasto-plásticos o perfectamente plásticos.

Ilustración 4: Relaciones típicas Esfuerzo deformación en los materiales



FUENTE: (Institute American Society of Civil Engineers/Structural Engineering, 7-2016)

Los modelos no lineales, y sus criterios deben ser imparciales lo cual implica que deben ser seleccionados para representar la respuesta media (tendencia central) del Sistema estructural.

Esquema Dinámico: Las acciones externas dependientes en magnitud del tiempo corresponden a acciones sísmicas del tipo registro de acelerogramas [2].

3.5.4. Modelos Histeréticos del Concreto Reforzado.

El comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado requiere una idealización matemática para poder describirlo.

En general existe una gran cantidad de variables que influyen en el comportamiento Histeréticos, tales como la forma de la sección transversal, la cuantía, la distribución y calidad del anclaje del acero longitudinal, y de acero transversal por cortante y confinamiento, las propiedades de los materiales constitutivos, las características de adherencia entre ellos, el tipo y magnitud de las cargas actuantes, entre otros.

3.5.5. Modelo Bilineal.

Desde la década de 1960, Velesos y Newmar, presentaron un modelo bilineal sin degradación (Ilustración 4a). Este modelo utiliza la teoría de plasticidad clásica con modulo plástico constante y endurecimiento por deformación. Las rigideces de la rama de descarga y recarga son paralelas a la rama elástica de carga, hasta alcanzar la fluencia. El resultado es una histéresis de ciclos muy ancha y, por tanto, sobreestima de manera significativa la cantidad de energía disipada del elemento de hormigón armado. El modelo elasto-plástico es un caso particular de este modelo en el cual no se presenta endurecimiento por deformación.

3.5.6. Modelo de Rigidez degradante de Clough Jhonson.

En este modelo (Ilustración 4b) de características bilineales, la rama de descarga (K_r) se mantiene paralela a la rama elástica hasta llegar al eje horizontal a partir del cual el perfil se dirige al punto de plastificación. Sin embargo, investigadores como Mahi y Betero, Riddell y Newmar, criticaron el modelo debido a lo irreal de la ley de recarga después de la descarga. Otro inconveniente es la rigidez constante de la rama de descarga para lo cual Wang y Shah propusieron una modificación degradando tanto la rigidez como la resistencia.

3.5.7. Modelo de Takeda y variante de Otani.

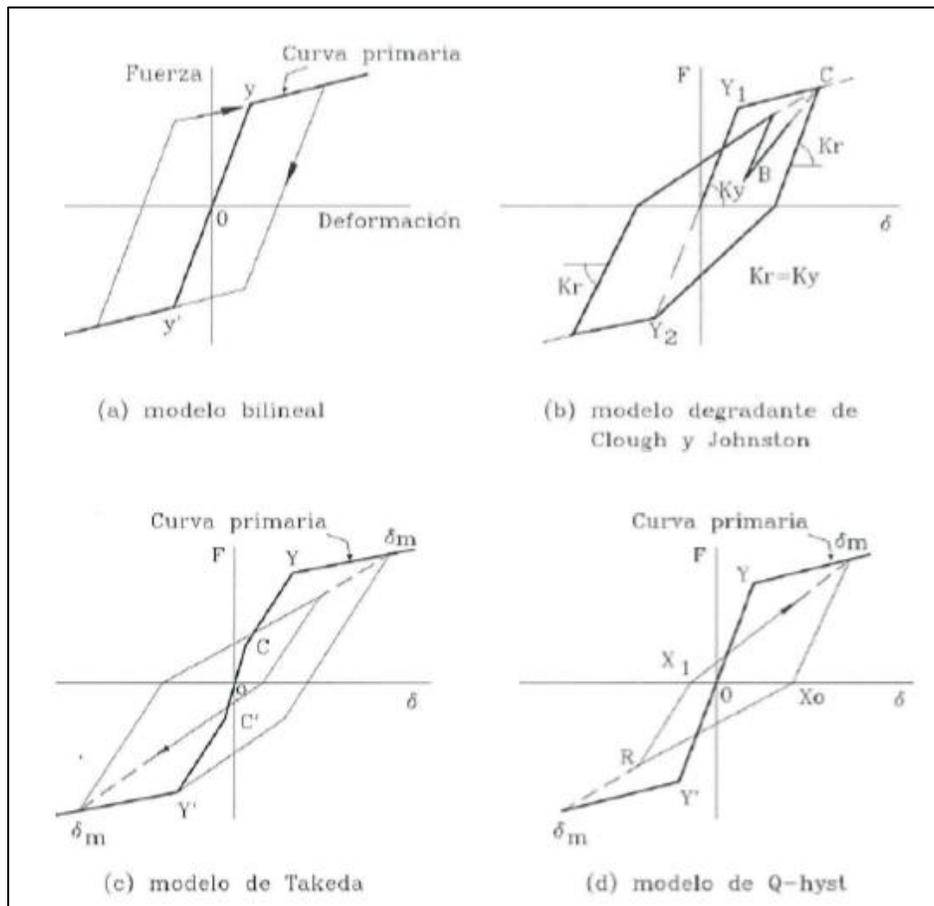
El modelo de Takeda, et al (Ilustración 4c), se basa en un perfil trilineal envolvente bajo carga monotónica con los cambios de pendiente en los puntos de agrietamiento y fluencia. Utilizando 16 leyes que cubren cualquier secuencia de carga posible define que el perfil de la descarga a partir de la rama post fluencia tiene una pendiente similar a la recta que conecta el punto de fluencia con el punto de agrietamiento en la dirección opuesta, multiplicada por $(\Phi_y / \Phi_{y\max})^{0.4}$, en la cual $\Phi_{y\max}$ es la curvatura máxima en la dirección de la carga. La recarga se dirige hacia el punto de deformación máxima previa o al de fluencia.

3.5.8. Modelo Q-Hyst (Saiidi y Sozen).

El modelo Q-Hyst, (Ilustración 4d), originalmente propuesto por Saiidi y Sozen para modelar la respuesta fuerza-desplazamiento de un sistema vibratorio de un solo grado de libertad y no para un modelo de histéresis Momento-curvatura $M-\Phi$, demostró que proporciona la respuesta no lineal dinámica aproximadamente igual al modelo de Takeda pero mucho más simple en su planteamiento. El modelo opera bajo una **envolvente bilineal** Simétrica, con pendientes de la rama de descarga igual a la pendiente de carga elástica multiplicada por $(\Phi_y / \Phi_{y\max})^{0.5}$, en el cual

Φ_{max} es la deformación máxima inelástica en cualquier dirección. Este modelo requiere únicamente cuatro leyes de comportamiento a diferencia de las 16 del modelo de Takeda. El modelo Q-Hyst se puede considerar como una modificación al modelo de histéresis bilineal con gran correspondencia al Modelo de Takeda.

Ilustración 5: Modelos Histeréticos del Hormigón



FUENTE: WIKIPEDIA

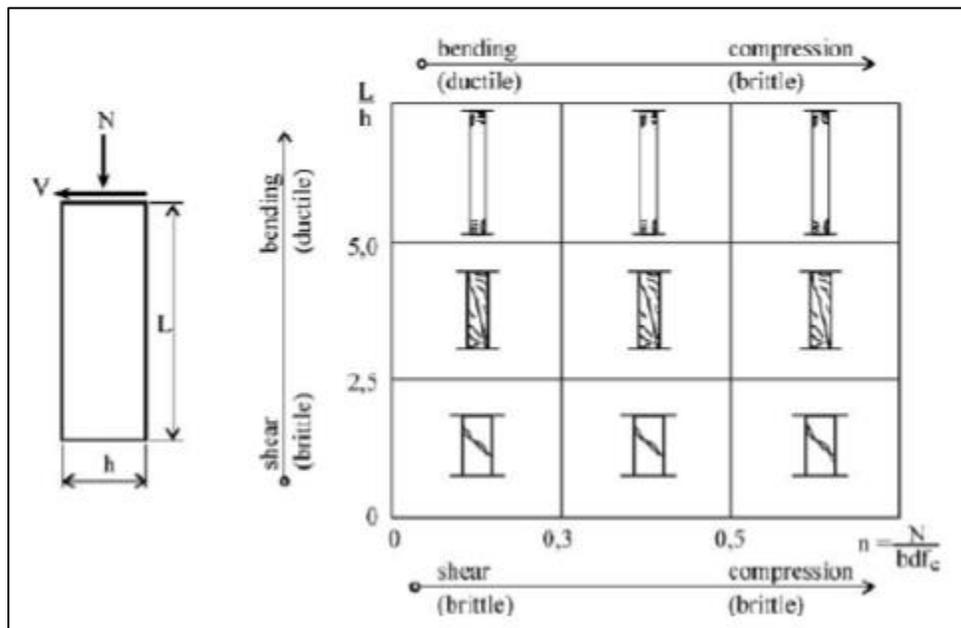
3.6. Leyes Constitutivas para Miembros de Concreto Reforzado.

La porción de una estructura entre dos nodos consecutivos se llama elemento. El comportamiento mecánico de los elementos es expresado a través de las relaciones

fuerza – deformación, actuando generalmente más de un tipo de carga. Las leyes constitutivas de secciones de concreto reforzado son relaciones no lineales y se expresan por ecuaciones algebraicas con coeficientes que dependen del nivel y la historia de carga.

El comportamiento global bajo carga monotónica de un elemento lineal hasta el nivel de falla es considerado. La magnitud de la fuerza cortante desarrollada en el elemento y comparada con la flexión con o sin carga axial nos lleva a 3 situaciones que pueden ser encontradas (Ilustración 5):

Ilustración 6: Tipos de falla para elementos con diferentes relaciones de aspecto y carga axial



FUENTE: (Visnjic, Panagiotou, & Moehle, 2015)

- Falla Gobernada por Flexión.** Relación de aspecto $L/h > 4-5$. Normalmente con comportamiento dúctil iniciando con fluencia del acero de refuerzo.
- Elementos con falla Flexión-cortante.** Inicia con grietas a flexión en la zona de máximo momento luego grietas diagonales que llevan a la fractura del elemento.

- c. **Elementos con falla a cortante.** Para elementos cortos con relaciones de aspectos $L/h < 2-3$. Es una falla repentina y explosiva. La tendencia es deslizar la porción superior del elemento en dirección de la grieta inclinada.

3.6.1. Tipo de Falla para Miembros según su comportamiento No Lineal.

El fenómeno más probable a ocurrir mediante el análisis no lineal esta también relacionado al nivel de resistencia de los marcos de concreto reforzado OMF, IMF, SMF, teniendo los SMF una capacidad de deriva del 3% al 4% de la altura total del edificio [28]. Para las *vigas y columnas de marcos SMF*, la respuesta no lineal más probable a ocurrir es la fluencia por flexión por el deterioro gradual de la rigidez lateral del sistema.

En ambos componentes se presenta el pandeo de las barras longitudinales y/o el daño del núcleo confinado de concreto. El detallado correcto asegura la no ocurrencia de modos de falla frágil como falla por cortante, falla por anclaje o falla por abertura o fractura de estribos.

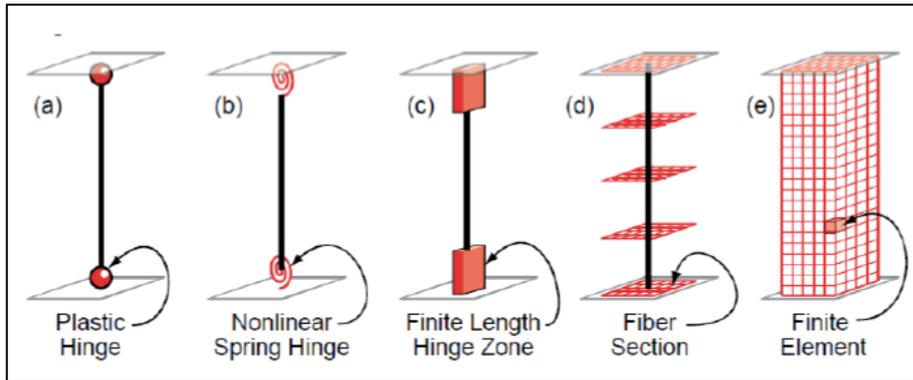
Para los nodos en la unión viga-columna se presenta la pérdida gradual de la rigidez y resistencia a cortante debido a la falla y/o deslizamiento de anclajes.

3.6.2. Modelos de Plasticidad Concentrada.

Existen diferentes modelos de plasticidad que pueden ser utilizados para cuantificar el daño que se espera sufran los elementos bajo demandas sísmicas.

Los Modelos para Análisis no lineal pueden variar desde resortes uniaxiales o modelos de rotula hasta los más complejos modelos de fibra y modelos de elementos finitos, estos se describen en la Figura 2.16. [28].

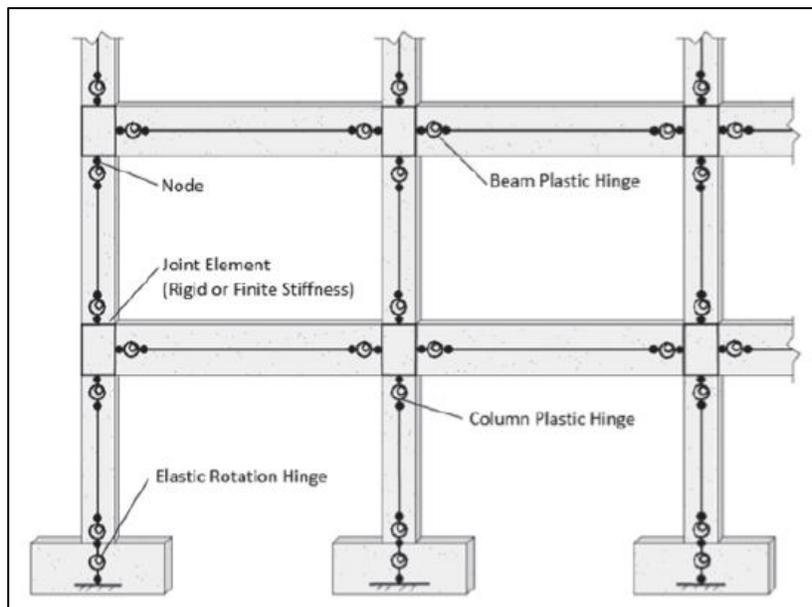
Ilustración 7: Tipos de Modelos de para Análisis no lineal



FUENTE: (Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings. NIST GCR 17-917-46v1)

Los Modelos de Plasticidad Concentrada son los más utilizados para simular la respuesta global de Marcos de concreto reforzado y capturan el comportamiento no lineal desde la aparición de la fluencia hasta la degradación por resistencia y rigidez; Dichos modelos tienen su mayor efectividad cuando se respaldan en modelos calibrados.

Ilustración 8: Esquema de un marco típico de concreto reforzado, mostrando rotulas concentradas en un modelo idealizado.



FUENTE: (Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings. NIST GCR 17-917-46v1)

Resumen del Sistema Resistente tipo Marco de Concreto Reforzado mostrando la idealización de rotulas concentradas.

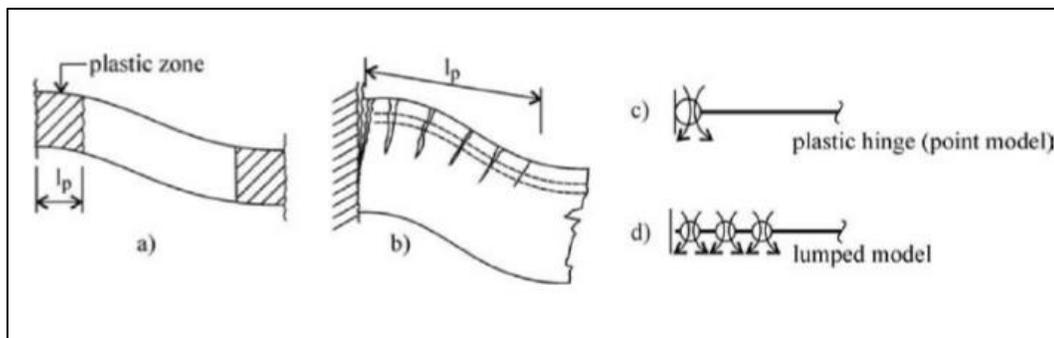
En los modelos de plasticidad concentrada, la inelasticidad se concentra en los puntos extremos del elemento a partir de modelos de comportamiento analítico de sus curvas sollicitación-deformación como sus respectivos diagramas momento-curvatura, momento rotación, entre otros para simular el daño que sufrirán los elementos de una estructura ante una demanda sísmica cuando el momento actuante supera al momento de fluencia.

Las articulaciones plásticas generadas se asignan generalmente en los extremos de los elementos al borde de las partes rígidas cerca de las uniones vigas-columnas o en los empotramientos, debido a que las acciones sísmicas de mayor magnitud se estiman se den en esa región.

La Figura muestra el concepto de inelasticidad concentrada.

- a. *Modelo de Comportamiento Teórico General.*
- b. *Modelo de Comportamiento detallado Observado.*
- c. *Modelo de Plasticidad Puntual (Concentrada).*
- d. *Modelo de Plasticidad Distribuida.*

Ilustración 9: Modelo de viga con inelasticidad concentrada extrema. a) Comportamiento general. b) detalle ampliado. c) rotula plástica. d) Modelo plasticidad distribuida.



FUENTE: (*Seismic Performance of concrete Building, Crainic & Munteanu, 2013 Taylor & Francis Group, London*).

La formulación del modelo de plasticidad concentrada se basa en los principios básicos del análisis matricial de estructuras, considerando que el miembro está compuesto por tres elementos, uno de plasticidad con rigidez $(EI)_a$ (Rigidez a flexión en el nodo inicial), otro que tiene longitud L' de rigidez (EI) o (Rigidez a flexión el centro de la luz), y por último el otro extremo de plasticidad $(EI)_b$ (Rigidez a flexión en el nodo final), datos que se obtienen del respectivo diagrama momento curvatura y/o modelos de histéresis con o sin consideración de curvas de interacción entre las fuerzas internas, a partir de rotaciones y/o momentos actuantes.

En este sentido la degradación de la rigidez en los elementos usando modelos de plasticidad concentrada, se realiza mediante ubicaciones puntuales de rótulas plásticas en los elementos estructurales, sean vigas, columnas, paredes de corte; entre otros, que no consideran la longitud de daño.

Los diagramas momento curvatura y/o modelos de histéresis, generados para definir el comportamiento inelástico e hysterético de las rótulas, se obtienen a partir de las relaciones constitutivas de los materiales conformantes y su sección transversal.

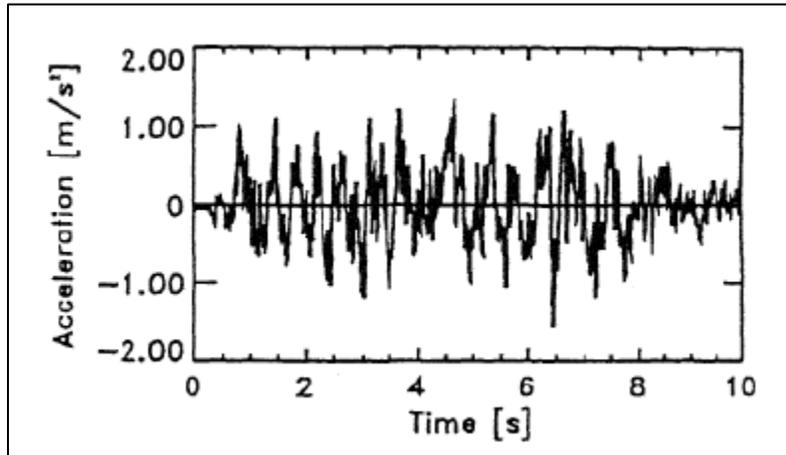
3.7. Acelerograma

Un acelerograma es una representación temporal de la aceleración que experimenta el suelo en un determinado punto durante un terremoto. Los valores de la aceleración se obtienen mediante unos instrumentos llamados acelerógrafos, que registran la aceleración del suelo según tres direcciones perpendiculares; dos horizontales y una vertical. Debido a que la variación de la aceleración es muy irregular en el tiempo, es necesario que la toma de datos se realice en intervalos muy pequeños de tiempo, utilizándose generalmente valores de 0.1 o 0.05 s.

Los acelerogramas se caracterizan por ser altamente irregulares y oscilatorios, a como se muestra en la figura 7, con pequeñas amplitudes iniciales que crecen

rápidamente hasta alcanzar los valores máximos y decrecer igualmente rápido hasta que se detiene el movimiento.

Ilustración 10: Acelerograma "Aceleración vs. Tiempo"



FUENTE: (Bachman & Whenk, 1994)

En ellos, el parámetro de mayor interés para la ingeniería civil es la aceleración del movimiento del suelo, aunque también son importantes la velocidad y el desplazamiento.

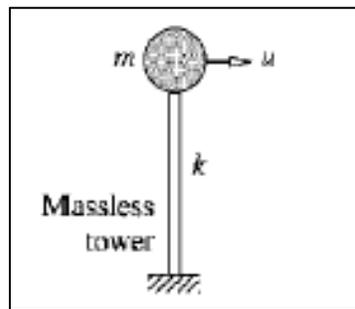
Una idea de ello se puede obtener si se imagina el caso de una estructura simple con una masa concentrada en el tejado (ver Ilustración 10) y consideramos la fuerza lateral concentrada en los elementos verticales, que serían las paredes o columnas. La respuesta de la estructura a un terremoto viene dada por las leyes de Newton del movimiento: $m(\ddot{x} + \ddot{z}) = -f(x, \dot{x}, t)$.

El miembro de la derecha es la fuerza restauradora del edificio que es función de la desviación relativa, $x(t)$ y de su derivada; mientras que la aceleración debe incluir ambos, el movimiento relativo y el movimiento de la base: $m\ddot{x} + f(x, \dot{x}, t) = -m\ddot{z}(t)$.

Ecuación que da la respuesta al terremoto como si la estructura estuviese fijada por la base y sometida a una fuerza dinámica $-m\ddot{z}(t)$. La fuerza efectiva de carga debida al terremoto en un punto de la masa es igual a tantas veces la masa por la aceleración del suelo. De esta ecuación vemos que los edificios construidos, en

piedra, caracterizados por grandes masas, como se ilustra en la ilustración 10, y baja resistencia, son particularmente peligrosos durante los grandes terremotos, al menos en ausencia de otros factores.

Ilustración 11: Sistema con una masa relativamente grande



FUENTE: (Bachman & Whenk, 1994)

3.8. Acelerogramas a considerar

Para este trabajo procederá a tomar en consideración lo recomendado por la [2], en su apéndice "C", sección 2.4.3, en lo referente al uso de un NDP (Nonlinear Dynamic Procediment), se evaluarán los elementos y componentes del edificio para las fuerzas y deformaciones asociadas con la aplicación de un mínimo de 11 movimientos sísmico, que estarán escalados con un PGA objetivo proporcionado por el mapa de isoaceleraciones del (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007), tomando como referencia al [11], sección 16.2.3, así como lo recomienda el [2], los registros sísmicos pueden ser escalados en su amplitud según la sección 16.2.3.2 del [11] o mediante acoplamiento espectral según los requisitos 16.2.3.3 del [11]. El acoplamiento espectral no deberá ser usado para sitios cercanos a la falla a menos que las características de pulso de los registros sísmicos se conserven luego del proceso de acoplamiento. Como registro base se tomará en consideración el caso de Managua, considerando en magnitud y duración el ocurrido en 1972, este

fue el registrado por el acelerógrafo de la gasolinera ESSO de la ciudad de Managua, obtenido al momento del terremoto del 23 de diciembre de 1972.

3.8.1. Obtención del registro sísmicos a considerar.

La obtención del registro sísmico, se realizó por medio de la base de datos de registros sísmicos del Centro de Investigación para la ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER Ground Motion Database) de la cual se descargan los registros.

El proceso de selección realizado empieza definiendo a la herramienta de búsqueda un espectro Objetivo definido por el usuario, el cual corresponde al espectro del (*Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007*) o escribiendo el nombre del evento, en este caso Managua.

Ilustración 12: Parámetros de búsqueda en el PEER, para Managua

The screenshot shows the PEER Ground Motion Database search interface. At the top, there is a navigation menu with links: CASA, DOCUMENTACIÓN, AYUDA, SUSCRIBIR, MIRAR, GERARDO-GUINEA@HOTMAIL.COM, and DESCONECTAR. A red-bordered box contains a message: "La búsqueda se creó correctamente. Por favor, espere un momento para representar los gráficos." Below this, the "Editar búsqueda" section is visible. It includes two buttons: "Cargar valores de entrada de muestra" and "Borrar valores de entrada". The search parameters are divided into two sections: "Buscar" and "Suite". The "Buscar" section has a "Buscar" button and instructions: "Estas características se definen en el archivo plano NGA-West2. Debe volver a ejecutar la búsqueda cuando se actualice alguno de estos parámetros." It lists "Características de registro:" with fields for "RSN (s)", "Nombre del evento" (filled with "Managua"), and "Nombre de la estación" (filled with "Esso"). The "Suite" section has a "Suite" button and three dropdown menus: "Ordenado espectral" (set to "SRSS"), "Relación de amortiguamiento" (set to "5%"), and "Promedio de la suite" (set to "Aritmética").

FUENTE: (PEER Ground Motion Database)

Ilustración 13: Resultados de búsqueda de los registros

Resultados - Metadatos

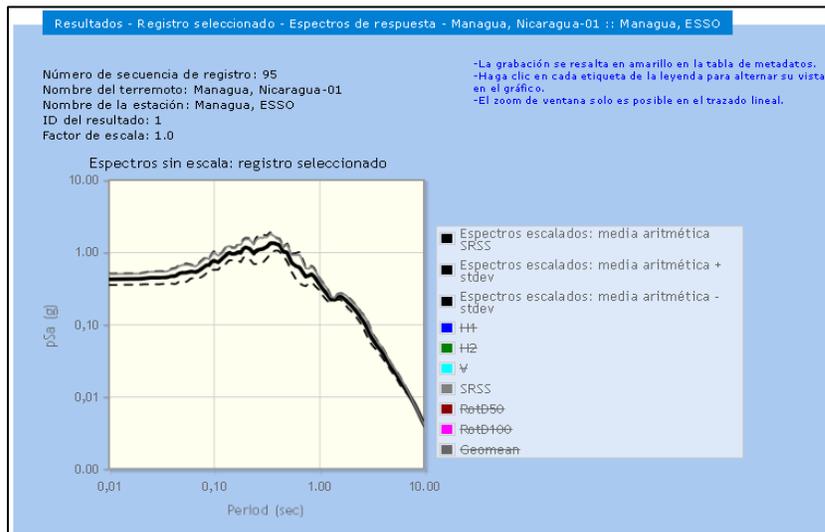
Haga clic en el encabezado de la columna para ordenar en orden ascendente

Reescalar utilizando registros marcados

	ID de resultado	Ordenado espectral	Grabar Seq. #	MSE	Factor de escala	Tp (s)	D5-75 (s)	D5-95 (s)	Intensidad de Arias (m / s)	Evento	Año	Estación
<input type="checkbox"/> ver	1	SRSS	95	-	1.0	-	4.9	10,6	2,0	Managua, Nicaragua-01	1972	Managua, ESSO
<input type="checkbox"/> ver	2	SRSS	96	-	1.0	-	2.8	8.1	0.4 0.4	Managua, Nicaragua-02	1972	Managua, ESSO

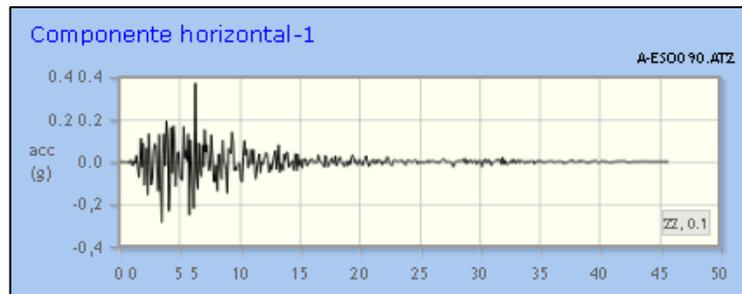
FUENTE: (PEER Ground Motion Database)

Ilustración 14: Resultados de la búsqueda, espectro de Nicaragua



FUENTE: (PEER Ground Motion Database)

Ilustración 15: Acelerograma de Managua A, en la dirección X



FUENTE: (PEER Ground Motion Database)

A continuación, se presenta una tabla con los registros sísmicos a utilizar, bajados de la página del PEER, donde se los denotan con nuestra propia forma de llamarlos, para su posterior utilización.\, cabe resaltar que dichos acelerogramas, fueron los mismo utilizados en [4].

Tabla 8: Clasificación personalizada de los registros sísmicos a utilizar en esta monografía.

#	Nombre del evento	Ubicacion	Clasificacion	TIME-STEP	STEP-SIZE
1	CHALFANT.A_A-ZAK270	California-E.E.U.U	A	8000	0.005
2	CHALFANT.A_A-ZAK360	California-E.E.U.U	B	8000	0.005
3	DUZCE_BOL000	TURKEY	C	5590	0.01
4	DUZCE_BOL090	TURKEY	D	5590	0.01
5	KOCAELI_DZC180	TURKEY	E	5440	0.005
6	KOCAELI_DZC270	TURKEY	F	5440	0.005
7	MANAGUA_A-ESO090	Nicaragua	G	9140	0.005
8	MANAGUA_A-ESO180	Nicaragua	H	9140	0.005
9	PARKFIELD_C05085	California-E.E.U.U	I	4405	0.01
10	PARKFIELD_C05355	California-E.E.U.U	J	4400	0.01
11	SUPERSTITION_HILLS_B-POE270	California-E.E.U.U	K	2230	0.01

FUENTE: (Elaboracion propia)

Nota: En “**anexos A**”, se presentan gráficamente los sismos que regeneran la mejor respuesta estructural a cada modelo.

CAPITULO III

4. Criterios de normas y fundamentos de análisis.

4.1. Definiciones Geométricas y de carga de 3 Modelos en estudio.

4.1.1. Diseño de Marcos Dúctiles de 3 Niveles, 5 Niveles y 7 Niveles.

Para cumplir con el objetivo Especifico Numero 1, se realizó el diseño de 3 Marcos Especiales de concreto de alta Ductilidad de 3, 5 y 7 Niveles a como lo indica el [13] y el capítulo 18 del [1].

Se presentan 3 Marcos representativos de 3, 5 y 7 Niveles cuyas secciones transversales se presentan en las ilustraciones correspondientes.

Los Marcos Típicos tiene las siguientes cargas Muertas, cargas vivas y Vivas reducidas según él [13].

Alturas de Pisos = 4.00 metros para el nivel inicial y los niveles restantes son de 3.80 m Separación entre marcos (ancho tributario) = 6.0 metros.

Tabla 9: Determinación de las cargas gravitacionales actuantes en los marcos

Cargas de Entrepiso:			
CV=	250 kg/m ²	(Uso Residencial)	
CVR=	100 kg/m ²		
espesor de Losa	0.15 m		
P.p losa =	360 kg/m ²		
(Entrepiso Tipo)	30 kg/m ²	(Ladrillo de ceramica)	
	12 kg/m ²	(Cielo raso)	
	13 kg/m ²	(Instalaciones Electricas / Sanitarias)	
Carga Muerta Total Entrepiso	415 kg/m²		
Cargas de techo losa plana:			
CV=	100 kg/m ²	Arto 10, Tabla 1 RNC 2007	Cubiertas de losas con pendiente menor 5%
CVR=	40 kg/m ²	Arto 10, Tabla 1 RNC 2007	Cubiertas de losas con pendiente menor 5%
CM=	385 kg/m ²		

FUENTE: (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007)

Tabla 10: Resumen de las cargas gravitacionales actuantes en los marcos.

Cargas	Techo	Entrepisos
CSI	385.0 kg/m ²	415.0 kg/m ²
CV	100.0 kg/m ²	250.0 kg/m ²
CVR	40.0 kg/m ²	100.0 kg/m ²

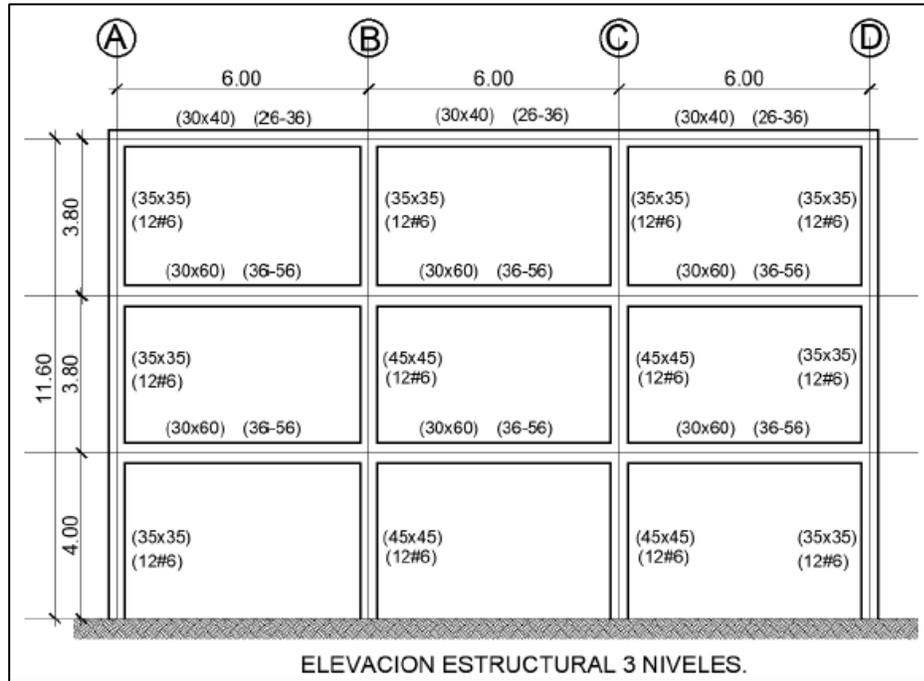
FUENTE: (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007)

En el diseño de columnas se recomienda mantener las cargas axiales a un valor debajo del punto de carga balanceada lo cual corresponde a un valor menor de $0.30f_c \cdot A_g$. [1], capítulo 18.7.5.2

En general el proporcionado de columnas satisface requisitos de estribos de confinamiento según normas y cumpliendo con las relaciones **columna fuerte / viga débil** lleva a comportamientos dúctiles de los marcos. Para el ultimo nivel, cumplir esta relación es difícil e impráctica por la alta cantidad de refuerzo innecesario además que el mecanismo de columna se daría justo debajo del nivel de techo lo cual no originaría un mecanismo de piso indeseable [14].

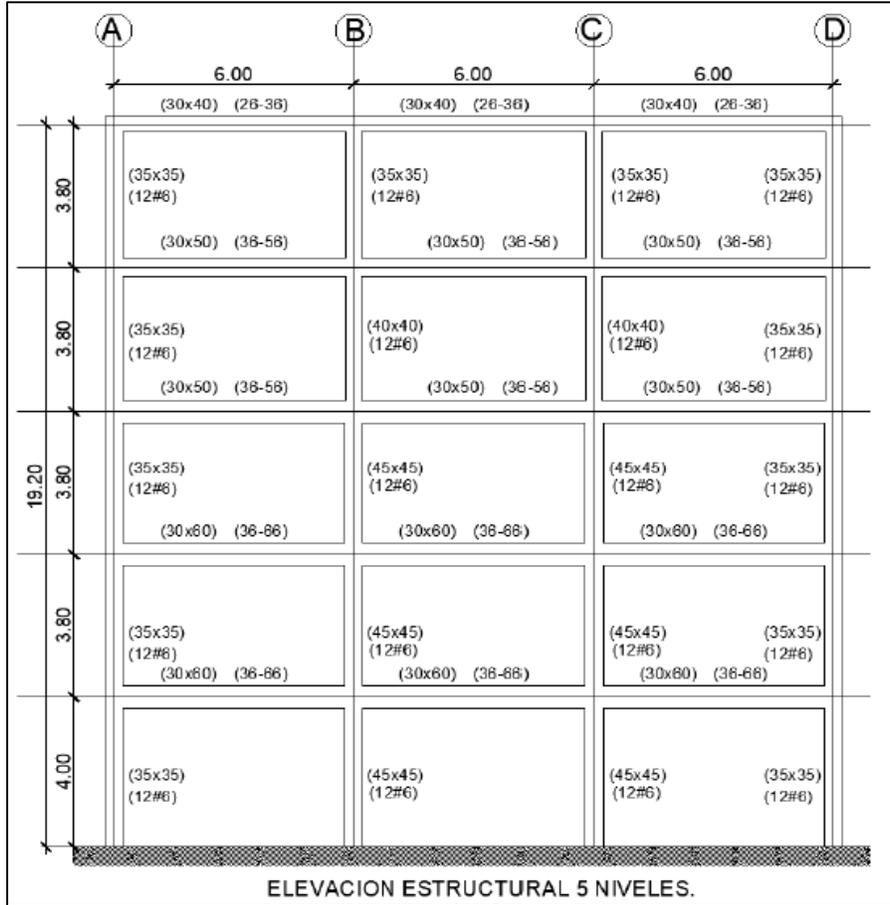
Se consideraron los límites recomendados según [11], en su capítulo 12, sección 12.8.2.1, para los periodos limites aproximados de T7 (7 niveles) = 1.26 seg, T5 (5 niveles) = 0.932 seg y T3 (3 niveles) = 0.592 seg. (para la aplicación de la ec.12.8-7 del periodo limite, **“ver capítulo IV, sección 4.3.1”**). Se tuvo el cuidado de la aplicación del artículo 27 y articulo 32 para la correcta reducción de las fuerzas sísmicas mediante la ecuación 13 del [13].

Ilustración 16: Elevación estructural típica del marco de concreto reforzado SMF de 3 niveles



FUENTE: (Chavez & Barreda, 2019)

Ilustración 17: Elevación estructural típica del marco de concreto reforzado SMF de 5 niveles



FUENTE: (Chavez & Barreda, 2019)

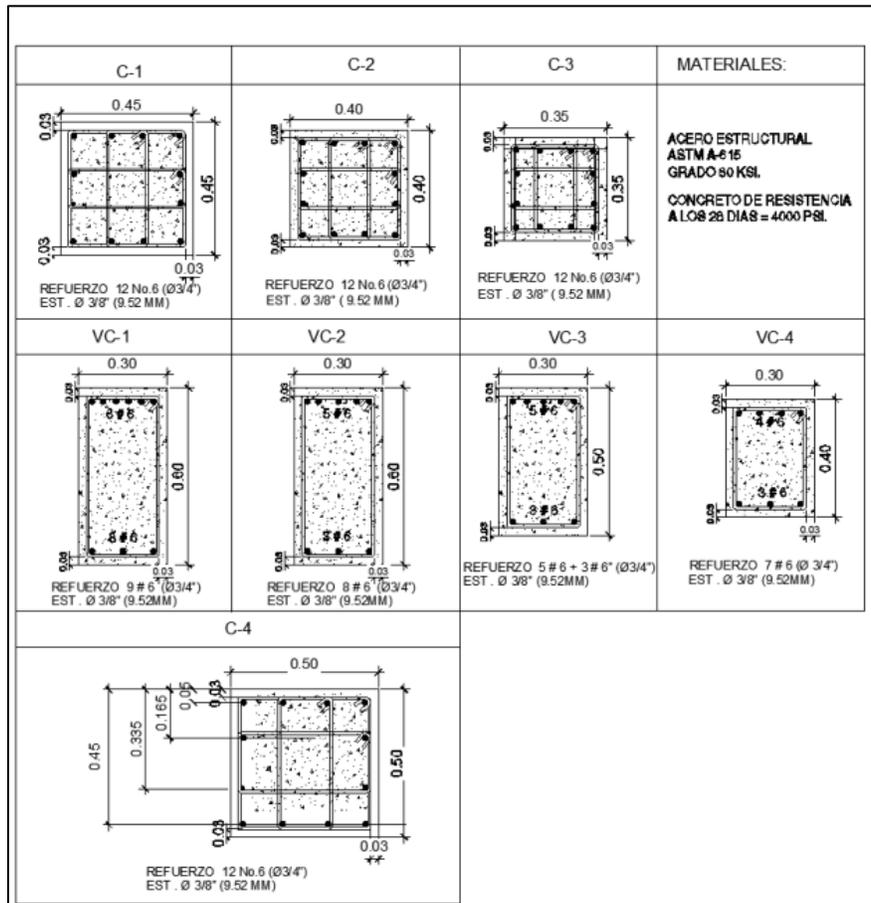
Ilustración 18: Elevación estructural típica del marco de concreto reforzado SMF de 7 niveles



FUENTE: (Chavez & Barreda, 2019)

4.1.2. Resultado del diseño de Secciones de columnas y vigas.

Ilustración 19: Cuadro de detalles de armado de secciones de concreto utilizadas en los marcos de estudio 3, 5 y 7.



FUENTE: (Chavez & Barreda, 2019)

CAPITULO IV

5. Evaluación de los marcos

5.1. Definición del espectro de diseño

5.1.1. Clasificación de la estructura artículo 20 del RNC-07

Los marcos han sido idealizados para suponer una funcionalidad ligada al uso de oficinas, según el artículo 20 del RNC-07, este tipo de estructura se considera de “**Normal Importancia**”, obteniendo así la clasificación del grupo B.

5.1.2. Factor de reducción por ductilidad artículo 21 del RNC-07

Para el factor de reducción por ductilidad, Q , se tomó un valor $Q = 4$. Se tomó dicho valor ya es el idóneo para marcos dúctiles, esto debido a que al momento de hacer un análisis sísmico considera que la estructura fue diseñada con todas las previsiones sismorresistentes. Además, uno de los objetivos de este estudio es calcular los desplazamientos de la estructura. Al considerar los estados límite, tanto de servicio como de colapso, el desplazamiento guarda una relación directamente proporcional con el factor de reducción por ductilidad, por lo que mientras mayor sea, más crítica será la situación estudiada.

5.1.3. Factor de reducción por sobre resistencia artículo 22 del RNC-07

La reducción por sobre resistencia está dada por el factor $\Omega = 2$.

5.1.4. Condiciones de regularidad artículo 23 del RNC-07

Al tener un enfoque meramente de estudio, se previó que dichos marcos cumplieran todas las condiciones de regularidad, obteniendo un factor de regularidad, **F.C.R = 1**.

5.1.5. Aceleración espectral **anexo C** del RNC-07

Del mapa de isoaceleraciones del anexo C, para la zona de Managua, se tiene un valor de **$a_0 = 0.31$** .

5.1.6. Zonificación sísmica de Nicaragua, **artículo 24** del RNC-07

En la figura 2, del RNC-07 encontramos la clasificación sísmica de Nicaragua; La idealización de los marcos nos ubica en la zona C.

5.1.7. Influencia del suelo, **artículo 25** del RNC-07

Para tomar en cuenta los efectos de amplificación sísmica debidos a las características del terreno usamos la siguiente clasificación de los tipos de suelo, según el RNC-07

Tabla 11: Clasificación del tipo de suelo

Suelo	Características
Tipo I	Afloramiento rocoso con $V_s > 750$ m/s
Tipo II	Suelo firme con $360 < V_s \leq 750$ m/s
Tipo III	Suelo moderadamente blando, con $180 \leq V_s \leq 360$ m/s
Tipo IV	Suelo muy blando, con $V_s < 180$

FUENTE: (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007)

Y para determinar el factor de amplificación por tipo de suelo usamos la tabla 2 del RNC-07

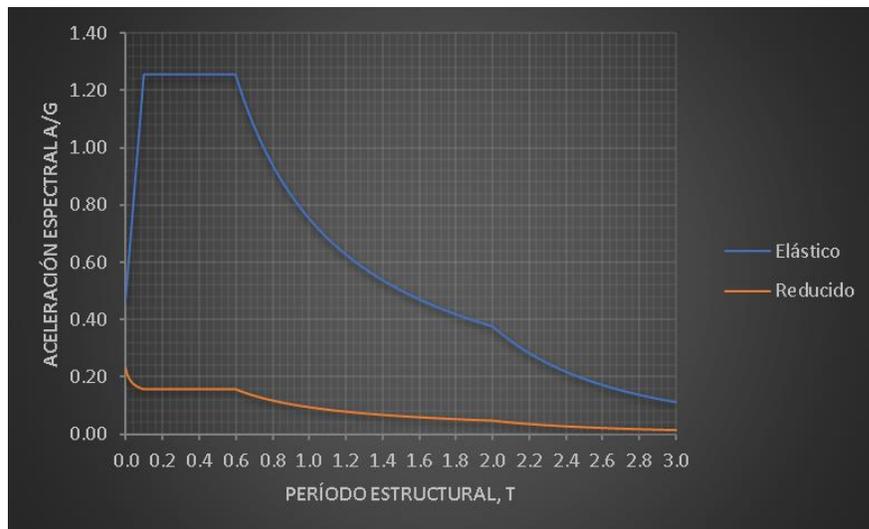
Tabla 12: Factor de amplificación por tipo de suelo, S

Zona Sismica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1	1.8	2.4
B	1	1.7	2.2
C	1	1.5	2

FUENTE: (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007)

5.1.8. Resumen general de los parámetros del espectro y grafica del mismo.

Ilustración 20: Espectro de diseño de Nicaragua para el caso de estudio en la zona del pacifico

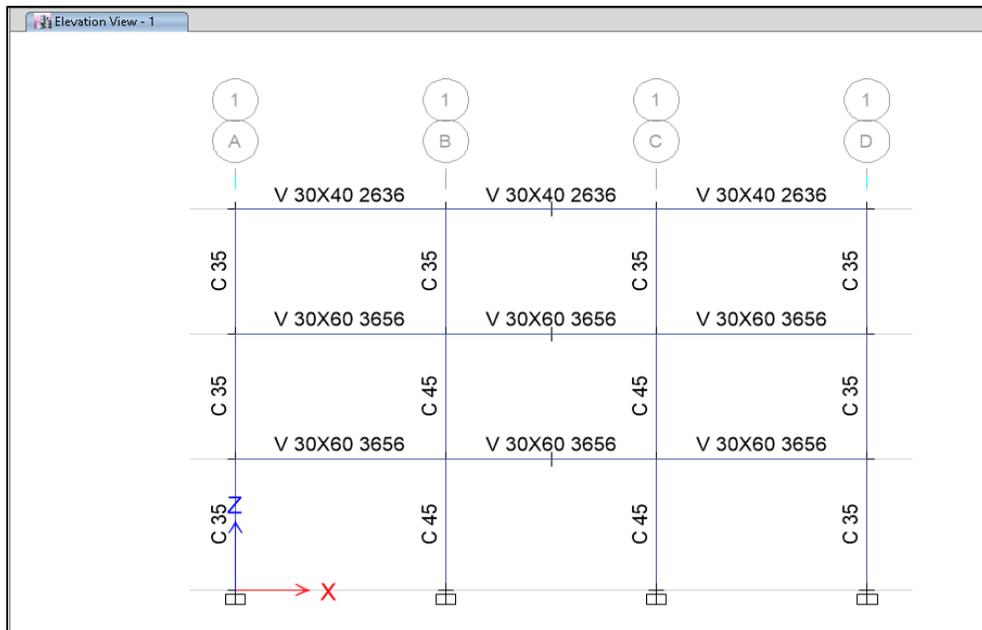


FUENTE: Propia

5.2. Proceso de modelado en el software ETABS.

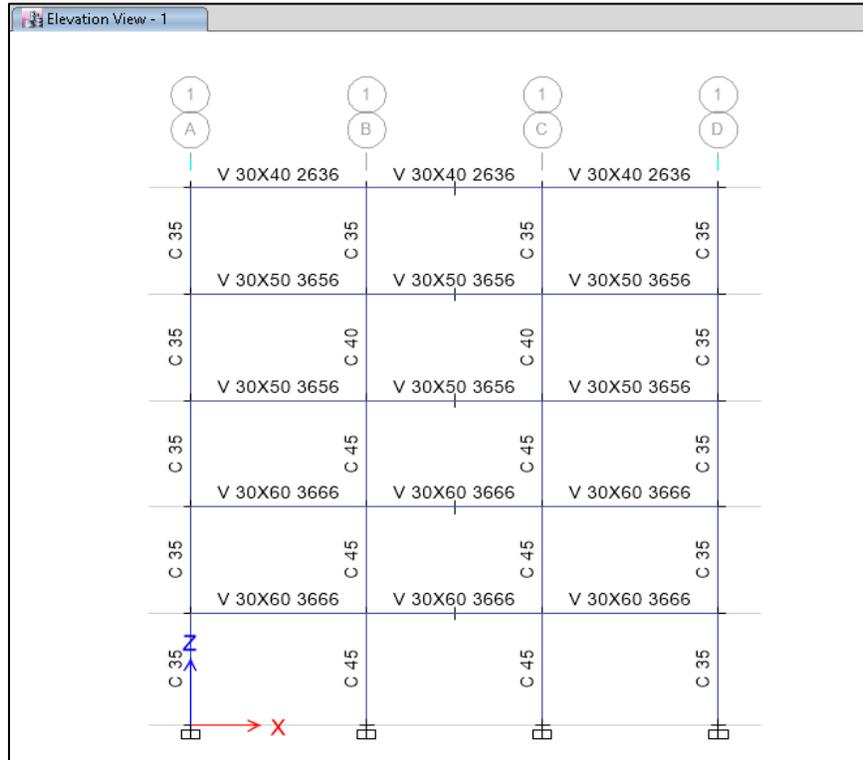
Se procedió a agregar los parámetros de diseño de cada uno de los marcos a como se aborda en el capítulo 3 de esta monografía, teniendo en consideración las diferentes secciones previamente establecidas para cada uno.

Ilustración 21: Marco de 3 niveles modelado en ETABS



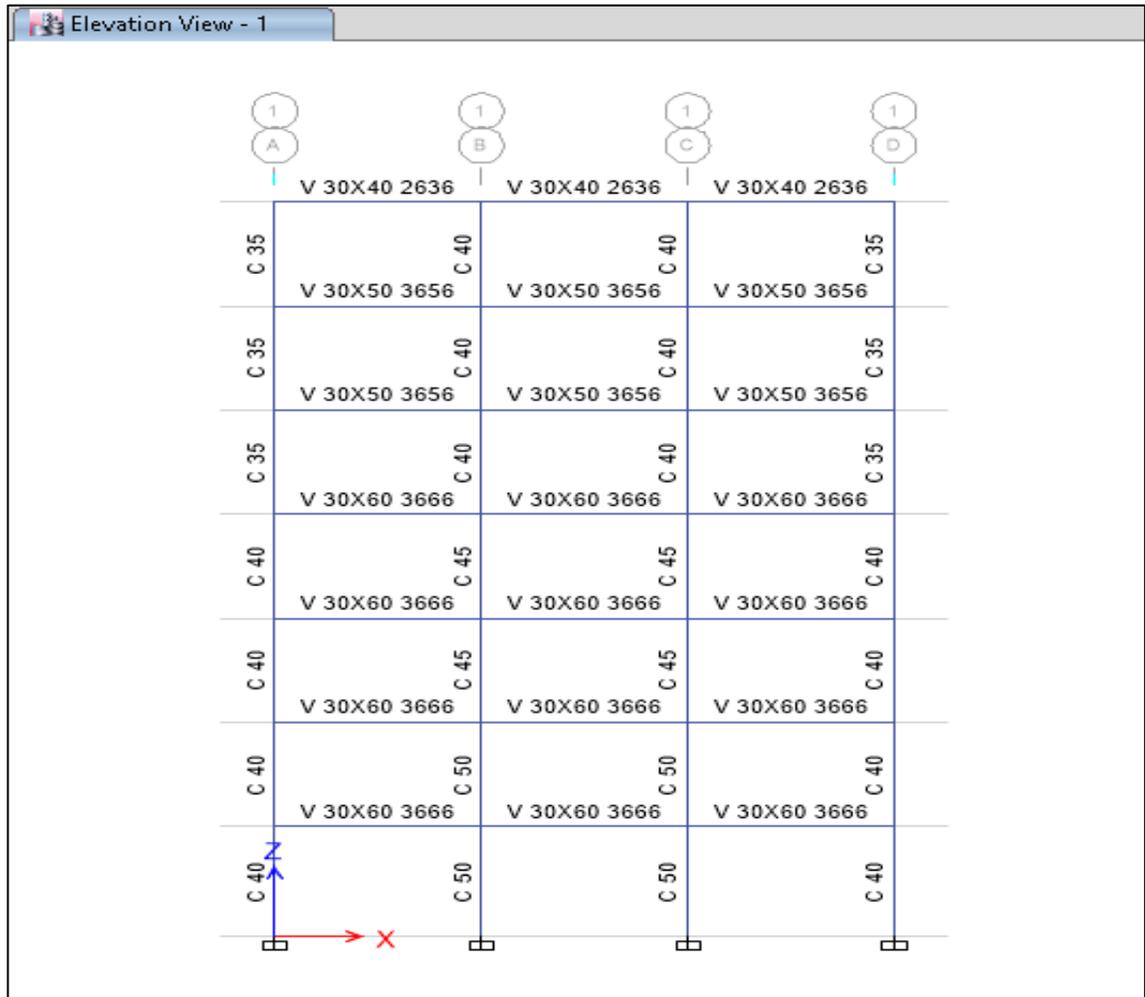
FUENTE: ETABS 2016

Ilustración 22: Marco de 5 niveles modelado en ETABS



FUENTE: ETABS 2016

Ilustración 23: Marco de 7 niveles modelado en ETABS

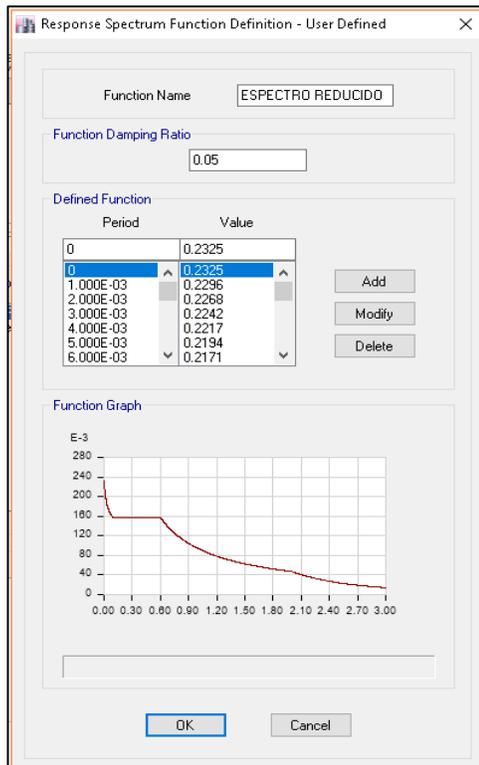


FUENTE: ETABS 2016

5.2.1. Modelado del espectro en el software

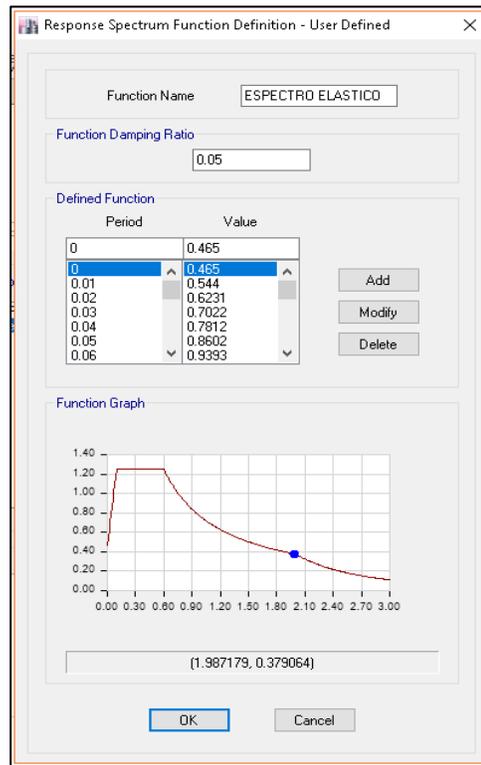
Se procedió a agregar la función del espectro calculado según el RNC-07 con sus respectivos parámetros, para ser utilizado en el análisis modal, pushover y time-history.

Ilustración 25: Espectro de diseño inelástico



FUENTE: ETABS 2016

Ilustración 24: Espectro de diseño elástico



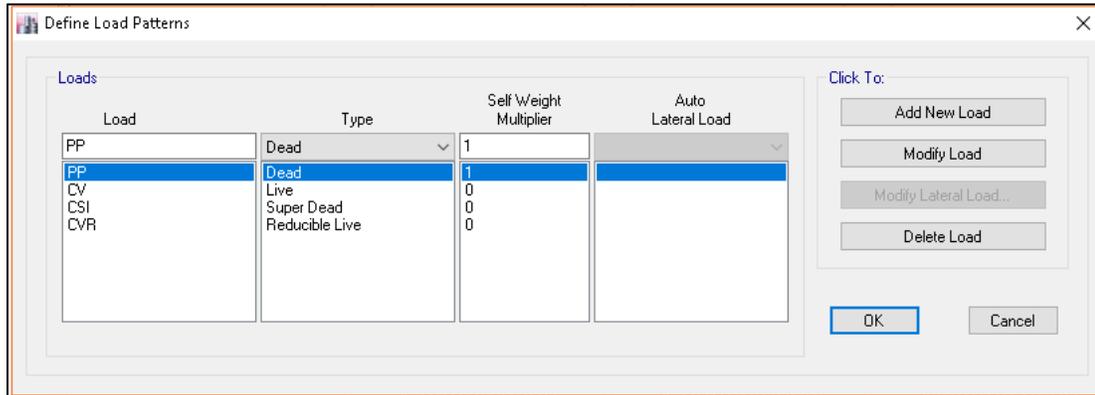
FUENTE: ETABS 2016

5.2.2. Definición de los patrones de carga considerados en el análisis.

A continuación, se presentan los tipos de carga considerados en el análisis, inicialmente solo se consideran las cargas muertas (PP), cargas vivas (CV), cargas

superpuestas (CSI), y las cargas vivas reducida (CVR). Posteriormente se agregará la carga lateral para el análisis PUSHOVER.

Ilustración 26: Configuración de los tipos de carga a considerar en los análisis



FUENTE: ETABS 2016

5.2.3. Definición del caso modal

Para el caso modal se usarán en el análisis modal espectral VECTORES RITZ, tomando en consideración el efecto $P\Delta$, y 2 modos por cada nivel, excluyendo el eje Y.

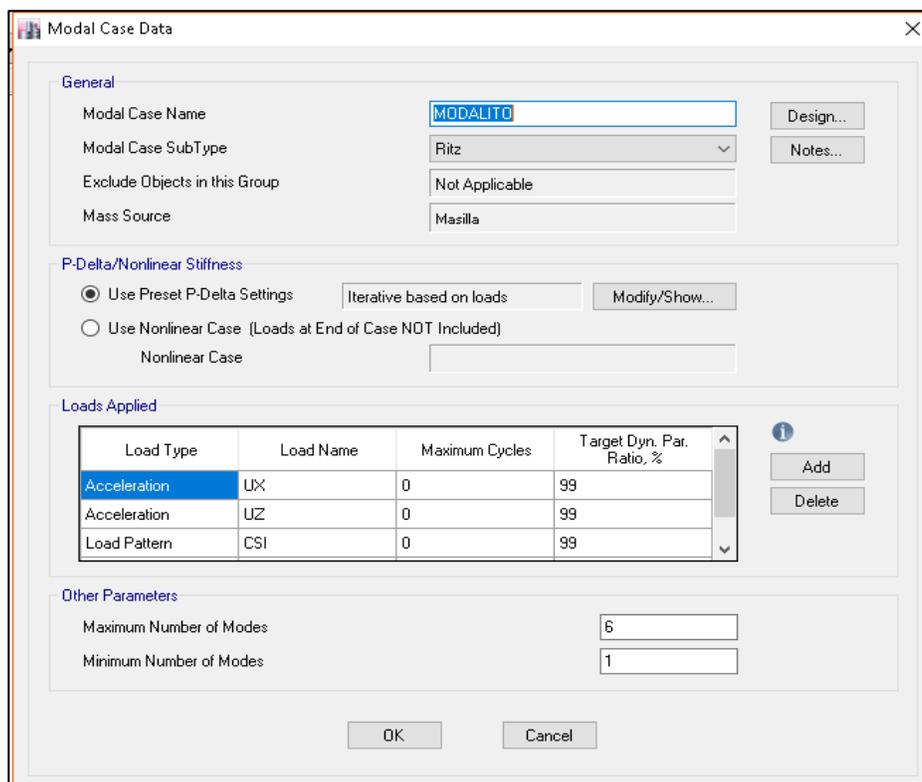
Los vectores Ritz dependientes de la carga son los más adecuados para análisis que involucran aceleración vertical del terreno, vibración localizada de la máquina y el método no lineal FNA, así como el TH por integración directa. Los vectores Ritz también son eficientes y ampliamente utilizados para análisis dinámicos que involucran movimiento horizontal del suelo. Su beneficio aquí es que, para el mismo número de modos, los vectores Ritz proporcionan un mejor factor de participación, que permite que el análisis se ejecute más rápido, con el mismo nivel de precisión. Desafortunadamente, cuando no hay modos dominantes claros, es decir, cuando se necesita un gran número de modos, el análisis de Ritz no es útil. La aproximación de Ritz es buena para edificios simples, debido a que los modos de masa faltante

se incluyen automáticamente, no hay necesidad de determinar si hay suficientes modos o no, y al determinar la convergencia de la respuesta localizada con respecto al número de modos, los vectores Ritz convergen mucho más rápido y de manera más uniforme que los Eigen vectores, los vectores Ritz no están sujetos a preguntas de convergencia, aunque se mantiene una ortogonalidad estricta de los vectores, similar a los vectores Eigen (Manual de referencia de análisis CSI; Análisis modal> Descripción general, página 323).

Para ello se definen 4 vectores iniciales de carga, los cuales representan los patrones de carga a la que se somete la estructura.

Siendo 2 aceleraciones (X y Z), la sobre carga permanente y la carga viva reducida

Ilustración 27: Definición del caso modal



FUENTE: ETABS 2016

Cabe resaltar que se tomó la misma consideración para los marcos de 5 y 7 niveles, cambiando únicamente el máximo número de modos de cada marco.

5.3. Procesamiento y análisis de los resultados obtenidos para el modal espectral.

5.3.1. Determinación del periodo por la Norma ASCE/SEI 41-17

De acuerdo a la norma [2], en el capítulo 4, sección 4.4.2.4; El período límite fundamental de un edificio se calculará para la dirección de respuesta bajo consideración utilizando uno del siguiente método que se basa en la ecuación mostrada a continuación:

$$T = C_t * h n^{\beta}$$

Dónde:

T = Período fundamental (en s) en la dirección considerada;

C_t = 0.0724 para marcos de acero resistente al momento;

C_t = 0.0466 para marcos de concreto resistente al momento;

C_t = 0.030 para sistemas de marcos de acero excéntricamente arriostrados;

C_t = 0.020 para todos los demás sistemas de enmarcado;

h (n) = Altura (en metros) desde la base hasta el nivel del techo;

β = 0,80 para marcos de acero resistentes a momento;

β = 0,90 para marcos de concretos resistentes a momento;

β = 0,75 para todos los demás sistemas.

Ahora sabiendo que la altura en metros para los modelos LVL3, LVL5 Y LVL7, es de 11.6 m, 19.2 m, y 26.8 m respectivamente procedemos a calcular los periodos límites recomendados por la norma.

$$T (Ivl3) = 1.4 * 0.0466 * (11.6)^{0.9} = \mathbf{0.592} \text{ seg}$$

$$T (Ivl5) = 1.4 * 0.0466 * (19.2)^{0.9} = \mathbf{0.932} \text{ seg}$$

$$T (Ivl7) = 1.4 * 0.0466 * (26.8)^{0.9} = \mathbf{1.26} \text{ seg}$$

El factor de 1.4 es para determinar el límite superior o en otras palabras corresponde al periodo máximo según [11].

5.3.2. Resultados de la fuerza cortante.

Luego de verificar los primeros resultados del análisis, como inicialmente se propuso es necesario realizar una reducción de en las fuerzas de diseño para cada uno de los modelos, ya que hacemos uso del artículo 27 y artículo 32 para la correcta reducción de las fuerzas sísmicas mediante la ecuación 13, esto debido a que entre menor sea el periodo de la estructura, mayor serán las aceleraciones espectrales.

Se procederá a realizar cálculos de obtención de fuerzas cortantes para análisis modal espectral esperando satisfacer el $V_d \geq 0.8V_e$, esto para el marco LVL3 de igual forma se calcularon para LVL5 y LVL7.

Obtendremos el coeficiente sísmico del espectro Q4 según el "T" calculado para LVL3, $T=0.592$ seg, dando $C=0.1569$ y el Peso de la estructura $W=193.15T$.

$$V = c * Wt$$

$$V_e = 0.1569 * 193.15 = 30.31T$$

$$0.8V_e = 0.8 * 30.31 = 24.25T$$

De la combinación de carga Spectrum en Etabs se encontró el $V_d = 24.3T$, cumpliendo con $V_d \geq 0.8V_e$.

Tabla 13: Nuevo cortante dinámico reajustado para cumplir con el 80% de masa participativa

Marco	V_estatico	V_dinamico	mass participativa
7	89.31 tonf	71.45 tonf	80%
5	51.41 tonf	41.13 tonf	80%
3	30.31 tonf	24.25 tonf	80%

FUENTE: Propia

5.3.3. Control de las derivas de piso

La norma [13], establece un valor máximo admisible que encontramos en la sección 3.2.5 en la tabla 7 de esta monografía, que hace referencia a la tabla 4: distorsiones máximas de piso, del [13], donde para la deriva de piso máxima en pórticos dúctiles de concreto con $Q = 3$ o 4 , es de 0.03 .

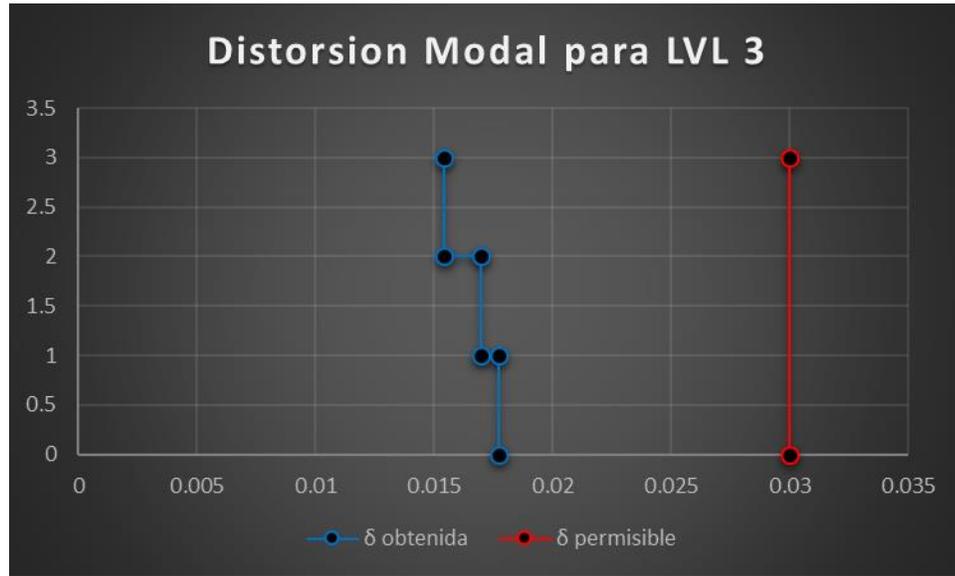
Se procede a revisar las derivas en el estado límite de colapso, como lo indica el [13], en su artículo 34, inciso B.

Tabla 14: Revisión del estado límite de colapso para el marco de 3 niveles

Estado limite de colapso para el modelo LVL 3						
Q =	4					
$\Omega =$	2					
LVL	h (cm)	Δ (cm)	amplificado	$\Delta_i - \Delta_j$ (cm)	δ	δ permisible
3	380	2.427	19.416	0.733	0.01543158	0.03
2	380	1.694	13.552	0.807	0.01698947	0.03
1	400	0.887	7.096	0.887	0.01774	0.03
base	0	0	0	0	0	0

FUENTE: Propia

Ilustración 28: Distorsiones de respuesta del modelo de 3 niveles ante el análisis modal



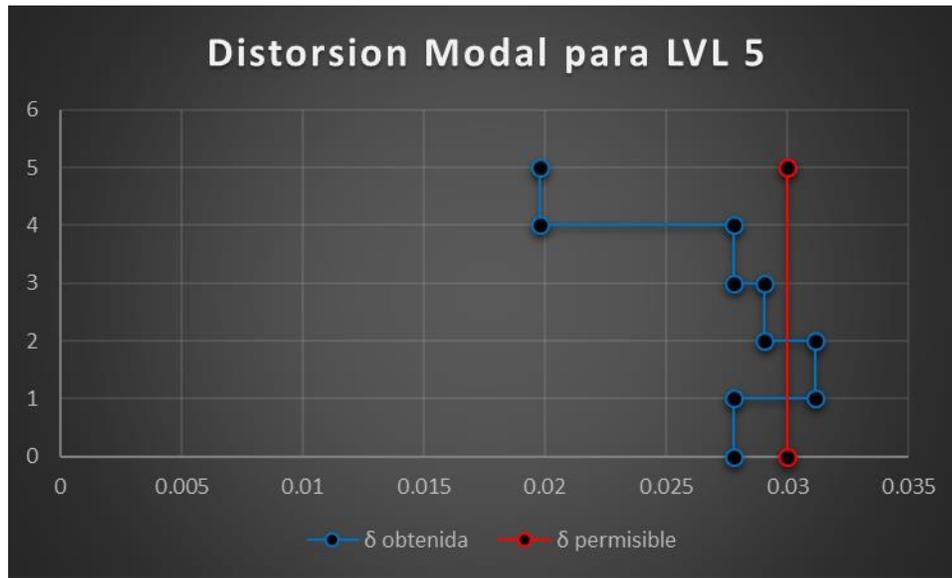
bl

FUENTE: Propia

Estado limite de colapso para el modelo LVL 5						
Q =	4					
Ω =	2					
LVL	h (cm)	Δ (cm)	amplificado	$\Delta_i - \Delta_j$ (cm)	δ	δ permisible
5	380	6.51	52.08	0.94	0.01978947	0.03
4	380	5.57	44.56	1.32	0.02778947	0.03
3	380	4.25	34	1.38	0.02905263	0.03
2	380	2.87	22.96	1.48	0.03115789	0.03
1	400	1.39	11.12	1.39	0.0278	0.03
base	0	0	0	0	0	0

FUENTE: Propia

Ilustración 29: Distorsiones de respuesta del modelo de 5 niveles ante el análisis modal



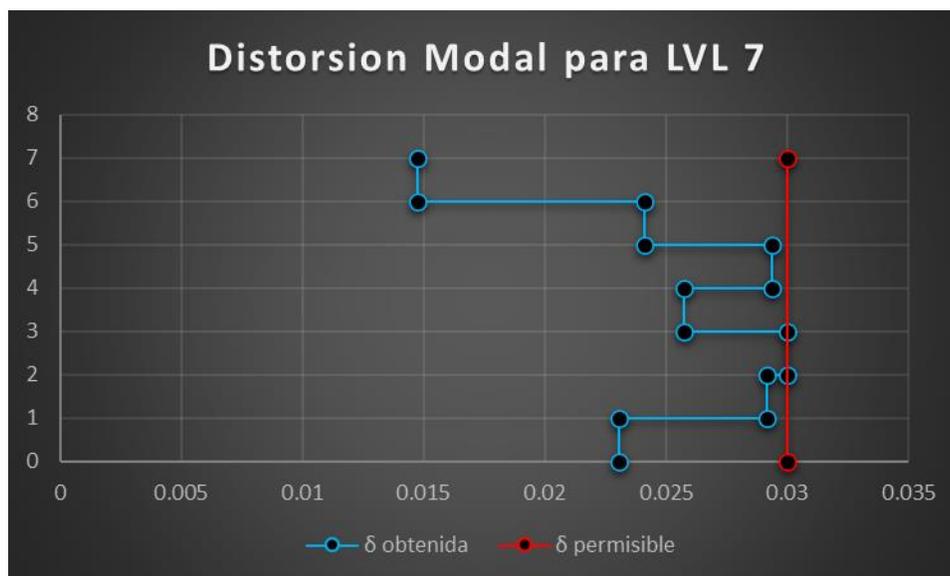
FUENTE: Propia

Tabla 16: Revisión del estado límite de colapso para el marco de 7 niveles

Estado limite de colapso para el modelo LVL 7						
Q =	4					
Ω =	2					
LVL	h (cm)	Δ (cm)	amplificado	Δi - Δj (cm)	δ	δ permisible
7	380	10.885	87.08	0.905	0.015	0.03
6	380	9.98	79.84	1.48	0.024	0.03
5	380	8.5	68	1.8	0.029	0.03
4	380	6.7	53.6	1.58	0.026	0.03
3	380	5.12	40.96	1.84	0.030	0.03
2	380	3.28	26.24	1.79	0.029	0.03
1	400	1.49	11.92	1.49	0.023	0.03
base	0	0	0	0	0.00	0

FUENTE: Propia

Ilustración 30: Distorsiones de respuesta del modelo de 7 niveles ante el análisis modal



FUENTE: Propia

A como se puede apreciar en las ilustraciones 30, 31 y 32, únicamente el modelo LVL 3 pasa sin problemas la revisión por estado límite de colapso de la norma nicaragüense, de modo que tanto el modelo LVL 5 y LVL 7, están en colapso pues según la norma con solo un piso que supere la distorsión mínima, se considera a la estructura en colapso, ya que ha superado la distorsión máxima permitida de 0.03.

5.3.4. Verificación de la participación modal y el número de modos de vibración.

Para comprobar que la participación de la masa modal acumulada sea al menos el 90 % de la masa total de la estructura, seleccionar la opción **Display, Show tables, Modal Participating Mass Ratios**.

Tabla 17: Participación de la masa modal acumulada para el modelo LVL 3

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX
MODALITO	1	0.679	0.8634	0	0	0.8634
MODALITO	2	0.268	0.1049	0	0	0.9683
MODALITO	3	0.151	0.0317	0	0	1
MODALITO	4	0	0	0	0	1
MODALITO	5	0	0	0	0	1

FUENTE: ETABS-16

Tabla 18: Participación de la masa modal acumulada para el modelo LVL 5

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX
MODALITO	1	1.142	0.8273	0	0	0.8273
MODALITO	2	0.421	0.116	0	0	0.9432
MODALITO	3	0.249	0.0339	0	0	0.9771
MODALITO	4	0.176	0.0175	0	0	0.9946
MODALITO	5	0.134	0.0054	0	0	1
MODALITO	6	0	0	0	0	1
MODALITO	7	0	0	0	0	1

FUENTE: ETABS-16

Tabla 19: Participación de la masa modal acumulada para el modelo LVL 7

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX
MODALITO	1	1.46	0.7926	0	0	0.7926
MODALITO	2	0.538	0.1223	0	0	0.9149
MODALITO	3	0.307	0.041	0	0	0.9559
MODALITO	4	0.224	0.0222	0	0	0.9782
MODALITO	5	0.169	0.0081	0	0	0.9862
MODALITO	6	0.141	0.0079	0	0	0.9941
MODALITO	7	0.114	0.0059	0	0	1
MODALITO	8	0	0	0	0	1
MODALITO	9	0	0	0	0	1

FUENTE: ETABS-16

Como se puede observar en las tablas anteriores, la sumatoria de los porcentajes de participación de las masas en cada una de la dirección de análisis de los modelos es mayor del 90%.

5.4. Procesamiento y análisis de los resultados obtenidos para el pushover

5.4.1. Definición del patrón de cargas para el análisis pushover

Para el análisis PUSHOVER, se conocen 5 diferentes métodos para realizar la distribución de la carga lateral, a continuación, se especifican:

- i. Distribución vertical a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.
- ii. Distribución de fuerzas laterales en cada nivel, proporcional a la masa total de cada nivel
- iii. Distribución vertical proporcional a la distribución de fuerzas de piso
- iv. Distribución vertical de la carga proporcional a los valores de C_{vx}
- v. Distribución de cargas adaptativas mientras la estructura es desplazada, modificada de la distribución original.

En esta monografía, los modelos se adaptaron perfectamente para el caso “iv”, que viene siendo un método estático, esta se detalla en la norma [2], capítulo 7, sección 7.4.1.3.2, donde encontramos que: “La distribución vertical de la fuerza pseudo lateral deberá ser como se especifica en esta sección para todos los edificios. La fuerza sísmica es aplicada a cualquier nivel de piso x se determinará de acuerdo con las ecuaciones...”

$$F_x = C_{vx}V$$
$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Donde:

C_{vx} = factor de distribución vertical;

$K = 2.0$ para $T \geq 2.5s$;

$K = 1.0$ para $T \leq 0.5s$ (se utilizará la interpolación lineal para calcular los valores de k para los valores intermedios de T);

V = fuerza pseudo lateral de la ecuación;

W_i = Porción del peso sísmico efectivo W situado en o asignado al nivel i ;

W_x = Porción del peso sísmico efectivo W situado en o asignado al nivel x ;

h_i = Altura desde la base hasta el nivel i ;

h_x = altura de la base al nivel x .

A continuación, se resumen para cada modelo en las siguientes tablas determinadas con la ayuda del software Excel 2013.

- Caso del modelo LVL 3

Tabla 20: Distribución de la carga lateral PUSHOVER, para el modelo LVL 3

T_limit =	0.592 seg					
k =	1.04613937					
Lvl	W_i	" h_i "	" h_x "	" C_{vx} "	"% C_{vx} "	" $C_{vx} * V$ "
3	53.64 tonf	11.60 m	53.64 tonf	696.67 tonf.m	44%	10.76 tonf
2	118.38 tonf	7.80 m	64.74 tonf	555.18 tonf.m	35%	8.57 tonf
1	193.15 tonf	4.00 m	74.77 tonf	318.85 tonf.m	20%	4.92 tonf
			$\Sigma C_{vx} =$	1,570.69 tonf.m		

FUENTE: Propia

- Caso del modelo LVL 5

Tabla 21: Distribución de la carga lateral PUSHOVER, para el modelo LVL 5

T_limit =	0.932 seg					
k =	1.2160742					
Lvl	Wi	"hi"	"hx"	"Cvx"	"%Cvx"	"Cvx* V"
5	53.64 tonf	19.20 m	53.64 tonf	1,950.03 tonf.m	32%	12.97 tonf
4	116.43 tonf	15.40 m	62.79 tonf	1,745.97 tonf.m	28%	11.62 tonf
3	179.97 tonf	11.60 m	63.53 tonf	1,251.62 tonf.m	20%	8.33 tonf
2	244.71 tonf	7.80 m	64.74 tonf	787.10 tonf.m	13%	5.24 tonf
1	327.58 tonf	4.00 m	82.87 tonf	447.26 tonf.m	7%	2.98 tonf
Total =				6,181.99 tonf.m		

FUENTE: Propia

- Caso del modelo LVL 7

Tabla 22: Distribución de la carga lateral PUSHOVER, para el modelo LVL 7

T_limit =	1.258 seg					
k =	1.379223989					
Lvl	Wi	"hi"	"hx"	"Cvx"	"%Cvx"	"Cvx* V"
7	54.29 tonf	26.80 m	54.29 tonf	5,063.49 tonf.m	50%	35.43 tonf
6	117.09 tonf	23.00 m	62.79 tonf	4,742.98 tonf.m	46%	33.18 tonf
5	179.88 tonf	19.20 m	62.79 tonf	3,697.29 tonf.m	36%	25.87 tonf
4	245.29 tonf	15.40 m	65.40 tonf	2,840.94 tonf.m	28%	19.88 tonf
3	310.69 tonf	11.60 m	65.40 tonf	1,921.90 tonf.m	19%	13.45 tonf
2	376.92 tonf	7.80 m	66.23 tonf	1,125.75 tonf.m	11%	7.88 tonf
1	469.46 tonf	4.00 m	92.54 tonf	626.20 tonf.m	6%	4.38 tonf
Total =				10,212.08 tonf.m		

FUENTE: Propia

Seguido se aplicó las fuerzas calculadas (Fx) en un patrón de carga fuerzas. Se aplicaron en el nodo de cada nivel.

Tabla 23: Asignación de las cargas laterales a cada nivel de piso para el modelo LVL 3

Load Set 1 of 1				
Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf-cm
Piso 3	D1	10900	0	0
Piso 2	D1	8560	0	0
Piso 1	D1	4790	0	0

FUENTE: ETABS-16

Tabla 24: Asignación de las cargas laterales a cada nivel de piso para el modelo LVL 5

Load Set 1 of 1				
Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf-cm
Piso 5	D1	13270	0	0
Piso 4	D1	11730	0	0
Piso 3	D1	8270	0	0
Piso 2	D1	5080	0	0
Piso 1	D1	2780	0	0

FUENTE: ETABS-16

Tabla 25: Asignación de las cargas laterales a cada nivel de piso para el modelo LVL 7

Load Set 1 of 1				
Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf-cm
Piso 7	D1	37370	0	0
Piso 6	D1	34590	0	0
Piso 5	D1	26580	0	0
Piso 4	D1	20070	0	0
Piso 3	D1	13280	0	0
Piso 2	D1	7540	0	0
Piso 1	D1	3980	0	0

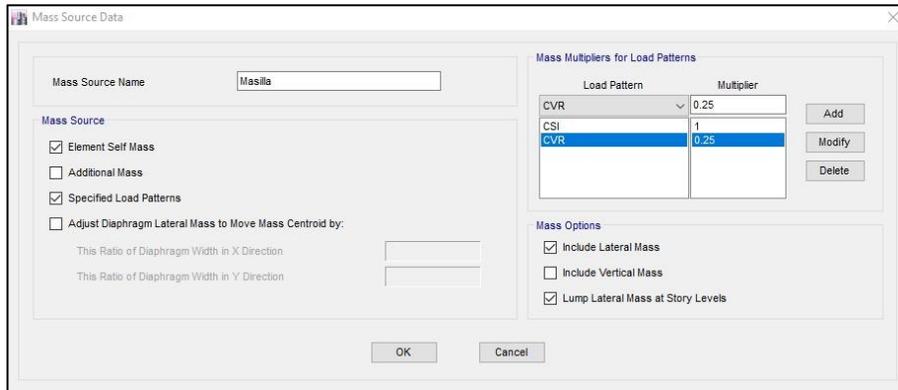
FUENTE: ETABS-16

A continuación, se procedió a definir los casos de carga, partiendo como pivote el caso de carga gravitacional no lineal y luego a partir de este se dio continuación de dos casos de carga lateral no lineal o pushover, es importante realizar por lo menos dos análisis estáticos no lineales cada uno empleando diferentes vectores de carga tal y como lo sugieren las normativas (Federal Emergency Management Agency, 440) [9] y [2], ya que de esta manera se puede comparar y elegir el que presente el valor más crítico, se debe tomar en cuenta el mayor desplazamiento obtenido, debido a que el daño estructural se relaciona más con el desplazamiento que con la resistencia lateral, es por eso que cuando existen excesivas deformaciones, estas ocasionan daños en los elementos estructurales y no estructurales. Como segundo caso de carga “push”, se utilizó la distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

5.4.2. Definición de la masa sísmica del modelo.

Se procedió a definir la masa sísmica que se considerará en los análisis no lineal, se toma en consideración que en el análisis no lineal, las cargas gravitatorias aplicadas deben ser igual a la carga esperada la cual difiere de las cargas factoradas en los códigos de Diseño. En general, la carga gravitatoria esperada es igual a la carga muerta sin factorar y una fracción de la carga viva de diseño. La reducción de la carga viva se debe a la explicación que se dio en la sección 2.5.6 de esta monografía.

Ilustración 31: Configuración de la masa dinámica actuante en los análisis

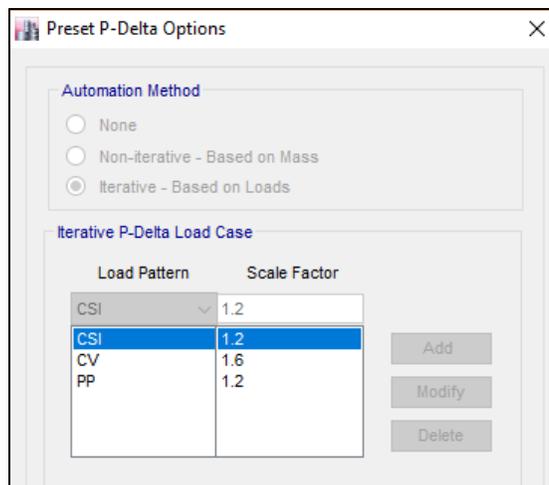


FUENTE: ETABS 2016

5.4.3. Definición del efecto $P\Delta$

Para esta combinación se tomó en cuenta la recomendación del software para los casos de $P\Delta$, La combinación 1.2D+1.6L, al ubicarla en el diagrama de interacción de una columna, la encontramos en la zona de axial.

Ilustración 32: Definición del patrón de carga para el efecto P-delta



FUENTE: ETABS 2016

5.4.4. Asignación de las rotulas plásticas en vigas y columnas

A continuación, se presenta un resumen del cálculo realizado para encontrar las distancias relativas de los puntos de formación de las rotulas plásticas, es importante señalar que dicho cálculo se llevó a cabo tomando en consideración las longitudes efectivas de cada miembro, basado en las siguientes ecuaciones:

$$P2 \text{ columna} = \frac{L_{col} - h_{vg}}{L_{col}}$$

$$P1 \text{ viga} = \frac{h_{col}}{L_{vig}}$$

$$P2 \text{ viga} = \frac{L_{vig} - h_{col}}{L_{vig}}$$

Donde:

L_{col} = longitud de columna

h_{col} = Altura de columna

L_{vig} = longitud de viga

h_{vig} = altura de viga

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en la hoja de trabajo de Excel.

Tabla 26: Distancia relativa para la ubicación de las rotulas plásticas en columnas del modelo LVL 3

	LVL 1	LVL 2	LVL 3
Pto. 2	0.89473684	0.84210526	0.84210526
Pto. 1	0.025	0.025	0.025

FUENTE: Propia

Tabla 27: Distancia relativa para la ubicación de las rotulas plásticas en vigas del modelo LVL 3

	A		B		C		D	
	Pto. 1	Pto. 2						
LVL 3	0.05833333	0.94166667	0.05833333	0.94166667	0.05833333	0.94166667	0.05833333	0.94166667
LVL 2	0.06666667	0.93333333	0.075	0.925	0.075	0.925	0.06666667	0.93333333
LVL 1	0.06666667	0.93333333	0.075	0.925	0.075	0.925	0.06666667	0.93333333

FUENTE: Propia

Tabla 28: Distancia relativa para la ubicación de las rotulas plásticas en columnas del modelo LVL 5

	LVL 1	LVL 2	LVL 3	LVL 4	LVL 5
Pto. 2	0.86842105	0.84210526	0.84210526	0.86842105	0.89473684
Pto. 1	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025

FUENTE: Propia

Tabla 29: Distancia relativa para la ubicación de las rotulas plásticas en vigas del modelo LVL 5

	A		B		C		D	
	Pto. 1	Pto. 2						
LVL 5	0.05833333	0.94166667	0.05833333	0.94166667	0.05833333	0.94166667	0.05833333	0.94166667
LVL 4	0.0625	0.9375	0.06666667	0.93333333	0.06666667	0.93333333	0.0625	0.9375
LVL 3	0.06666667	0.93333333	0.075	0.925	0.075	0.925	0.06666667	0.93333333
LVL 2	0.06666667	0.93333333	0.075	0.925	0.075	0.925	0.06666667	0.93333333
LVL 1	0.06666667	0.93333333	0.075	0.925	0.075	0.925	0.06666667	0.93333333

FUENTE: Propia

Tabla 30: Distancia relativa para la ubicación de las rotulas plásticas en columnas del modelo LVL 7

	LVL 1	LVL 2	LVL 3	LVL 4	LVL 5	LVL 6	LVL 7
Pto. 2	0.84210526	0.84210526	0.84210526	0.84210526	0.86842105	0.86842105	0.89473684
Pto. 1	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025

FUENTE: Propia

Tabla 31: Distancia relativa para la ubicación de las rotulas plásticas en vigas del modelo LVL 7

	A		B		C		D	
	Pto. 1	Pto. 2						
LVL 7	0.0625	0.9375	0.06666667	0.93333333	0.06666667	0.93333333	0.0625	0.9375
LVL 6	0.0625	0.9375	0.06666667	0.93333333	0.06666667	0.93333333	0.0625	0.9375
LVL 5	0.0625	0.9375	0.06666667	0.93333333	0.06666667	0.93333333	0.0625	0.9375
LVL 4	0.07083333	0.92916667	0.075	0.925	0.075	0.925	0.07083333	0.92916667
LVL 3	0.07083333	0.92916667	0.075	0.925	0.075	0.925	0.07083333	0.92916667
LVL 2	0.075	0.925	0.08333333	0.91666667	0.08333333	0.91666667	0.075	0.925
LVL 1	0.075	0.925	0.08333333	0.91666667	0.08333333	0.91666667	0.075	0.925

FUENTE: Propia

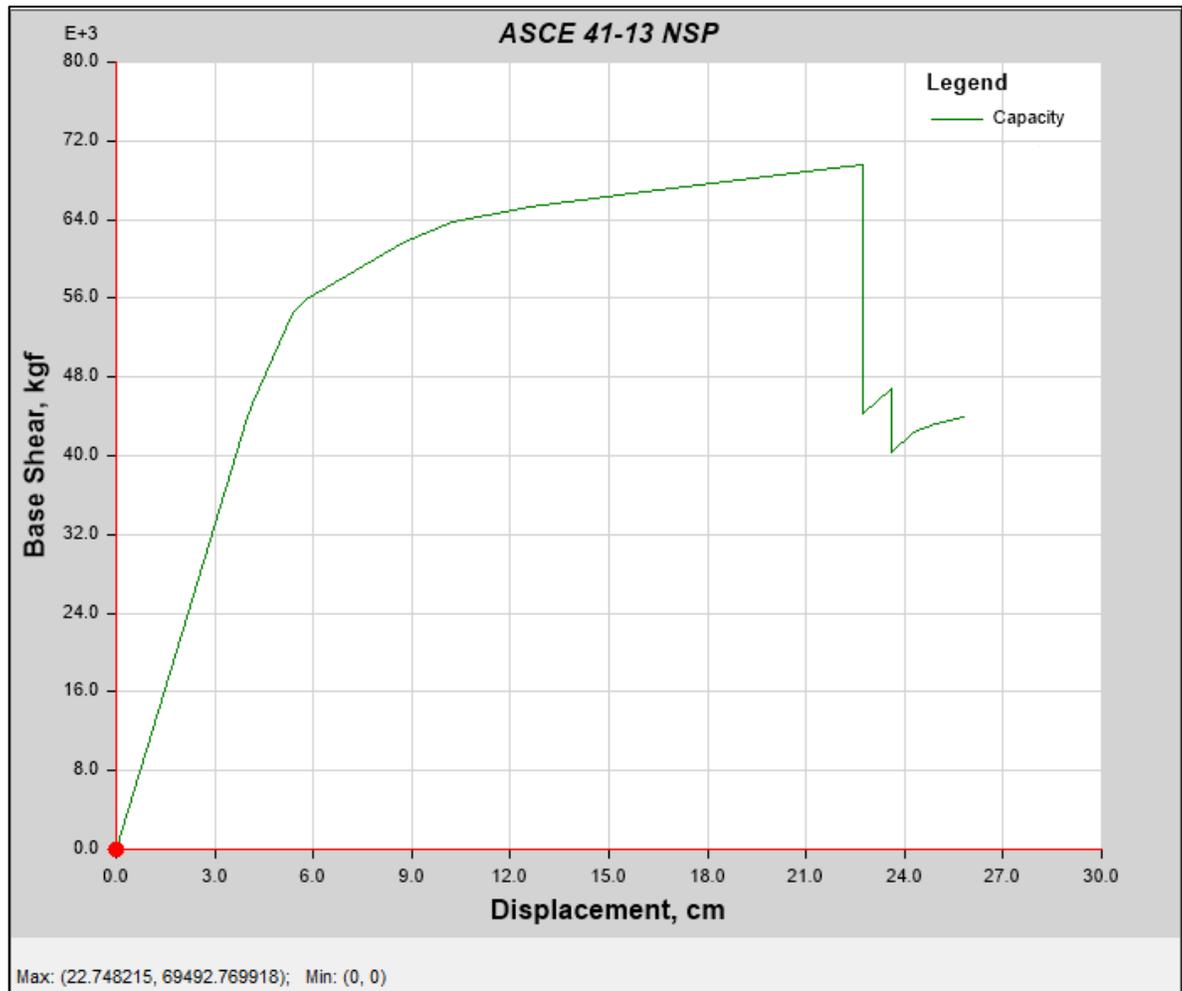
5.4.5. Interpretación de los resultados obtenidos del PUSHOVER

Una vez definido los parámetros del análisis, así como ya realizado el mismo procedemos a estudiar los resultados obtenidos por el mismo

5.4.5.1. Curva PUSHOVER

Esta curva se genera graficando los valores del cortante basal vs el desplazamiento, la curva Pushover nos permite verificar cual es la carga lateral máxima que resistirá la estructura en estudio antes del colapso, seleccionando la opción **Display/ Show Static Pushover Curve**, tras lo cual aparecerá la curva de capacidad de la edificación analizada, los resultados entregados por el programa para cada caso de carga no lineal se pueden apreciar en las ilustraciones a continuación

Ilustración 33: Curva PUSHOVER para el modelo LVL 3

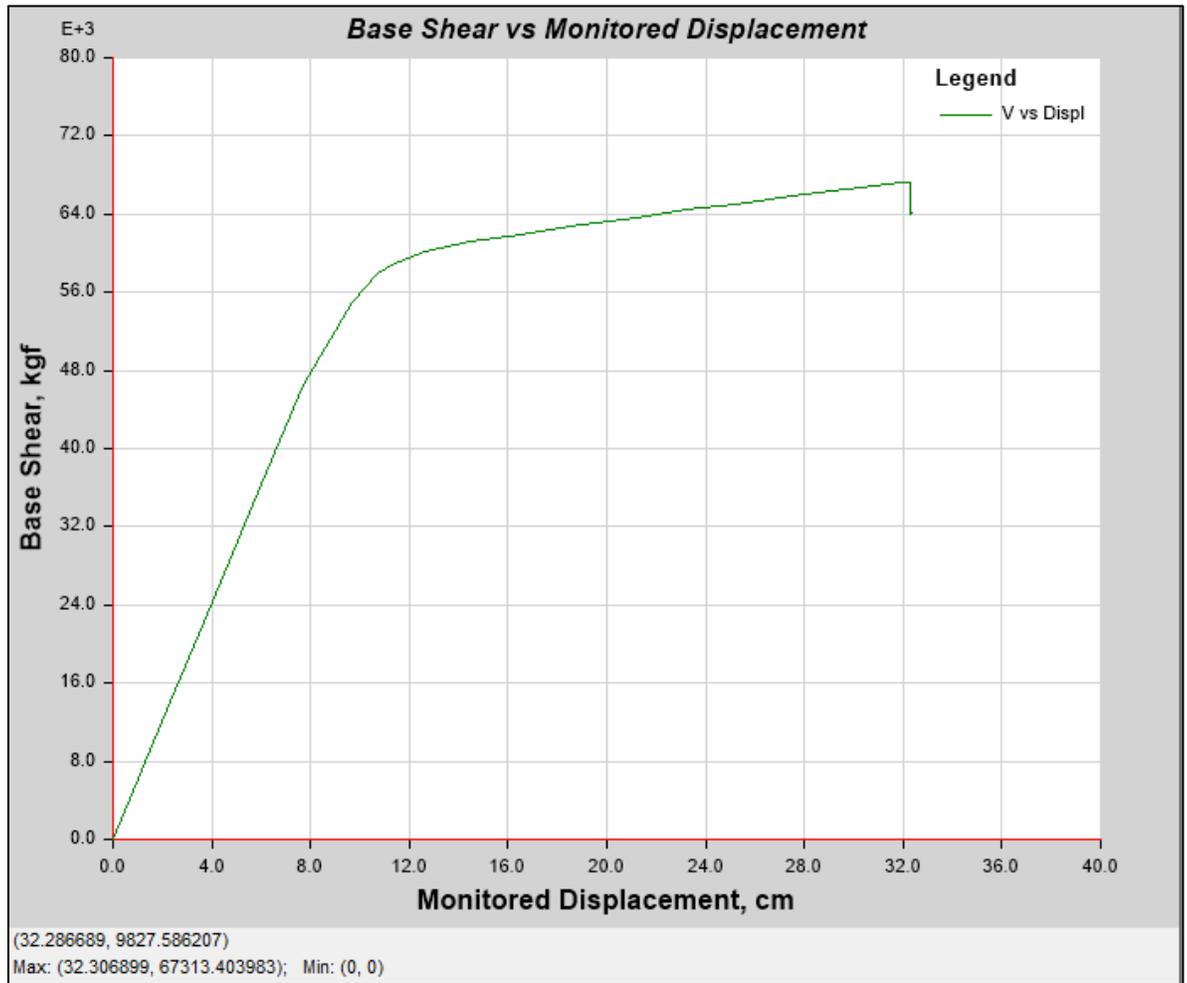


FUENTE: ETABS-2016

En la ilustración 33, se puede observar que la curva de capacidad tiene un primer tramo que es prácticamente lineal, y que corresponde al comportamiento elástico de la estructura, de la misma forma presenta un segundo tramo que indica que la estructura ha entrado en un rango inelástico, presentándose una degradación gradual de la rigidez lateral de la estructura, también es notorio saber que el caso de carga dominante para este modelo ha sido la distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

También con certeza la curva de capacidad nos indica que el modelo LVL 3 tiene una capacidad máxima de 69.49 tonf de empuje lateral y un desplazamiento máximo de 0.227 m.

Ilustración 34: Curva PUSHOVER para el modelo LVL 5



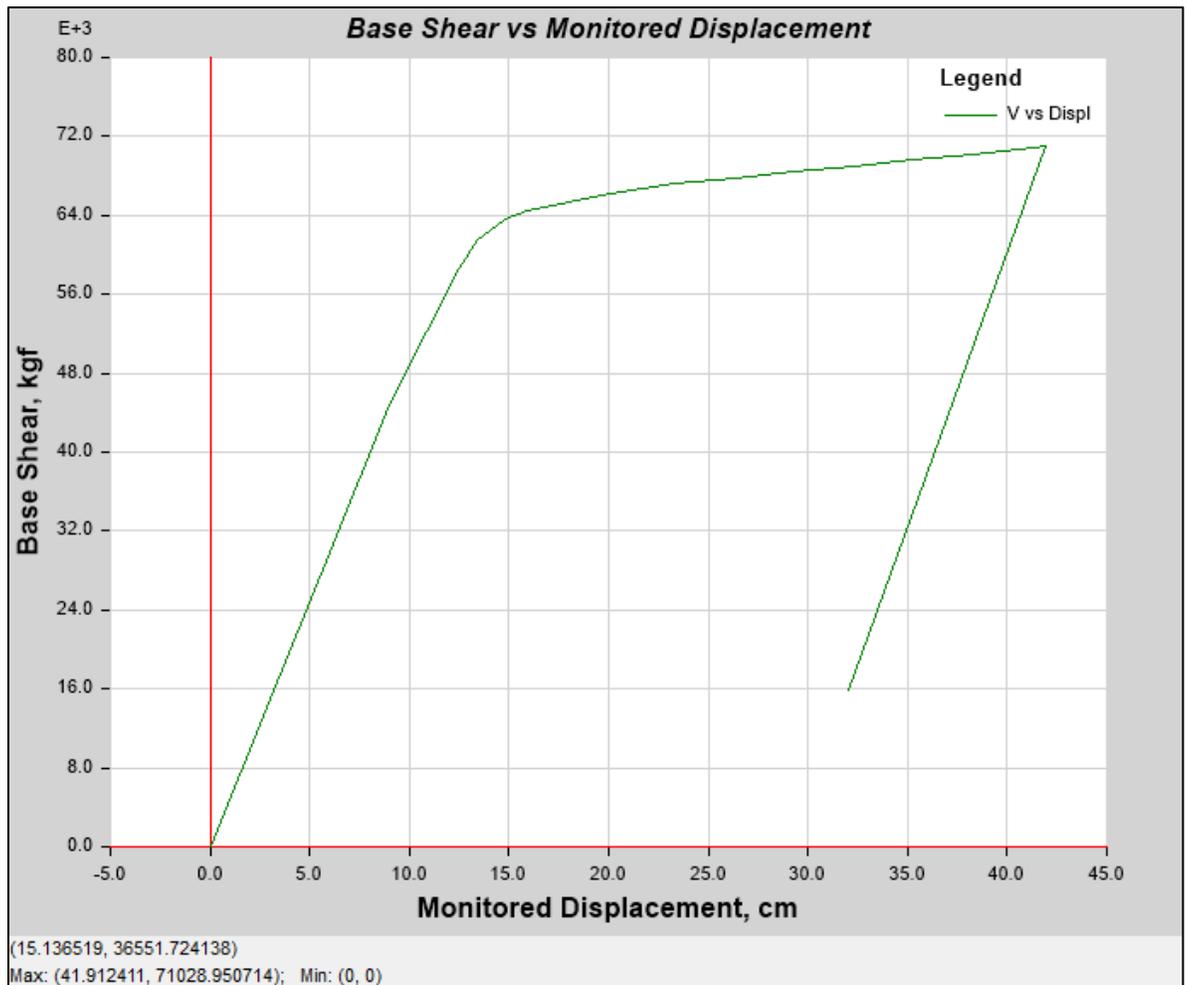
FUENTE: ETABS-2016

En la ilustración 34, se puede observar que la curva de capacidad tiene un primer tramo que es prácticamente lineal, y que corresponde al comportamiento elástico de la estructura, de la misma forma presenta un segundo tramo que indica que la estructura ha entrado en un rango inelástico, presentándose una degradación gradual de la rigidez lateral de la estructura. A diferencia del modelo LVL 3, en este

el caso dominante ha sido la distribución vertical dada por la sección 7.4.1.3.2, en el capítulo 7 de la [2].

También con certeza la curva de capacidad nos indica que el modelo LVL 5 tiene una capacidad máxima de 67.3 tonf de empuje lateral y un desplazamiento máximo de 0.323 m.

Ilustración 35: Curva PUSHOVER para el modelo LVL 7



FUENTE: ETABS-2016

En la ilustración 35, se puede observar que la curva de capacidad tiene un primer tramo que es prácticamente lineal, y que corresponde al comportamiento elástico

de la estructura, de la misma forma presenta un segundo tramo que indica que la estructura ha entrado en un rango inelástico, presentándose una degradación gradual de la rigidez lateral de la estructura. A diferencia del modelo LVL 3, e igual al modelo LVL 5, en este el caso dominante ha sido la distribución vertical dada por la sección 7.4.1.3.2, en el capítulo 7 de la [2].

También con certeza la curva de capacidad nos indica que el modelo LVL 7 tiene una capacidad máxima de 71.02 tonf de empuje lateral y un desplazamiento máximo de 0.419 m.

Resumen de los resultados obtenidos de las curvas de capacidad para cada modelo.

Tabla 32: Resumen de los desplazamientos y cortantes máximo de respuesta para cada modelo en estudio.

Modelo	Desplazamiento (m)	Cortante basal (tonf)
LVL 3	0.227	69.4
LVL 5	0.323	67.3
LVL 7	0.419	71.02

FUENTE: Propia

De la tabla 32, podemos rescatar que las fuerzas cortantes están muy cerca, no siendo así en los desplazamientos, ya que para el caso del modelo LVL 3, se necesitó una mayor fuerza para desplazarlo 22.7 cm, lo que nos indica que posiblemente sea un modelo altamente rígido, del modelo LVL 5 se destaca una mayor ductilidad, esto quizá se deba a la configuración de los elementos resistentes, y para el modelo LVL 7 se observa que presenta un comportamiento altamente dúctil, dicho comportamiento es por su configuración estructural.

Con los resultados obtenidos de las curvas de capacidad para el caso PUSHOVER, se han analizado las máximas cargas laterales probables de colapso para cada estructura, así como los desplazamientos globales de las mismas, en la dirección

de análisis, sin embargo, se desconoce la respuesta máxima que los modelos estructurales presentarán cuando se produzca un sismo y tampoco se conoce el punto de desempeño de los mismos. Entre los objetivos de esta monografía, esta evaluar una tasación de los resultados obtenidos del comportamiento de cada modelo, respecto a los resultados obtenidos en la tesis [4], por lo tanto, los modelos deben ser verificados para el nivel de No-colapso, es decir ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno con probabilidad anual de excedencia del 2%.

5.4.5.2. Análisis del punto de desempeño global de los modelos.

Según [2] para el cálculo del punto de desempeño se deberá trabajar con un espectro elástico, es decir sin tomar en cuenta el factor de reducción de respuesta, debido que un espectro elástico contempla la demanda total de cada estructura para el nivel de sismo a analizar al que estará sometida la misma, de lo contrario se reduce la demanda y los resultados no corresponden al tipo de sismo que se quiere analizar.

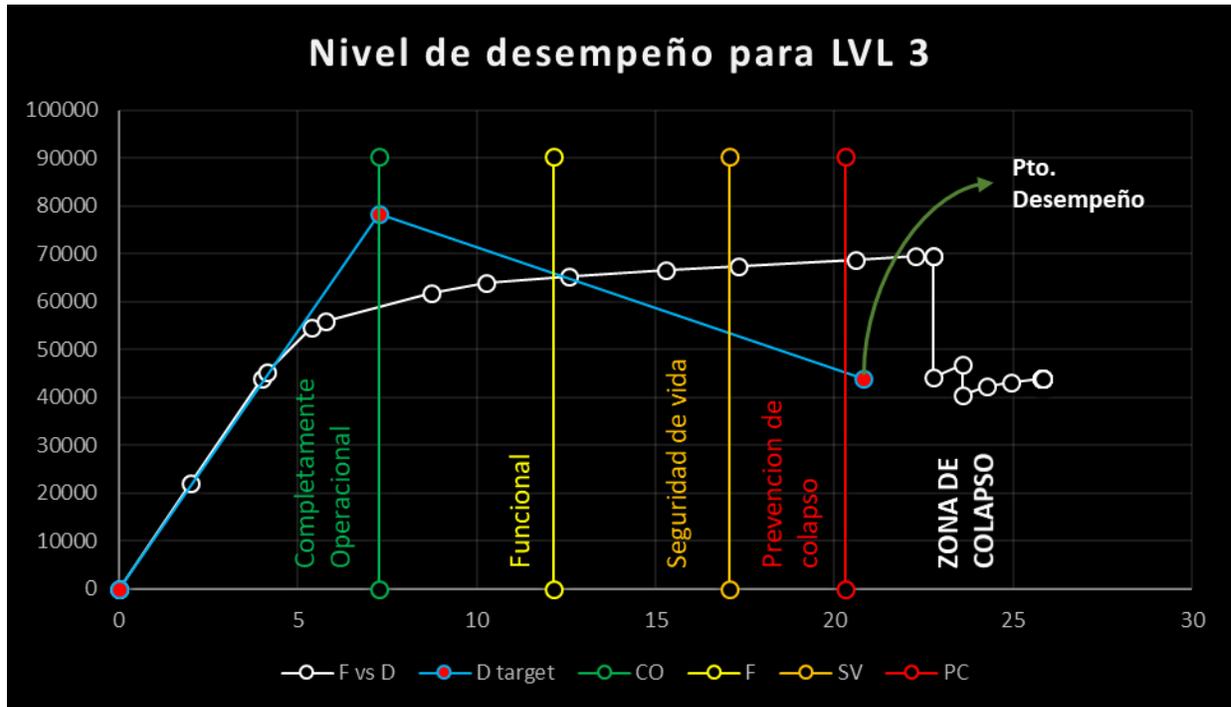
5.4.5.2.1. Nivel de desempeño alcanzado por cada modelo.

Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura, una vez determinado el punto de desempeño de la estructura para un sismo con un periodo de retorno de 2500 años, es necesario verificar dentro de que nivel de desempeño se encuentra dicho punto, ver la sección 2.5.1 de esta monografía.

Para sectorizar la curva de capacidad debe encontrarse la fluencia efectiva para definir el tramo elástico e inelástico de la estructura. El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones de ΔP a las cuales se asocia un nivel de desempeño. (Comité visión 2000 del SEAOC)

A continuación, se muestra el desempeño global de cada modelo, aplicando la sectorización antes mencionada.

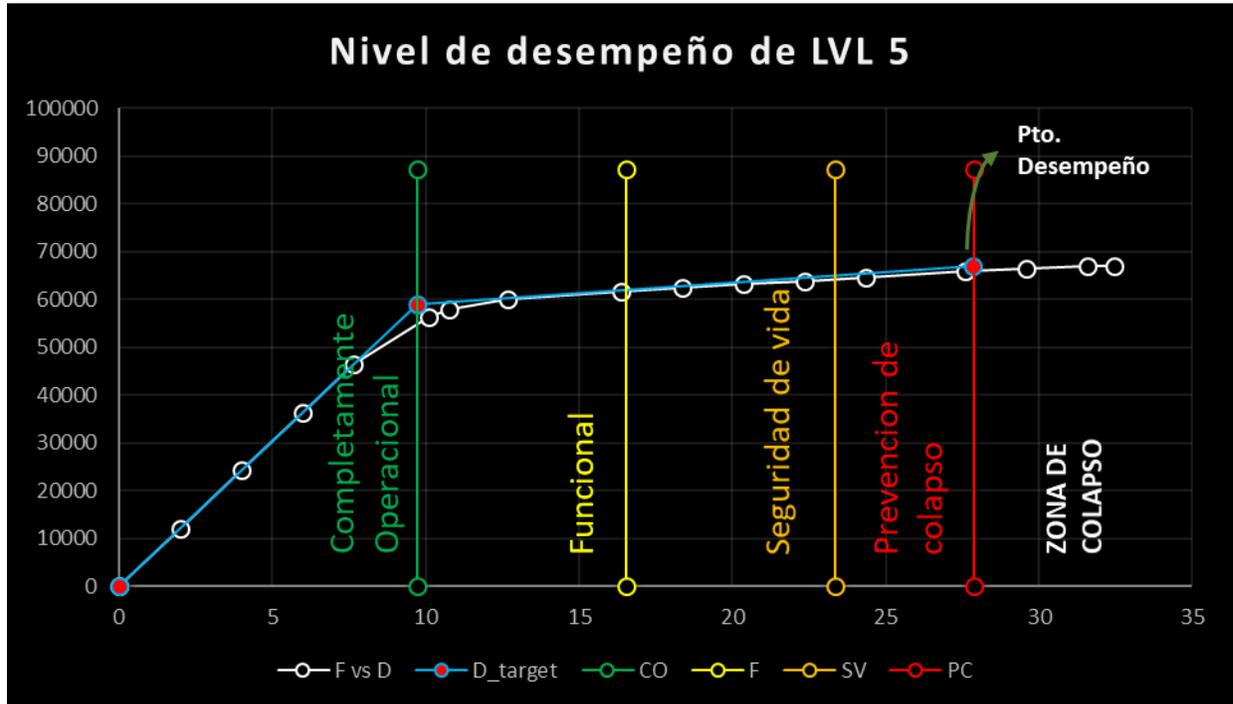
Ilustración 36: Nivel de desempeño bajo el caso Pushover para el modelo LVL 3



FUENTE: Propia

Se ha realizado la verificación del punto de desempeño con el análisis pushover para un sismo de 2,500 años de periodo de retorno, y posteriormente con la sectorización de la curva de capacidad de acuerdo al Comité VISION 2000 SEAOC, y se puede verificar que el punto de desempeño para el modelo LVL 3, se encuentra dentro de la "zona de colapso" (C), con lo cual se puede deducir que la estructura ha sufrido graves daños tanto en sus componentes estructurales como no estructurales, es decir a incursionado más allá de su capacidad, los daños en los elementos son irreversibles y debido a la pérdida parcial o total de soporte, ha ocurrido un colapso parcial o total de la estructura.

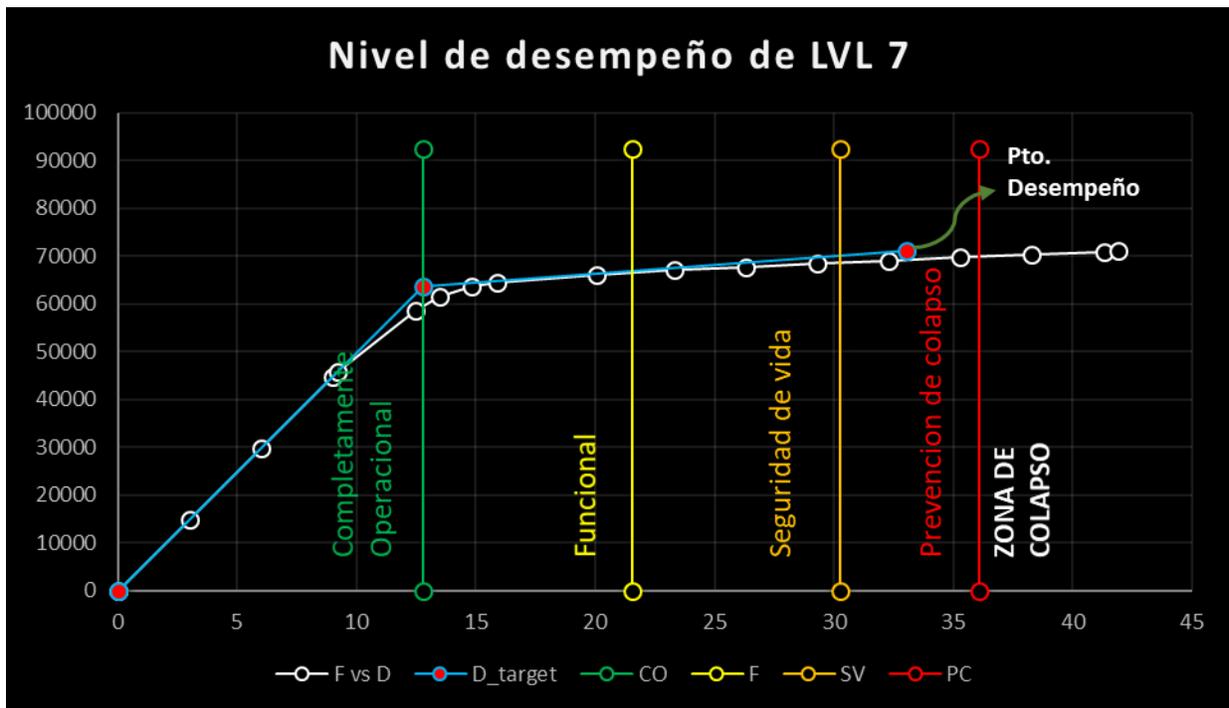
Ilustración 37: Nivel de desempeño bajo el caso Pushover para el modelo LVL 5



FUENTE: Propia

Se ha realizado la verificación del punto de desempeño con el análisis pushover para un sismo de 2,500 años de periodo de retorno, y posteriormente con la sectorización de la curva de capacidad de acuerdo al Comité VISION 2000 SEAOC, y se puede verificar que el punto de desempeño para el modelo LVL 5, se encuentra dentro de la "zona de prevención de colapso" (CP), con lo cual se puede deducir que la estructura ha sufrido daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.

Ilustración 38: Nivel de desempeño bajo el caso Pushover para el modelo LVL 7



FUENTE: Propia

Se ha realizado la verificación del punto de desempeño con el análisis pushover para un sismo de 2,500 años de periodo de retorno, y posteriormente con la sectorización de la curva de capacidad de acuerdo al Comité VISION 2000 SEAOC, y se puede verificar que el punto de desempeño para el modelo LVL 5, se encuentra dentro de la "zona de prevención de colapso" (CP), con lo cual se puede deducir que la estructura ha sufrido daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.

Por tratarse de una investigación monográfica la evaluación del caso sísmico exige la verificación del estado límite de colapso, únicamente para un sismo de 2500 años

de periodo de retorno, sin embargo, probablemente para un sismo con un periodo de retorno de 475 años las estructuras permanezcan dentro de la zona de seguridad de vida que sería lo óptimo.

El procedimiento para la obtención del punto de desempeño por el método mejorado propuesto por el FEMA 440 de displacement modification (modificación de desplazamiento), adoptado por la ASCE, para analizar el desempeño de estructuras sometidas bajo el caso estático no lineal, se encuentra descrito en las ilustraciones 36, 37 y 38 respectivamente.

A continuación, se presenta el cálculo para el punto de desempeño esperado.

En la sección 7.4.3.3.2, del [2], encontramos que el desplazamiento objetivo para NSP (nonlinear static prodediment), " δ_T " en cada nivel del piso se calculará de acuerdo con la ecuación. (7-28).

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde tenemos que:

S_a = Aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo y relación de amortiguamiento del edificio en la dirección considerada.

g = aceleración de la gravedad.

C_0 = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) con el desplazamiento del techo del sistema de múltiples grados de libertad del edificio (MDOF).

C_1 = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal.

C_2 = Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis.

T_e = Periodo fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada.

De modo que podemos resumir los resultados obtenidos para los desplazamientos objetivos aplicados a cada modelo en la siguiente tabla:

Tabla 33: Calculo del desplazamiento objetivo para el caso Pushover

Metodo del desplazamiento modificado (ASCE/SEI 41-17)			
Parametros	LVL 3	LVL 5	LVL 7
$C_0 =$	1.221675	1.259045	1.2548243
$C_1 =$	1.114527	1	1
$C_2 =$	1.025805	1	1
$S_a =$	1.709578	1.024747	0.667199
T_e (seg)=	0.592	0.932	1.26
g (cm/seg)=	981	981	981
δ_T (cm)=	20.7947018	27.8483202	33.0284861

FUENTE: Propia

C_0 = Tomado del software; C_1 = Tomado del software; C_2 = Tomado del software; S_a = Tomado del software; T_e = Tomado de la sección 3.1.1. de esta monografía.

5.4.5.3. Mecanismo de colapso de las estructuras bajo la acción del PUSHOVER.

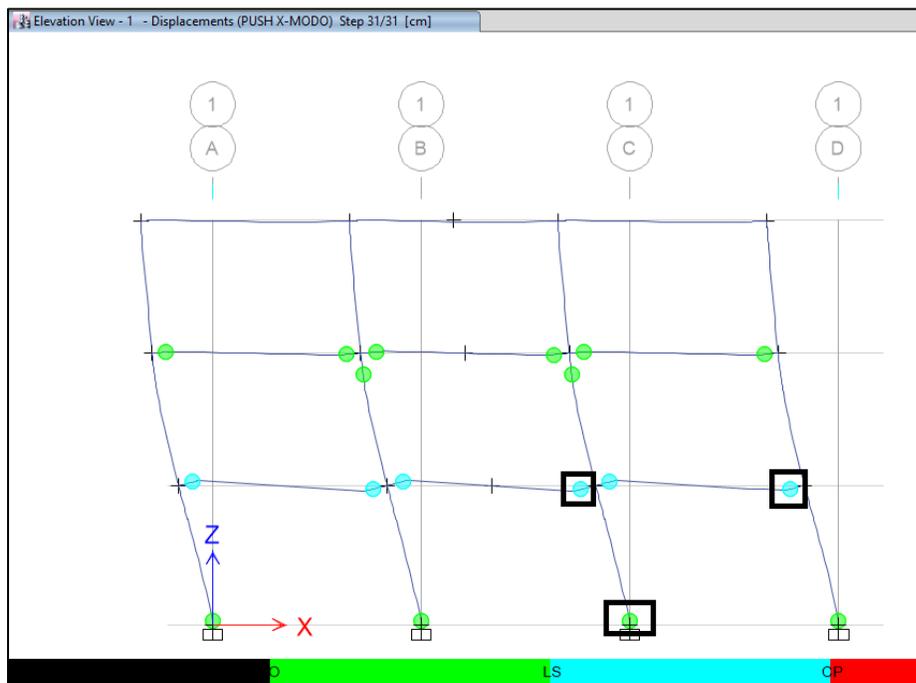
Según el código [2], en el capítulo 7, en la sección 7.6, se identifican los puntos A, B, C, D, y E, que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación, además de tres puntos IO, LS y CP que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación. (Los puntos IO, LS y CP significan Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso

respectivamente.), los valores de deformación que pertenecen a cada uno de estos puntos IO, LS, CP varían dependiendo del tipo de elemento estructural.

Para una mejor comprensión ver la sección 2.5.3 de esta monografía, donde se presenta la curva fuerza-deformación idealizada para el estudio del comportamiento plástico de los elementos.

A continuación, se presenta la deformación global de la estructura debida al caso de carga no lineal PUSH-MODO 1, para el modelo LVL 3.

Ilustración 39: Mecanismo de colapso bajo el efecto de la carga Pushover para el modelo LVL 3



FUENTE: ETABS-2016

Con la finalidad de evaluar el comportamiento global de la estructura en la ilustración 39, se muestra la deformación total de la edificación para el modelo LVL 3, debida al caso de carga no lineal PUSHOVER-MODO 1 en el paso 31, en donde se observa que la estructura presenta su máximo desplazamiento de 25 cm, formándose rótulas en todas las vigas del primer piso, con un nivel de “Seguridad de vida” (azul),

provocando una disminución de forma progresiva en la resistencia de la estructura, además se verifica que hace presencia el mecanismo de rendimiento objetivo para marco especiales de momento, con el criterio columna fuerte, viga débil.

Finalmente se deduce que la edificación en estudio no cumple con el requerimiento de la norma [2], para un análisis no lineal, que señala la verificación de desempeño de “No-colapso” para un terremoto con un periodo de retorno de 2500 años, sin embargo, es importante señalar que el comportamiento de la estructura conduce a obtener sistemas capaces de desarrollar ductilidad y una eficiente disipación de energía durante un evento sísmico.

Para constatar esto debemos hacer referencia al cálculo de la ductilidad “ μ ”, así como el cálculo del factor de sobre resistencia “ Ω ” del modelo LVL3, como lo indica la norma (FEMAP695, F. E. (06 del 2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Washington, D.C.: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL) [10] en su capítulo 6, sección 6.3, de modo que tenemos un desplazamiento de colapso de 22.748 cm y el desplazamiento de fluencia del mismo es de 7.2593 cm, lo que nos lleva a:

$$\mu = \frac{\Delta c}{\Delta y} = \frac{22.748 \text{ cm}}{7.2593 \text{ cm}} = 3.13$$

La ductilidad ideal debería ser de 4 según como lo indica la norma [13] en su artículo 21

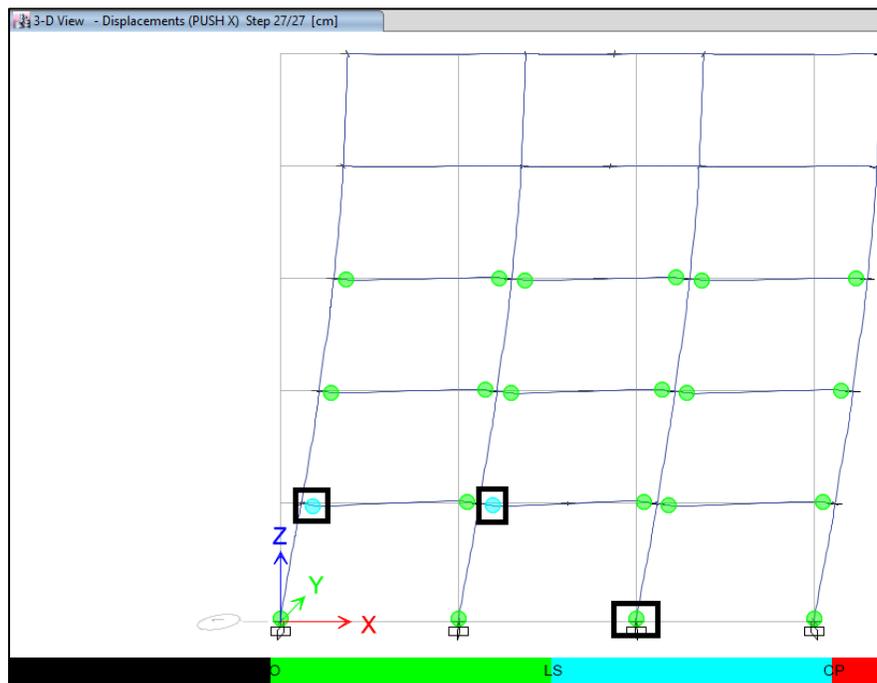
Y para determinar el valor de la sobre resistencia guiándonos del capítulo 6, sección 6.3 de la norma [10], tenemos un cortante final elástico o cortante inicial (V_o) de 45351.27 kgf y un cortante máximo (V_{max}) de 69492.77 kgf, lo que nos lleva a obtener:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_o} = \frac{69.49 \text{ tonf}}{45.35 \text{ tonf}} = 1.53$$

Tomando en consideración el valor de sobre resistencia dado por la norma [13] en su artículo 22

En la ilustración 39, el modelo LVL 3 tiene marcados rótulas específicas para visualizar su comportamiento plástico (Ver anexos B).

Ilustración 40: Mecanismo de colapso bajo el efecto de la carga Pushover para el modelo LVL 5



FUENTE: ETABS-2016

En la ilustración 40, se muestra la deformación total de la edificación para el modelo LVL 5, debida al caso de carga no lineal PUSHOVER-Fuerzas en el paso 27, en donde se observa que la estructura presenta su máximo desplazamiento de 32 cm, formándose rótulas en todas las columnas del primer piso, con un nivel de “Ocupación inmediata” (color verde) y casi en todas las vigas el mismo desempeño, a excepción de las vigas del primer piso del tramo AB y el tramo BC que presenta

un desempeño de “Seguridad de vida” (color azul), provocando una disminución de forma progresiva en la resistencia de la estructura.

De esto podemos deducir que la edificación en estudio no cumple con el requerimiento de la norma [2], para un análisis no lineal, que señala la verificación de desempeño de “No-colapso” para un terremoto con un periodo de retorno de 2500 años, sin embargo, es importante señalar que la estructura cumple un adecuado criterio Columna Fuerte / Viga Débil, hecho que queda demostrado en las viga del primer piso del tramo AB y el tramo BC, lo cual conduce a obtener sistemas capaces de desarrollar ductilidad y una eficiente disipación de energía durante un evento sísmico.

Para constatar esto debemos hacer referencia al cálculo de la ductilidad “ μ ”, así como el cálculo del factor de sobre resistencia “ Ω ” del modelo LVL5, como lo indica la norma [10] en su capítulo 6, sección 6.3, de modo que el desplazamiento de colapso es 32.4379 cm y el desplazamiento de fluencia del mismo es de 9.7262 cm, lo que nos lleva a:

$$\mu = \frac{\Delta_c}{\Delta_y} = \frac{32.4379 \text{ cm}}{9.7262 \text{ cm}} = 3.335$$

La ductilidad ideal debería ser de 4 según como lo indica la norma [13] en su artículo 21

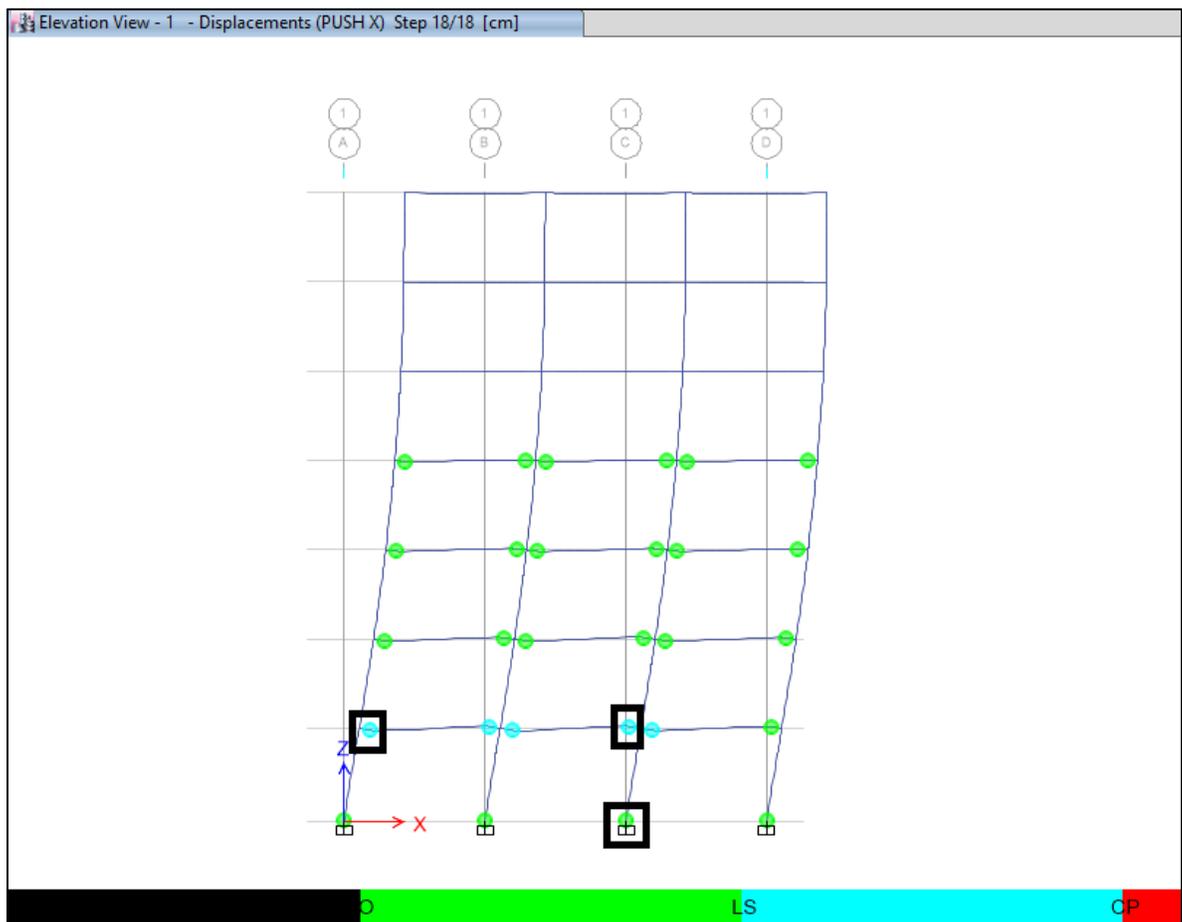
Y para determinar el valor de la sobre resistencia guiándonos del capítulo 6, sección 6.3 de la norma [10], tenemos un cortante final elástico o cortante inicial (V_o) de 46423.03 kgf y un cortante máximo (V_{max}) de 67153.82 kgf, lo que nos lleva a obtener:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_o} = \frac{67.15 \text{ tonf}}{46.42 \text{ tonf}} = 1.45$$

Tomando en consideración el valor de sobre resistencia dado por la norma [13] en su artículo 22

En la ilustración 40, el modelo LVL 5 tiene marcados rotulas específicas para visualizar su comportamiento plástico (Ver anexos B).

Ilustración 41: Mecanismo de colapso bajo el efecto de la carga Pushover para el modelo LVL 7



FUENTE: ETABS-2016

Con la finalidad de evaluar el comportamiento global de la estructura en la ilustración 41, se muestra la deformación total de la edificación para el modelo LVL 7, debida al caso de carga no lineal PUSHOVER-fuerzas en el paso 18, en donde se observa que la estructura ha superado su máximo desplazamiento de 41 cm, formándose

rótulas en casi todas las vigas del primer piso con un nivel de “Seguridad de vida” (azul), provocando una disminución de forma progresiva en la resistencia de la estructura, además se verifica que hace presencia el mecanismo de rendimiento objetivo para marcos especiales de momento.

Finalmente se deduce que la edificación en estudio no cumple con el requerimiento de la norma [2], para un análisis no lineal “PUSHOVER”, que señala la verificación de desempeño de “No-colapso” para un terremoto con un periodo de retorno de 2500 años, sin embargo, es importante señalar que la estructura cumple un adecuado criterio Columna Fuerte / Viga Débil que vemos presente en las vigas del primer piso, lo cual conduce a obtener sistemas capaces de desarrollar ductilidad y una eficiente disipación de energía durante un evento sísmico.

Para constatar esto debemos hacer referencia al cálculo de la ductilidad “ μ ”, así como el cálculo del factor de sobre resistencia “ Ω ” del modelo LVL7, como lo indica la norma [10] en su capítulo 6, sección 6.3, de modo que el desplazamiento de colapso es 41.9124 cm y el desplazamiento de fluencia del mismo es de 12.8 cm, lo que nos lleva a:

$$\mu = \frac{\Delta c}{\Delta y} = \frac{41.9124 \text{ cm}}{12.8 \text{ cm}} = 3.2744$$

La ductilidad ideal debería ser de 4 según como lo indica la norma [13] en su artículo 21

Y para determinar el valor de la sobre resistencia guiándonos del capítulo 6, sección 6.3 de la norma [10], tenemos un cortante final elástico o cortante inicial (V_o) de 45832.66 kgf y un cortante máximo (V_{max}) de 71028.95 kgf, lo que nos lleva a obtener:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_o} = \frac{71.03 \text{ tonf}}{45.83 \text{ tonf}} = 1.55$$

Tomando en consideración el valor de sobre resistencia dado por la norma [13] en su artículo 22

En la ilustración 41, el modelo LVL 7 tiene marcados rotulas específicas para visualizar su comportamiento plástico (Ver anexos B).

5.5. Procesamiento e interpretación de los resultados obtenidos para el Análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia.

Cuando la importancia y el comportamiento sísmico de las estructuras lo ameritan es necesario un estudio más refinado para representar con mayor aproximación el comportamiento no-lineal de las estructuras ante fuerzas sísmicas. El método Tiempo-Historia consiste en un modelo matemático que justifica la conducta histerética no-lineal para determinar su respuesta dinámica por métodos de integración numérica.

A continuación, se detalla el procedimiento para llevar a cabo el análisis Tiempo-Historia de los modelos en estudio.

Cabe recalcar que este procedimiento esta realizado a partir del análisis modal espectral detallado al inicio de este capítulo.

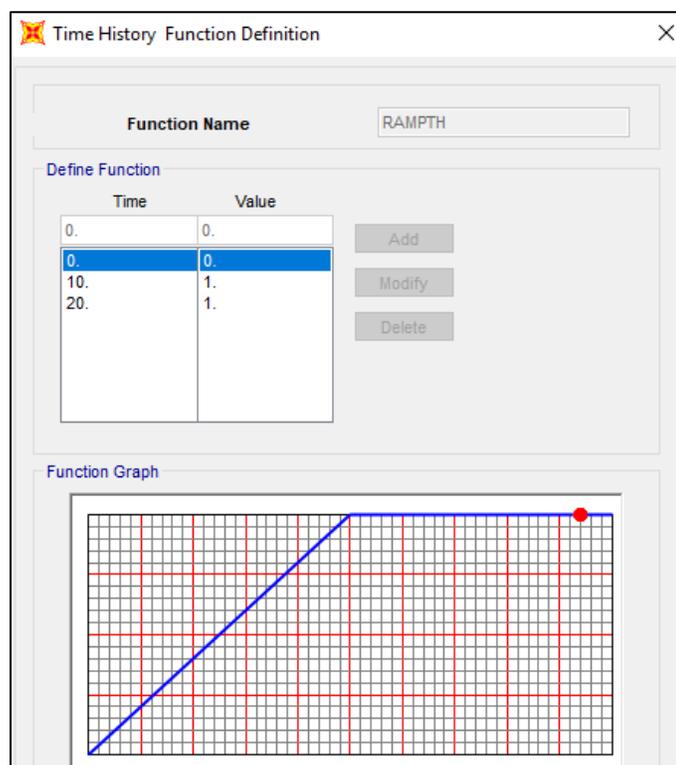
Observación: “En la sección 1.4 de esta monografía, donde se define el objetivo específico de auxiliarse del software ETABS, objetivo que se mantiene intacto desde nuestro protocolo monográfico, para el momento de realización de esta monografía llegamos a toparnos con ciertos muros producto de la deficiencia del software de estudio inicial, ETABS Ultimate 16.2.1, donde aclaraciones en foros de la empresa creadora del mismo “CSI”, nos sirvió para resolver nuestra problemática obligándonos a cambiar al software de la misma empresa SAP2000”.

5.5.1. Función de cargas gravitacionales para el análisis dinámico no lineal y caso de carga inicial del mismo

Se definen 3 patrones de carga: PP, CSI, y CVR, las cuales corresponden respectivamente al peso propio de los elementos estructurales, la sobrecarga permanente debida a los elementos fijos no estructurales y la carga viva reducida.

La función RAMPTH aplica las cargas mencionadas de manera que su intensidad varié desde 0 hasta su máximo valor en 10 segundos y luego la mantiene cte.

Ilustración 42: Aplicación de la función RAMPTH

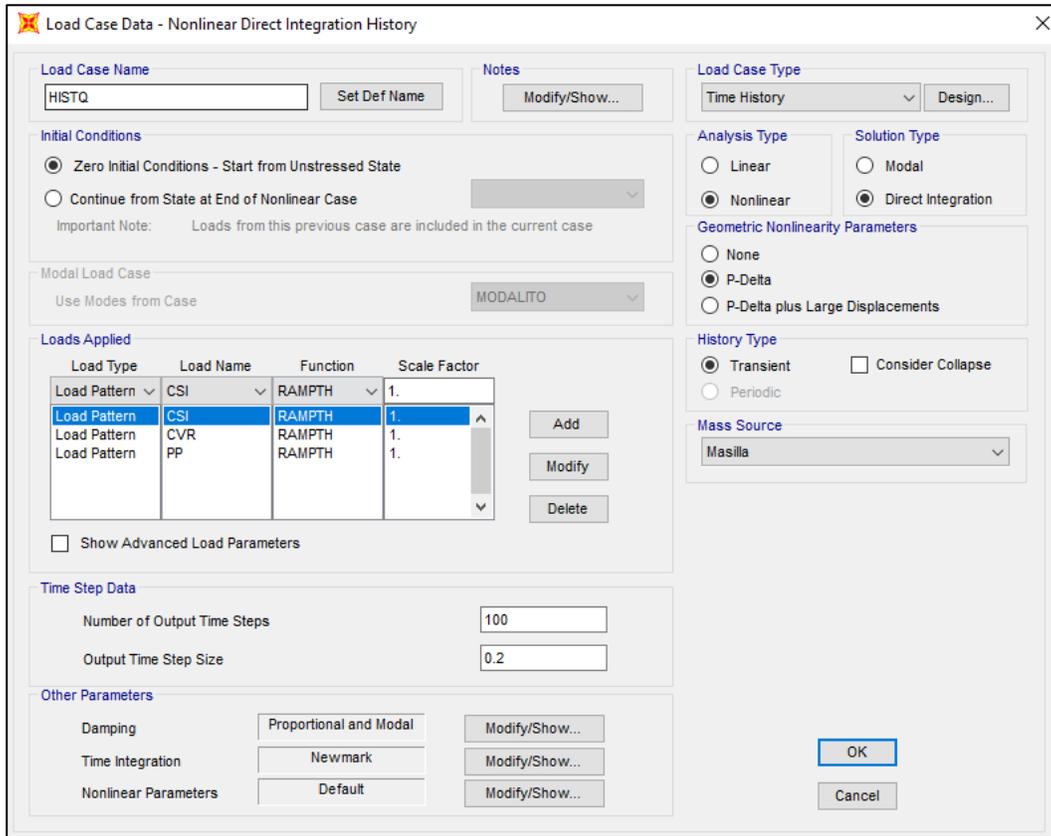


FUENTE: SAP2000

Los tres casos de carga anteriores se aplican de manera pseudo-estática mediante la función RAMPTH en un caso de carga tiempo-históric no-lineal integración

directa, en este caso llamado HISTQS (ver ilustración correspondiente), asignando 100 pasos de 0.2 seg, un amortiguamiento modal del 99%, y para el tiempo de integración se utilizó el de Newmark, por ser el más recomendado para modelos regulares y de convergencia rápida al tener modelos estables.

Ilustración 43: Configuración del caso de carga gravitacional en una función tiempo historia



FUENTE: SAP2000

5.5.2. Definición del caso de carga Terremoto para el análisis dinámico no lineal TIME-HISTORY

Ilustración 44: Configuración del caso sísmico como una función tiempo historia

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: SISMO A [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case [HISTQ]

Modal Load Case: Use Modes from Case [MODALITO]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	SISMO A	14.715

Time Step Data:
Number of Output Time Steps: 8000
Output Time Step Size: 5.000E-03

Other Parameters:
Damping: Proportional and Modal [Modify/Show...]
Time Integration: Newmark [Modify/Show...]
Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

History Type:
 Transient Consider Collapse
 Periodic

Mass Source: Masilla

[OK] [Cancel]

FUENTE: SAP2000

El mismo procedimiento se utilizó para agregar los casos de terremoto restantes (desde B hasta K), que aparecen en la tabla 8 de la sección 2.9.1, para los tres modelos, LVL 3, LVL 5 y LVL 7, respectivamente, donde se usa un factor de escala de 9.81 referente al factor de conversión de unidades G a m/s²., tomando siempre como referencia el caso modal antes definido por vectores RITZ, y como principio del análisis el caso de carga HISTQS, cuyo parámetro principal es la función RAMPTH aplicada a los casos de carga gravitacionales.

5.5.3. Asignación de rotulas plásticas

Nuevamente se repite el procedimiento realizado en la sección 4.4.2 de esta monografía, y utilizando las mismas distancias relativas.

5.5.4. Resultados obtenidos del caso TIME-HISTORY

5.5.4.1. Generalidades

Luego de analizar la estructura en el software SAP2000 v21.2.0, se proceden a seleccionar los resultados de interés, es decir los más relevantes para el análisis sísmico de las estructuras en estudio.

Cabe señalar que los resultados obtenidos como la respuesta de aceleración, la respuesta de los desplazamientos y la respuesta de la disipación de energía histerética para cada evento sísmico de cada modelo, no se mostraran en ilustraciones, no porque sean irrelevantes, ya que siempre es importante demostrar que una estructura reacciona de manera diferente a cada evento de movimiento de tierra, sino porque se han considerado 11 eventos sísmicos diferentes y para los 3 modelos se tendrían un total de 33 ilustraciones para cada uno de las tres respuestas dadas, lo que nos llevaría a mostrar 99 ilustraciones dando lugar a una monografía extensamente cargada de información no estrictamente necesaria.

Pero haremos una demostración coherente de los análisis no lineales aplicados en esta monografía, de modo que se pueda apreciar los resultados obtenidos en cada modelo a modo de una tasación de resultados entre el PUSHOVER y el TIME-HISTORY, que estará presente en los anexos "B" de esta monografía.

5.5.4.2. Distorsiones máximas encontradas para los modelos en la combinación de carga envolvente con el sismo máximo creíble.

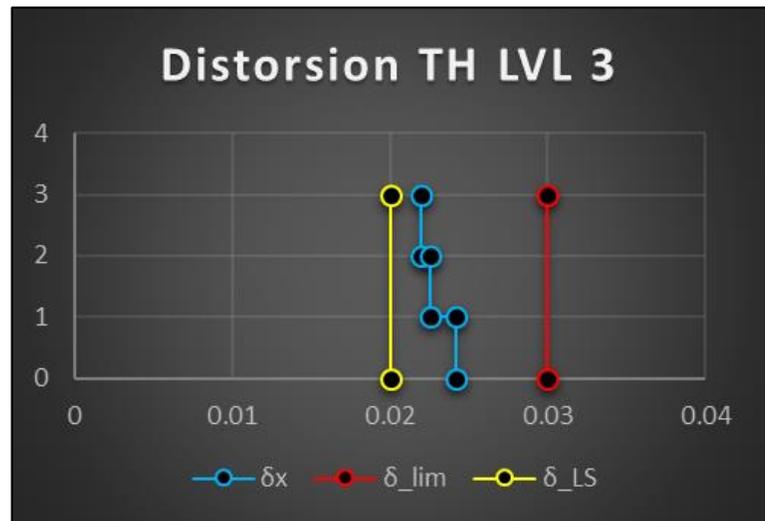
Se procedió a crear una combinación de carga de los 11 registros que actuaran como una envolvente, para que el software determinara cual producía la respuesta más crítica en cada modelo. A continuación, se presentan las distorsiones máximas encontradas para un sismo máximo creíble con un periodo de retorno de 2500 años.

Tabla 34: Distorsiones máximas de la envolvente sísmica para el modelo LVL 3

LVL	δ_x
3	0.021955
	0.021955
2	0.022528
	0.022528
1	0.024225
	0.024225

FUENTE: Propia

Ilustración 45: Distorsiones máximas de la envolvente sísmica para el modelo LVL 3



FUENTE: Propia

Como se puede apreciar en la gráfica, la distorsión generada por el sismo máximo creíble con periodo de retorno de 2500 años para el modelo LVL 3, nos determina un desempeño de “SEGURIDAD DE VIDA”, según la tabla 4 de la sección 2.5.4 de esta monografía donde el modelo está entre 0.02 limite propuesto por ATC-40 para un estado límite de seguridad de vida y 0.03 limite propuesto por la tabla 7 del [13] que encontramos en la sección 2.5.4 de esta monografía, para un estado límite de colapso, dándonos una distorsión máxima de 0.0242, lo que nos ubica en un daño

moderado en algunos elementos. Perdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse, pero cumple su función para un sismo máximo creíble.

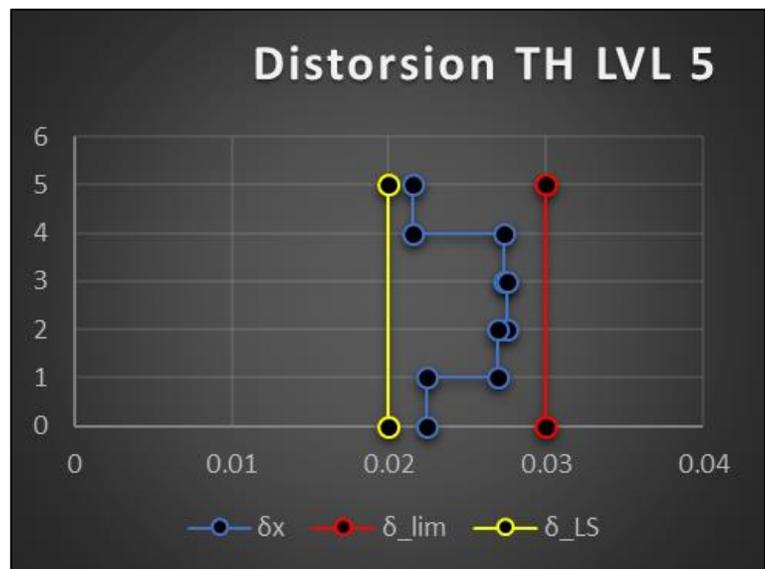
Cabe señalar que dicha envolvente para el modelo LVL 3, es liderada por el caso **SISMO B**.

Tabla 35: Distorsiones máximas de la envolvente sísmica para el modelo LVL 5

LVL	δ_x
5	0.021552
	0.021552
4	0.027311
	0.027311
3	0.027548
	0.027548
2	0.026891
	0.026891
1	0.022416
	0.022416

FUENTE: Propia

Ilustración 46: Distorsiones máximas de la envolvente sísmica para el modelo LVL 5



FUENTE: Propia

Como se puede apreciar en la gráfica, la distorsión generada por el sismo máximo creíble con periodo de retorno de 2500 años para el modelo LVL 5, nos determina un desempeño de "SEGURIDAD DE VIDA", según la tabla 4 de la sección 2.5.4 de esta monografía donde el modelo está entre 0.02 limite propuesto por ATC-40 para un estado límite de seguridad de vida y 0.03 limite propuesto por la tabla 7 del [13] que encontramos en la sección 2.5.4 de esta monografía, para un estado límite de colapso, dándonos una distorsión máxima de 0.0275, lo que nos ubica en un daño moderado en algunos elementos. Perdida de resistencia y rigidez del sistema

resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse, pero cumple su función para un sismo máximo creíble.

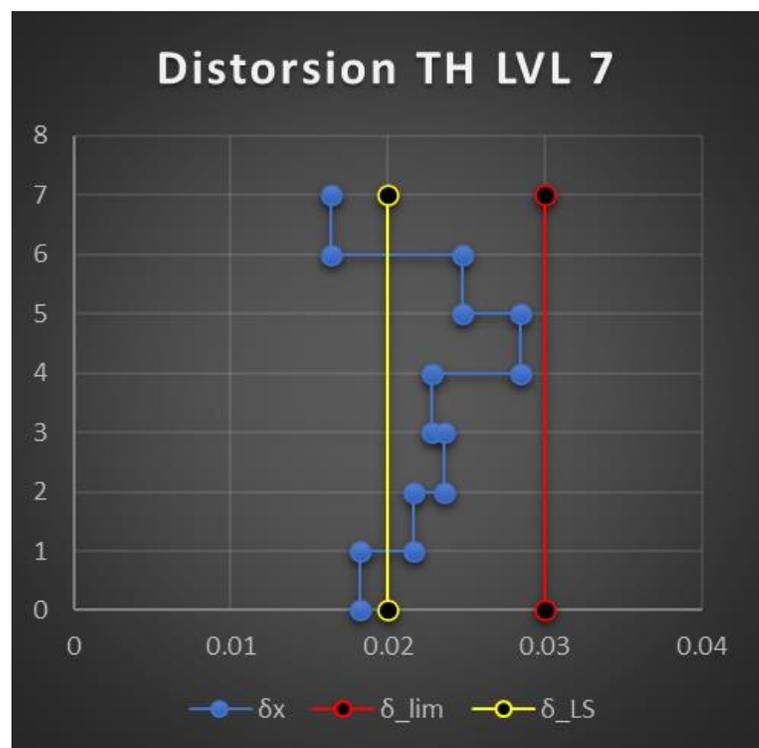
Cabe señalar que dicha envolvente es liderada por el caso **SISMO H**

Tabla 36: Distorsiones máximas de la envolvente sísmica para el modelo LVL 7

LVL	δ_x
7	0.01642
	0.01642
6	0.024789
	0.024789
5	0.028488
	0.028488
4	0.022786
	0.022786
3	0.023599
	0.023599
2	0.021677
	0.021677
1	0.018255
	0.018255

FUENTE: Propia

Ilustración 47: Distorsiones máximas de la envolvente sísmica para el modelo LVL 7



FUENTE: Propia

Como se puede apreciar en la gráfica, la distorsión generada por el sismo máximo creíble con periodo de retorno de 2500 años para el modelo LVL 7, nos determina un desempeño de "SEGURIDAD DE VIDA", según la tabla 4 de la sección 2.5.4 de esta monografía donde el modelo está entre 0.02 limite propuesto por ATC-40 para un estado límite de seguridad de vida y 0.03 limite propuesto por la tabla 7 del [13] que encontramos en la sección 2.5.4 de esta monografía, para un estado límite de

colapso, dándonos una distorsión máxima de 0.0284, lo que nos ubica en un daño moderado en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse, pero cumple su función para un sismo máximo creíble.

Cabe señalar que dicha envolvente es liderada por el caso **SISMO H**.

5.5.4.3. Cortantes y desplazamientos generados por los registros de movimiento de tierra.

Resumen general del cortante basal y los desplazamientos máximos alcanzado en el tiempo para los tres modelos de estudio en los casos SISMICOS, para el análisis TIME-HISTORY.

Tabla 37: Desplazamientos y cortantes máximos de respuesta del modelo LVL 3 bajo los registros aplicados

Modelo LVL 3				
Caso de carga	Desplazamiento (cm)	Tiempo (seg)	V_basal (tonf)	Tiempo (seg)
SISMO A	9.31	4.37	63.79	4.285
SISMO B	21.39	5.49	64.31	5.425
SISMO C	14.03	9.92	66.31	11.28
SISMO D	9.87	11.05	61.38	11.02
SISMO E	6.904	8.47	64.81	8.79
SISMO F	7.862	9.1	61.78	9.39
SISMO G	9.829	3.625	63.47	9.44
SISMO H	15.88	5.91	65.18	5.775
SISMO I	8.967	11.39	60.79	11.39
SISMO J	11.16	7.34	59.49	6.53
SISMO K	11.93	7.34	59.49	6.53

FUENTE: Propia

Como se aprecia en la tabla 37, se han seleccionado los casos de carga con desplazamientos de respuesta más críticos para el modelo LVL 3, y entre ellos se

encuentra el SISMO B, que corresponde al sismo líder de la combinación envolvente que nos generó para este modelo las distorsiones más críticas.

Tabla 38: Desplazamientos y cortantes máximos de respuesta del modelo LVL 5 bajo los registros aplicados

Modelo LVL 5				
Caso de carga	Desplazamiento (cm)	Tiempo (seg)	V_basal (tonf)	Tiempo (seg)
SISMO A	10.03	4.775	55.25	5.065
SISMO B	9.745	3.735	54.81	3.735
SISMO C	10.61	11.2	56.67	11.21
SISMO D	8.085	10.94	44.7	10.93
SISMO E	9.269	9.04	51.33	9.055
SISMO F	9.907	9.26	53.77	9.295
SISMO G	9.12	4.165	53.02	4.465
SISMO H	12.47	5.635	56.69	5.685
SISMO I	9.424	7.68	45.25	7.93
SISMO J	10.55	7.79	53.02	7.82
SISMO K	8.661	7.28	47.49	7.29

FUENTE: Propia

Como se aprecia en la tabla 38, se han seleccionado los casos de carga con desplazamientos de respuesta más críticos para el modelo LVL 5, y entre ellos se encuentra el SISMO H, que corresponde al sismo líder de la combinación envolvente que nos generó para este modelo las distorsiones más críticas.

Tabla 39: Desplazamientos y cortantes máximos de respuesta del modelo LVL 7 bajo los registros aplicados

Modelo LVL 7				
Caso de carga	Desplazamiento (cm)	Tiempo (seg)	V_basal (tonf)	Tiempo (seg)
SISMO A	13.55	5.21	46.44	4.29
SISMO B	16.8	5.44	52.66	5.425
SISMO C	14.2	10.54	51.82	9.77
SISMO D	12.15	11.4	43.12	11.43
SISMO E	15	9.51	47.85	8.79
SISMO F	16.36	9.4	50.83	9.45
SISMO G	13.56	4.62	47.41	9.395
SISMO H	16.79	6.235	50.94	6.16
SISMO I	11.6	11.32	46.46	11.36
SISMO J	11.08	7.62	45.92	12.67
SISMO K	11.36	6.42	42.63	16.25

FUENTE: Propia

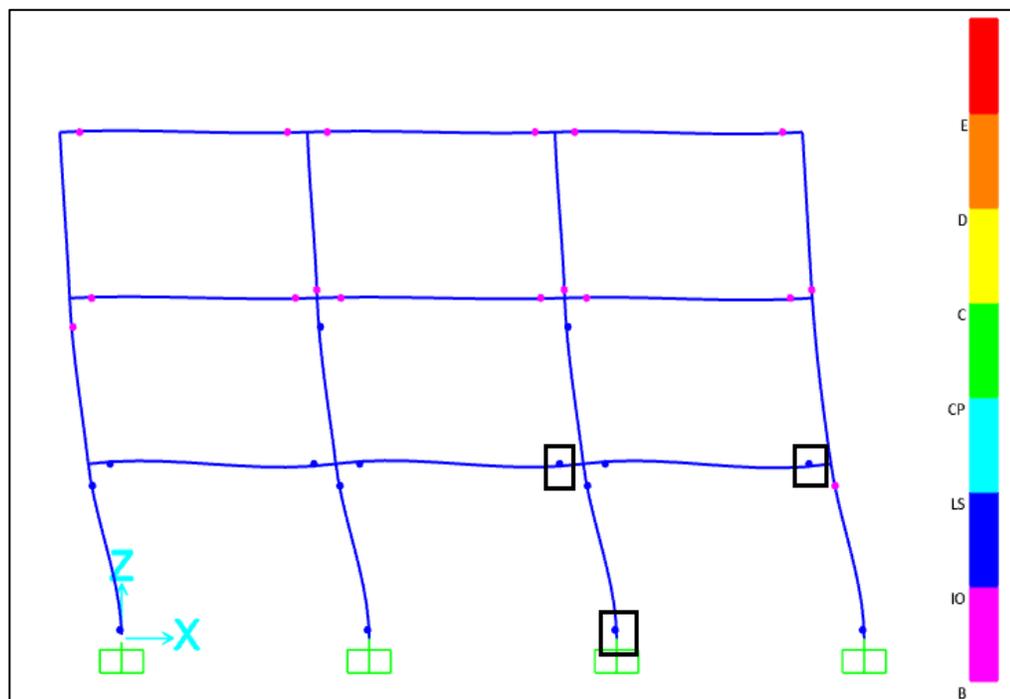
Como se aprecia en la tabla 39, se han seleccionado los casos de carga con desplazamientos de respuesta más críticos para el modelo LVL 7, y entre ellos se encuentra el SISMO H, que corresponde al sismo líder de la combinación envolvente que nos generó para este modelo las distorsiones más críticas.

Algo enteramente interesante que podemos apreciar en las tablas 33, 34 y 35 es como los desplazamientos máximos generados por los casos de carga no precisamente corresponden a las fuerzas cortantes de base máximas, ambos eventos de respuesta de cada modelo suceden en distintos momentos de tiempo, lo que nos enseña la discrepancia que existe en los métodos estáticos, donde los mayores desplazamientos son directamente proporcionales a los máximos cortantes de base.

5.5.4.4. Mecanismo de colapso de las estructuras bajo la acción del Time-History

A continuación, se presentan el mecanismo de colapso de la estructura, donde se detallarán los principales puntos de falla, por los que el modelo incursiona superando su punto de fluencia.

Ilustración 48: Mecanismo de colapso para el modelo LVL 3 bajo la acción del caso sísmico



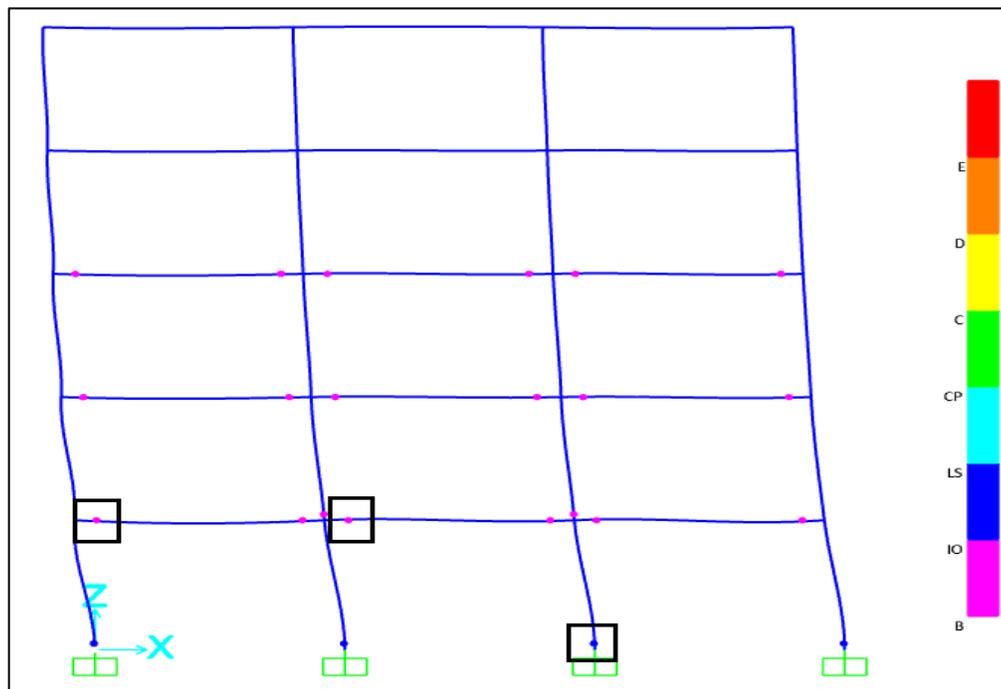
FUENTE: SAP2000

Con la finalidad de evaluar el comportamiento global de la estructura en la ilustración 48, se muestra la deformación total de la edificación para el modelo LVL 3, debida al análisis de carga no lineal time-history, el caso sismo B, en donde se observa que la estructura presenta su máximo desplazamiento de 21 cm, formándose rótulas en todas las vigas y en todas las columnas del primer piso, con un nivel de “Seguridad de vida” (azul), provocando una disminución de forma progresiva en la resistencia de la estructura.

Finalmente se deduce que a diferencia del caso Pushover, la edificación en estudio cumple con el requerimiento de la norma ASCE/SEI 41-17 para un análisis no lineal dinámico, cuyo parámetro está definido en las distorsiones máximas que señala la verificación de desempeño de “No-colapso” para un terremoto con un periodo de retorno de 2500 años, gracias al comportamiento histerético más realista del sistema capaz de mostrar un eficiente comportamiento de ductilidad disipando la energía durante un evento sísmico.

Para una mejor comprensión, es necesario **“Ver Anexos B”** de esta monografía donde se presentan los resultados obtenidos de cada análisis, que estarán correspondidos por las rotulas marcadas.

Ilustración 49: Mecanismo de colapso para el modelo LVL 5 bajo la acción del caso sísmico



FUENTE: SAP2000

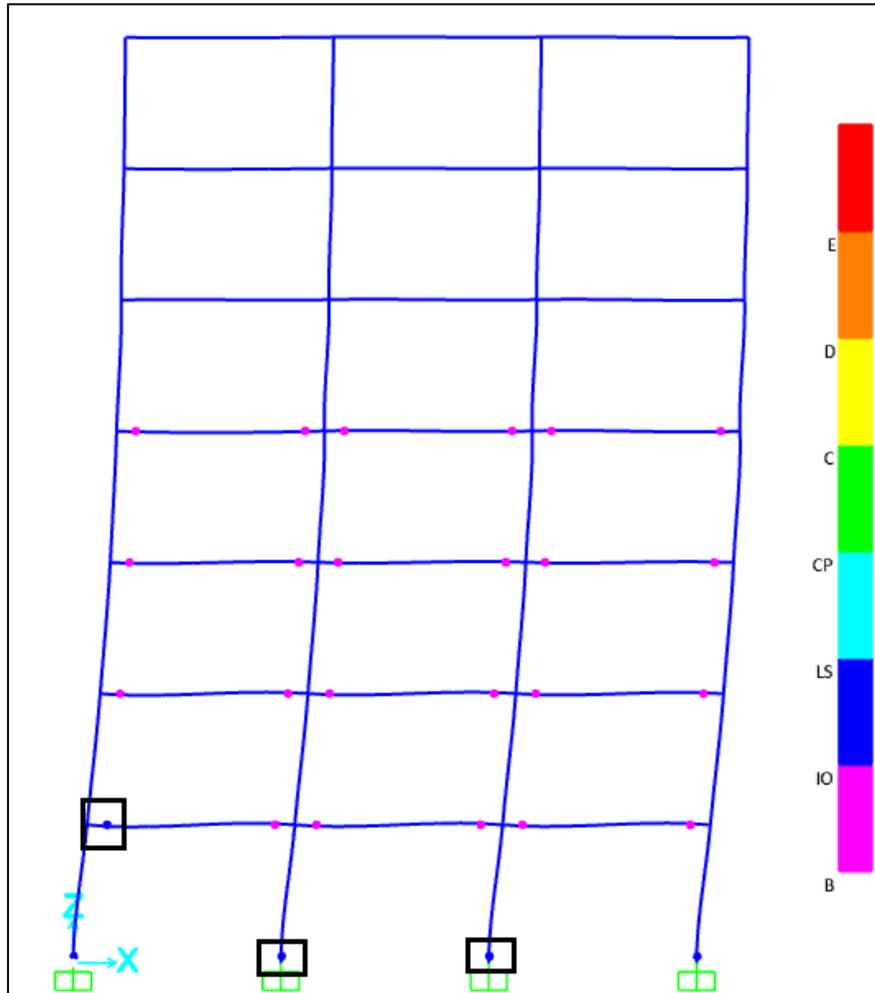
Con la finalidad de evaluar el comportamiento global de la estructura en la ilustración 49, se muestra la deformación total de la edificación para el modelo LVL 5, debida al análisis de carga no lineal time-history, el caso sismo H, en donde se observa que

la estructura presenta su máximo desplazamiento de 12 cm, formándose rótulas en todas las vigas del primer piso con un desempeño "Ocupación inmediata" (color morado), y en todas las columnas del primer piso, con un nivel de "Seguridad de vida" (azul), provocando una disminución de forma progresiva en la resistencia de la estructura.

Finalmente se deduce que a diferencia del caso Pushover, la edificación en estudio cumple con el requerimiento de la norma [2] para un análisis no lineal dinámico, cuyo parámetro está definido en las distorsiones máximas, que señala la verificación de desempeño de "No-colapso" para un terremoto con un periodo de retorno de 2500 años, gracias al comportamiento histerético más realista del sistema capaz de mostrar un eficiente comportamiento de ductilidad disipando la energía durante un evento sísmico.

Para una mejor comprensión, es necesario **"Ver Anexos B"** de esta monografía donde se presentan los resultados obtenidos de cada análisis, que estarán correspondidos por las rotulas marcadas.

Ilustración 50: Mecanismo de colapso para el modelo LVL 7 bajo la acción del caso sísmico



FUENTE: SAP2000

Con la finalidad de evaluar el comportamiento global de la estructura en la ilustración 50, se muestra la deformación total de la edificación para el modelo LVL 7, debida al análisis de carga no lineal time-history, el caso sismo H, en donde se observa que la estructura presenta su máximo desplazamiento de 16 cm, formándose rótulas en todas las vigas del primer piso con un desempeño "Ocupación inmediata" (color morado) en la mayoría, a excepción de la viga AB, que presenta una rotula en su

lado exterior de “Seguridad de vida” (azul), y en todas las columnas del primer piso, con un nivel de “Seguridad de vida” (azul), provocando una disminución de forma progresiva en la resistencia de la estructura.

Finalmente se deduce que a diferencia del caso Pushover, la edificación en estudio cumple con el requerimiento de la norma [2] para un análisis no lineal dinámico, cuyo parámetro está definido en las distorsiones máximas, que señala la verificación de desempeño de “No-colapso” para un terremoto con un periodo de retorno de 2500 años, gracias al comportamiento histerético más realista del sistema capaz de mostrar un eficiente comportamiento de ductilidad disipando la energía durante un evento sísmico.

Para una mejor comprensión, es necesario revisar los anexos de esta monografía donde se presentan los resultados obtenidos de cada análisis, que estarán correspondidos por las rotulas marcadas.

CAPITULO V

6. Tasación de resultados

6.1. Generalidades

A continuación se presenta la comparación entre los resultados obtenidos de esta investigación monografía versus la tesis de maestría [4], donde se exponen las distorsiones máximas de cada análisis complementario en ambas investigaciones, cabe señalar que en esta monografía hicimos uso del análisis estático no lineal “PUSHOVER”, con el propósito de crear incertidumbre a quienes la revisen y dejar una pauta para futuras investigaciones, debido a los resultados que hemos obtenido, sobre todo se recomienda revisar los anexos “D”, donde a manera de tasación se muestra la respuesta de disipación histerética de energía por parte de los modelos, así como el comportamiento plástico de las rotulas marcadas en cada modelo que podemos detallar en el capítulo 4.

6.2. Tasación de las distorsiones de respuesta máximas de cada modelo

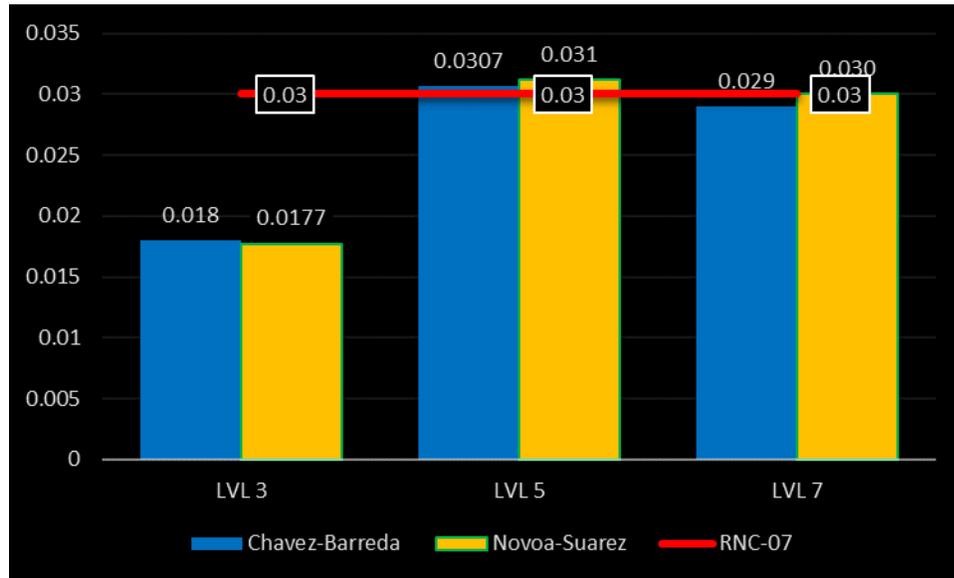
6.2.1. *Análisis Modal Espectral*

Tabla 40: Distorsiones de respuesta de cada modelo bajo el caso TH y distorsión límite de la norma RNC-07

Origen	Modelo		
	LVL 3	LVL 5	LVL 7
Chavez-Barreda	0.018	0.0307	0.029
Novoa-Suarez	0.0177	0.031	0.030
RNC-07	0.03	0.03	0.03

FUENTE: Propia

Ilustración 51: Grafica de las distorsiones de respuesta de cada modelo bajo el caso Modal Espectral y la distorsión límite de la norma RNC-07



FUENTE: Propia

De este análisis concluimos con su relevante resultado en las distorsiones de piso para cada modelo, donde al evaluar tenemos que tanto el modelo LVL 5, y LVL 7 están en “prevención de colapso” (PC), cabe señalar que la norma nicaragüense no define una clasificación específica como esta, pero se deduce debido a que mientras los resultados de las distorsiones sean menores a la mínima dada por la norma se les considera en funcional, que vendría siendo lo mismo “seguridad de vida” (LS).

De igual forma se deduce que para los [4] y Novoa-Suarez el modelo LVL3 se encuentra en estado de servicio, para este análisis se tomaron las mismas consideraciones como masa sísmica, efecto P-Delta, Q, Ω , dimensionamientos de elementos y cargas.

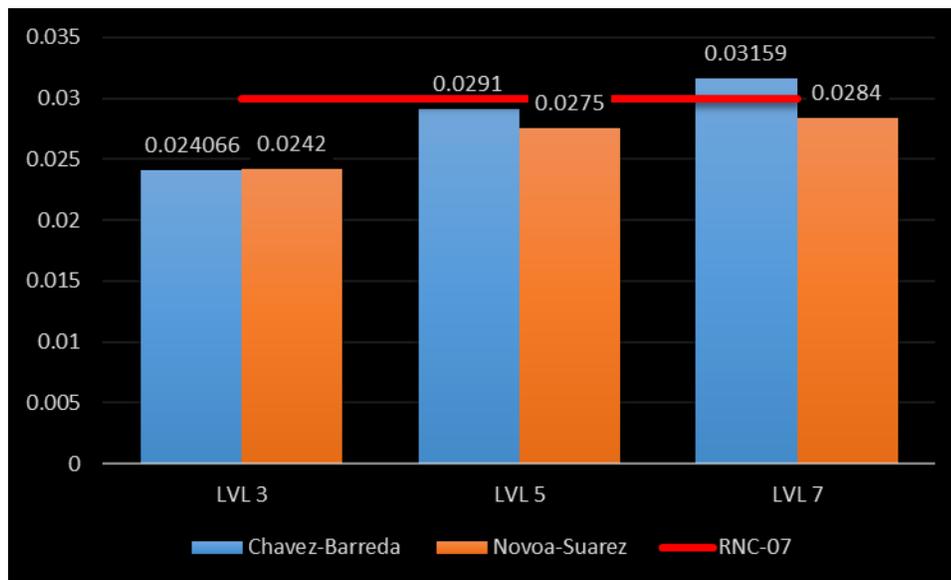
6.2.2. Análisis Time-History

Tabla 41: Distorsiones de respuesta de cada modelo bajo el caso TH y distorsión límite de la norma RNC-07

Origen	Modelo		
	LVL 3	LVL 5	LVL 7
Chavez-Barreda	0.024066	0.0291	0.03159
Novoa-Suarez	0.0242	0.0275	0.0284
RNC-07	0.03	0.03	0.03

FUENTE: SAP2000

Ilustración 52: Grafica de las distorsiones de respuesta de cada modelo bajo el caso Time-History y la distorsión límite de la norma RNC-07



FUENTE: Propia

Se logrado demostrar que el análisis tiempo-historia es de gran utilidad para garantizar un adecuado diseño por desempeño, ya que este análisis ofrece resultados más precisos acerca del comportamiento real de la estructura ante la

acción sísmica, y en el caso de la edificación en estudio se concluye que probablemente no colapsará con el sismo de 2500 años (periodo de retorno), sobre todo trae a remarcar las limitaciones del análisis Modal Espectral que nos proporcionó valores de fuerza cortantes y desplazamientos incoherentes a la realidad de cada modelo.

Para este análisis se utilizaron los mismos registros sísmicos que Barreda-Chávez apoyados de la normativa [2] para la parte no lineal y del análisis en sí.

6.2.3. Tasación de los diagramas momento curvatura en vigas

Tabla 42: Resultados de las rotaciones y momentos en vigas, con los parámetros no lineales de la tesis Chávez-Barreda, 2019

Chavez-Barreda 2019				
viga	My, ton-m	Φ_y, 1/m	Mu, ton-m	Φ_u, 1/m
V C1 +	18.21	0.00463	18.83	0.0775
V C1-	35.63	0.00517	36.72	0.052
V C3+	14.73	0.00585	15.24	0.0771
V C3-	24.21	0.00632	24.81	0.0591
V C4+	7.62	0.00749	10.79	0.0851
V C4-	12.1	0.00785	11.66	0.0745

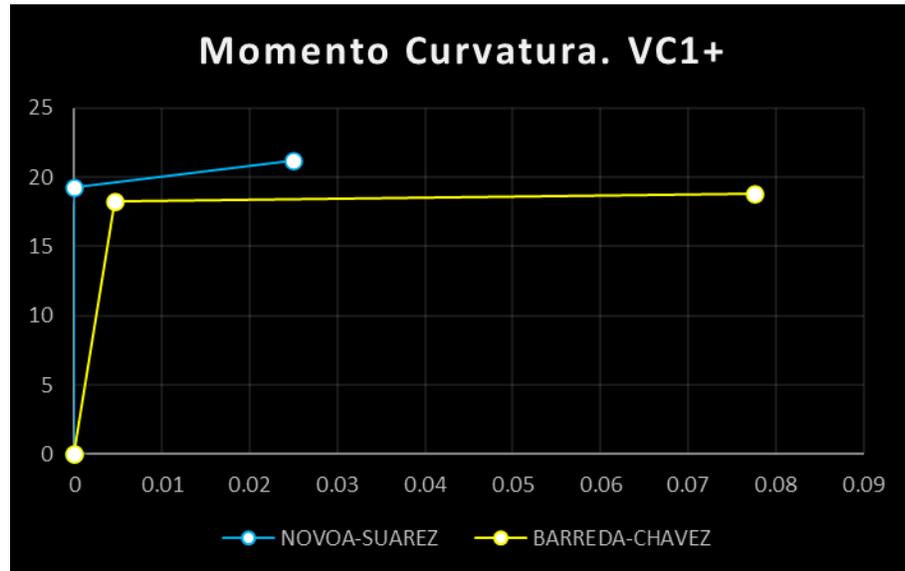
FUENTE: Propia

Tabla 43: Resultados de las rotaciones y momentos en vigas, con los parámetros no lineales de la tesis Novoa-Suarez, 2020

Novoa-Suarez 2020				
viga	My, ton-m	Φ_y, 1/m	Mu, ton-m	Φ_u, 1/m
V C1 +	19.29	0	21.219	0.025
V C1-	36.76	0	40.436	0.025
V C3+	15.68	0	17.248	0.025
V C3-	25.13	0	27.643	0.025
V C4+	8.25	0	9.075	0.025
V C4-	12.07	0	13.277	0.025

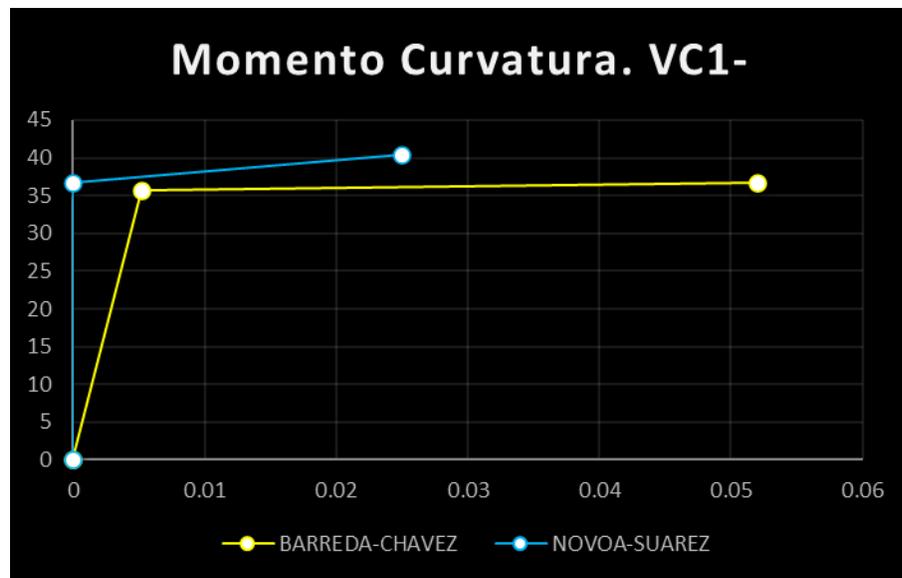
FUENTE: Propia

Ilustración 53: Grafica momento curvatura positivo de la viga VC1



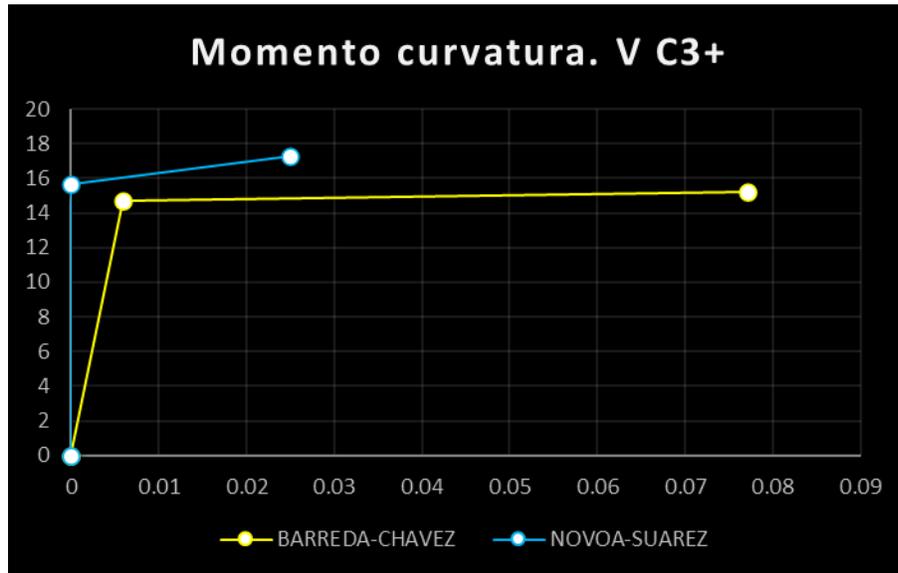
FUENTE: Propia

Ilustración 54: Grafica momento curvatura negativo de la viga VC1



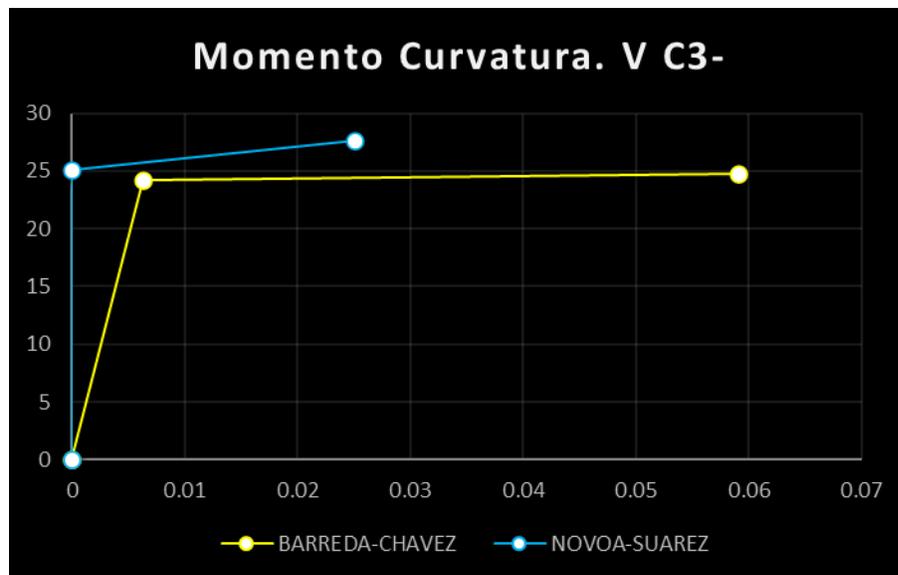
FUENTE: Propia

Ilustración 55: Grafica momento curvatura positivo de la viga VC3



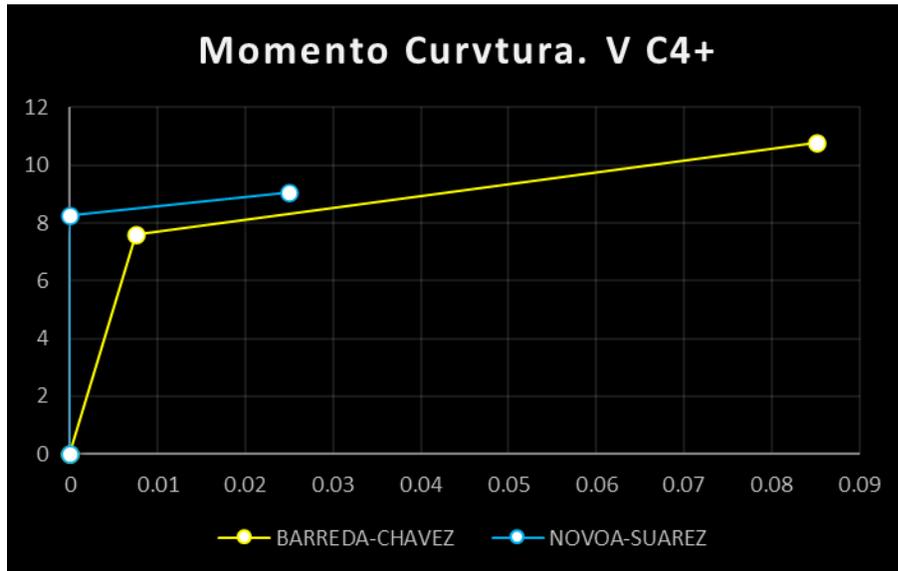
FUENTE: Propia

Ilustración 56: Grafica momento curvatura negativo de la viga VC3



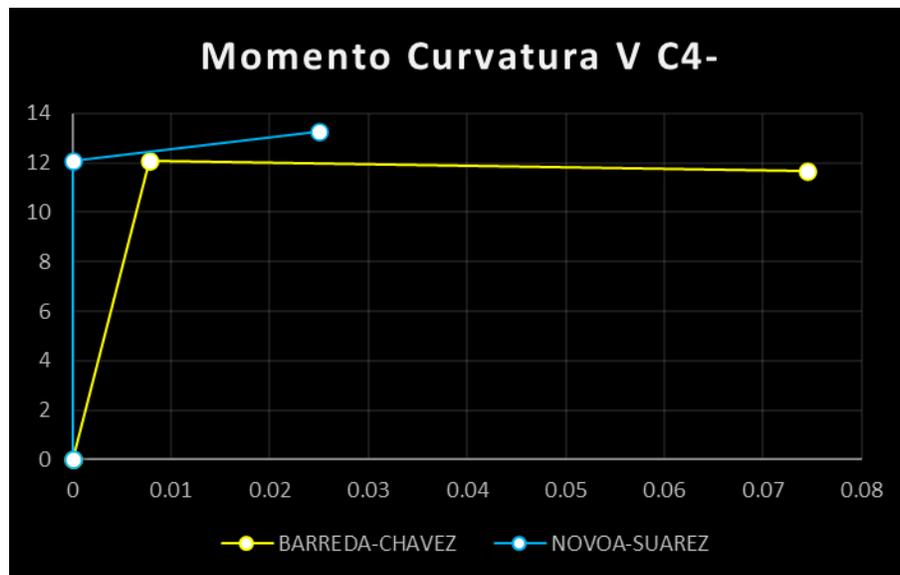
FUENTE: Propia

Ilustración 57: Grafica momento curvatura positivo de la viga VC4



FUENTE: Propia

Ilustración 58: Grafica momento curvatura negativo de la viga VC4



FUENTE: Propia

CAPITULO VI

7. Conclusiones y recomendaciones

7.1. Conclusiones

- De acuerdo a la información recopilada del primer análisis (modal), se obtuvieron valores de cortante bajos para los modelos y se procedió a realizar una corrección del periodo de cada modelo en función de lo recomendado por la norma [2] tal y como se explica en el capítulo 4, sección 4.3.1 de esta monografía, con el objetivo de obtener mayores aceleraciones espectrales, en este análisis se obtuvieron resultados aceptables para las derivas de piso, esto según la limitación tomada del RNC-07, en su tabla 4.
- Del análisis estático no lineal (PUSHOVER), hemos obtenido la curva de capacidad de cada modelo como se nos muestra en el capítulo 4, sección 4.4, así como el punto de desempeño, mostrado en el mismo capítulo, sección 4.4.3.2. De donde se puede comprender la superioridad de los análisis no lineal, así como entender la ductilidad de la estructura y el factor de sobre resistencia, ambos valores obtenidos de la curva de capacidad de cada modelo, de aquí podemos señalar ciertas características importantes que conlleva un análisis no lineal, puesto que en el [13] en su artículo 21, inciso "a", se nos presenta el factor de reducción por ductilidad ideal propuesto para un SMF, $Q = 4$, y dado que los resultados obtenidos no satisfacen dicha ductilidad llegamos a encontrarnos con los valores de ductilidad para cada modelo $LVL3_Q = 3.13$, $LVL5_Q = 3.34$ y $LVL7_Q = 3.27$, procedemos a interpretar que no muestran ductilidades ideales al ser SMF, pero tienen resultados muy aceptables.
- Para el factor de sobre resistencia dado en el artículo 22 del [13], que se nos presenta un valor $\Omega = 2$, muy diferente a los encontrados en los modelos siendo estos para cada uno $LVL3_Q = 1.53$, $LVL5_Q = 1.45$ y $LVL7_Q = 1.55$, entendemos la diferencia nuevamente entre dichos valores encontrados que

no corresponden a los tomados según el reglamento. De manera general se conoce que el [13], plantea la evaluación del estado de servicio y estado de colapso con el sismo de diseño, una consideración que no fue tomada en cuenta en esta monografía por ser una limitante conservadora y no apta para los análisis no lineales, además de incoherente con esta investigación ya que dentro de nuestros objetivos está planteado una tasación de resultados con una Tesis donde se evaluó colapso con la clasificación de los tipos de sismo, que dicha clasificación requiere un nivel de Sismo de Diseño con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años y un sismo Máximo considerado (Sismo extremo) con un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años para obtener Periodos Medios de Retorno de 475 años y 2475 años respectivamente ([11], capítulo 11, sección 11.4.7). En otras palabras en esta monografía se ha sobre pasado los límites ya planteados en el RNC-07, aumentando dicho límite en 1.5 veces más fuerte, es una inconsistencia notable de nuestro reglamento. En el mismo análisis nos encontramos que predomina en todos los modelos el mecanismo de rendimiento objetivo bajo el criterio "columna fuerte - viga débil", siendo las vigas los elementos que presentaron las fallas más críticas. En resumen podemos decir que los marcos evaluados bajo el análisis estático no lineal (PUSHOVER), no cumplen con el punto de desempeño deseado.

- Del análisis dinámico no lineal (TIME-HISTORY), hemos obtenido respuestas muy diversas de cada modelo. Mientras que en los análisis anteriores los modelos parecían presentar un comportamiento escalonado, en este análisis nos encontramos que al someter los tres modelos de estudio bajo los 11 registros sísmicos especificados en el capítulo 2, sección 2.9.1, tabla 8 de esta monografía, la disipación histerética de cada uno juega un papel importante en los resultados, dominando la carga envolvente para el modelo LVL3 el sismo B, y para los modelos LVL5 y LVL7 el sismo H, hemos encontrado resultados satisfactorios en lo que a las derivas de piso se refiere,

pues al evaluar cada deriva estas satisfacen el límite propuesto por el RNC-07, que nos presenta una distorsión máxima de 0.03, y superando la distorsión permitida por el desempeño de Seguridad de Vida (LS) correspondiente a la tabla 4 de esta monografía con una distorsión máxima de 0.02, cabe señalar que el RNC-07, no considera una clasificación del nivel de desempeño como ASCE, pero ya que si nos proporciona una distorsión límite para el colapso, hemos tomado la iniciativa de usar el valor de la distorsión propuesto en la tabla 4 de esta monografía como el límite entre el desempeño de Seguridad de Vida (LS) y Colapso (C). Otro dato a considerar es que en un análisis dinámico no lineal (TIME-HISTORY), el valor máximo de cortante no corresponde al desplazamiento máximo, caso contrario en el análisis estático no lineal (PUSHOVER), dicho fenómeno es reconocido en las tablas 37, 38 y 39 del capítulo 4, sección 4.5.4.3 de esta monografía que corresponden a los modelos LVL3, LVL5 y LVL7, respectivamente, para entender esto es recomendable revisar los anexos "C", donde encontramos las gráficas de la disipación histerética de energía de los materiales al ser sometidos a los dos análisis no lineales considerados. Ya con este último análisis hemos completado nuestro objetivo general, así como nuestros dos primeros objetivos específicos.

- Del capítulo 5 se completa el último objetivo específico, en dicha tasación se ha realizado una serie de gráficas para una mejor comprensión y así comparar los resultados de los análisis dinámico lineal y dinámico no lineal, así como también se evalúa a detalle dichas diferencias en los diagramas Momento Curvatura de los elementos. Donde encontramos que para el análisis Modal Espectral o dinámico lineal tenemos diferencias poco perceptibles, quizá debido a la utilización de más o menos cifras significativas en decimales, y a esto agregado que como una ley universal los software no coinciden a la perfección en valores tan pequeños, esta apreciación la vemos en la tabla 40 del capítulo 5 y podemos también encontrar de forma gráfica

dicha tasación entre las distorsiones máximas encontradas en la tesis claves barrera 2019, esta monografía y la distorsión para el estado límite de colapso del RNC-07 en la gráfica 51. Luego en la tabla 41 del mismo capítulo denotamos los resultados obtenidos para los tres marcos sometidos bajo los mismos criterios de carga, masa sísmica y registros sísmicos considerados en el mismo tipo de análisis, y encontramos diferencias más notables respecto al análisis anterior, de manera satisfactoria podemos decir que los marcos sometidos bajo estudio en esta monografía pasan sin problemas el estado límite de colapso propuesto por la distorsión máxima permitida del [13], caso contrario en la Tesis [4], que en el modelo LVL7 pierde control absoluto de la distorsión generando el colapso de dicho marco, es notable destacar que las diferencias entre ambas investigaciones está el tipo de software utilizado que dicho sea de paso es una diferencia notable ya que el software ETABS nos ha permitido botar por un modelo de estudio histerético conservador para el concreto conocido como TAKEDA, tal y como se explica en el capítulo 2, sección 2.6.7 y presentado en la ilustración 4 de esta monografía y en el caso de la Tesis [4], hacen uso del software Perform 3D, de la misma familia de CSI, pero este trae un complemento único para el modelo BILINEAL que encontramos en el capítulo 2, sección 2.6.5 y presentado en la ilustración 4 de esta monografía, conocido como degradación de energía; además de utilizar los parámetros y criterios de aceptación para el comportamiento no lineal de los elemento de la investigación "Optimal hysteresis model parameters for the seismic response of reinforced concrete frames" del PhD. Andrés Lepage y el PhD. Sebastián A. Delgado, del departamento de arquitectura e ingeniería del colegio de ingenieros de la universidad de Pennsylvania. Desde ambas diferencias es comprensible entender la poca compatibilidad de las distorsiones máximas encontradas, además se debe considerar que el campo de los análisis no lineales siempre arrojará resultados diferentes debido la basta cantidad de variables que juegan en el comportamiento histerético de cada material y

cada elemento. Para destacar aún más la diferencia de los parámetros de modelado, en el mismo capítulo se muestran las gráficas de Momento Curvatura de las vigas.

7.2. Recomendaciones

- i. Se recomienda incluir en la normativa Nicaragüense Niveles de desempeño esperados según la categoría de riesgo de las edificaciones (Grupo A, B, C). Cuando se proyecten edificaciones aporricadas que requieran la ocupación inmediata luego de un evento sísmico se debería incluir en el reglamento criterios de revisión por métodos de Desempeño.
- ii. Se recomienda incorporar en la normativa Nacional RNC-07 estudios referentes a Amenaza Sísmica, tipos de Sismos y periodos de retorno. La acción sísmica debe de referirse al menos al Sismo frecuente, Sismo de diseño y al Sismo máximo Considerado o Sismo extremo. Al menos para edificaciones del tipo esenciales se recomienda introducir la metodología del Diseño por Desempeño y la verificación del Nivel de Prevención de Colapso con el Sismo extremo y el nivel de desempeño totalmente operacional con el Sismo Frecuente a como lo hacen actualmente muchas normas en América latina.
- iii. Es de gran importancia considerar siempre registros de acelerogramas que estén lo más cercanos a la zona de ubicación del edificio, debido a que el método obtiene sus mejores resultados al analizarse de manera local, para futuros trabajos pueden tomar en cuenta esto, aplicando registros más recientes que los que se utilizaron en este trabajo con el fin de considerar la actual actividad sísmica del sitio para así obtener un comportamiento más real de la estructura. Cabe mencionar que esto no fue posible debido a que

no se obtuvo acceso a registros de sismos recientes ocurridos en la ciudad de Managua.

- iv. El método de análisis time history permite el uso de varios acelerogramas que pueden ser resumidos en una función envolvente, lo que significa que toma las situaciones más críticas o relevantes de cada registro y las envuelve en una resultante con el objetivo de considerar mayor rango de eventos otorgando al método mayor precisión en sus resultados. Es por esto por lo que se recomienda el uso de una mayor cantidad de registros de acelerogramas con el propósito de obtener resultados más fidedignos que puedan mostrar un mejor comportamiento del edificio en estudio.

- v. Se recomienda incentivar el uso de análisis no lineales, ya que como hemos demostrado las deficiencias de los análisis lineales son más que evidentes sobre todo en lo que a seguridad y costos se refiere, así como también se recomienda proseguir la investigación en este tema, principalmente por la existencia del error humano del que ninguno está exento, de esta manera contribuimos a mejorar los reglamentos de construcción.

- vi. Se recomienda tomar en consideración las referencias encontradas en la Tesis Percy Arevalo y Jose Herrera 2019 respecto a los valores tomados como factor de ductilidad y factor por sobre resistencia del RNC-07, debido a la inconsistencia resultante en ambas investigaciones.

Bibliografía

- [1]. American Concrete Institute. (318-14). Building code requirements for structural concrete.
- [2]. American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute. (41-17). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.
- [3]. Awad, R. R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Fondo Editorial Universidad EAFIT.
- [4]. Chavez, G., & Barreda, E. (2019). *Cuantificación de Derivas Inelásticas para Marcos Ductiles de Concreto Reforzado en la Zona Pacífica de Nicaragua diseñados según el RNC-07*. Managua: Universidad Nacional de Ingeniería, Nicaragua.
- [5]. Council, A. t. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design ana analysis of tall building*. Richmond.
28. Council, A. T. (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings*. California.
- [6]. De Stefano, M. y Pintucchi, B. (2002). A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002. *Bulletin of Earthquake Engineering*, (pp. 285-308).
- [7]. Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear structural analysis for seismic design*. NEHRP seismic design technical brief.
- [8]. Federal Emergency Management Agency. (356). Seismic Rehabilitation Prestandard.
- [9]. Federal Emergency Management Agency. (440).
- [10]. FEMAP695, F. E. (06 del 2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Washington, D.C.: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL.
- [11]. Institute American Society of Civil Engineers/Structural Engineering. (7-2016). ASCE/SEI 7-16. *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. E.E.U.U.
- [12]. Lozano Ramírez, N. E. (2013). *Comparación sismo resistente y económica entre una estructura convencional y una no convencional en un mismo edificio irregular*. Bogota, Colombia: Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javierana.

- [13]. Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2007, Marzo). Reglamento nacional de la construcción. *Dirección general de normas de construcción y desarrollo urbano*. Managua, Nicaragua.
- [14]. Moehle, J. P. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw-Hill Education New York.
- [15]. Morales, A., & Strauch, W. (1999). *Sismicidad histórica de Managua*. Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales.
- [16]. Pérez Cruz, J. L. (2013). *Diseño sísmo resistente por desempeño y sus efectos en el comportamiento estructural*. Ecuador: Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Universidad Técnica de Ambato.
- [17]. Porter, K., Hamburger, R., & Kennedy, R. (2007). *Practical development and application of fragility functions*. Paper presented at the Proc. of SEI Structures Congress, Long Beach CA, America.
- [18]. Rojahn, C., Whittaker, A. S., Hart, G. C., & Bertero, V. V. (1995). *Structural response modification factors (Vol. 19)*. The Council.
- [19]. Romay, V. (2016). *Influencia de los factores de resistencia columna-viga en el desempeño y consumo de materiales en porticoles especiales de concreto armado resistentes a momentos*. Maracaibo: Universidad de Zulia.
- [20]. Shahram Taghavi, E. M. (2003). *Response Assessment of Nonstructural Building Elements*.
- [21]. Shimazaki, K., & Sozen, M. A. (1984). *Seismic drift of reinforced concrete structures: Hazama-gumi*.
- [22]. Somarriba López, M. R. (2012). *Efecto de los disipadores metálicos de energía tipo Adas y Tadas en la respuesta sísmica de un edificio irregular*. Managua: Universidad Nacional de Ingeniería.
- [23]. Sommer, A., & Bachmann, H. (2005). Seismic behavior of asymmetric RC wall buildings: principles and new deformation-based design method. *Earthquake engineering & structural dynamics*, (pp. 101-124).
- [24]. T Paulay, M. P. (1992). *Seismic Design of reinforced Concrete and Masonry buildings*.
- [25]. Teran-Gilmore, A. (1997). *Energy concepts and damage indices*. . Paper presented at the Proceedings of the Symposium CUREe-EERC.
- [26]. Visnjic, T., Panagiotou, M., & Moehle, J. P. (2015). Seismic response of 20-story-tall reinforced-concrete special moment-resisting frames designed with current code provisions. *Earthquake Spectra*, (pp. 869-893).

- [27]. Wilkinson, S., & Thambiratnam, D. (2001). Simplified procedure for seismic analysis of asymmetric buildings. *Computers & structures*, (pp. 2833-2845.).

ANEXOS

A. Diagrama momento-curvatura para LVL 3

Propiedades de material

f_y =	4200 kg/cm ²	ϵ_y =	0.002
f'_c =	280 kg/cm ²	θ_1 =	0.85
E_s =	2100000 kg/cm ²	ϵ_{cy} =	0.0008
E_c =	252671.30 kg/cm ²	n =	8.311
ϵ_{cu} =	0.004		

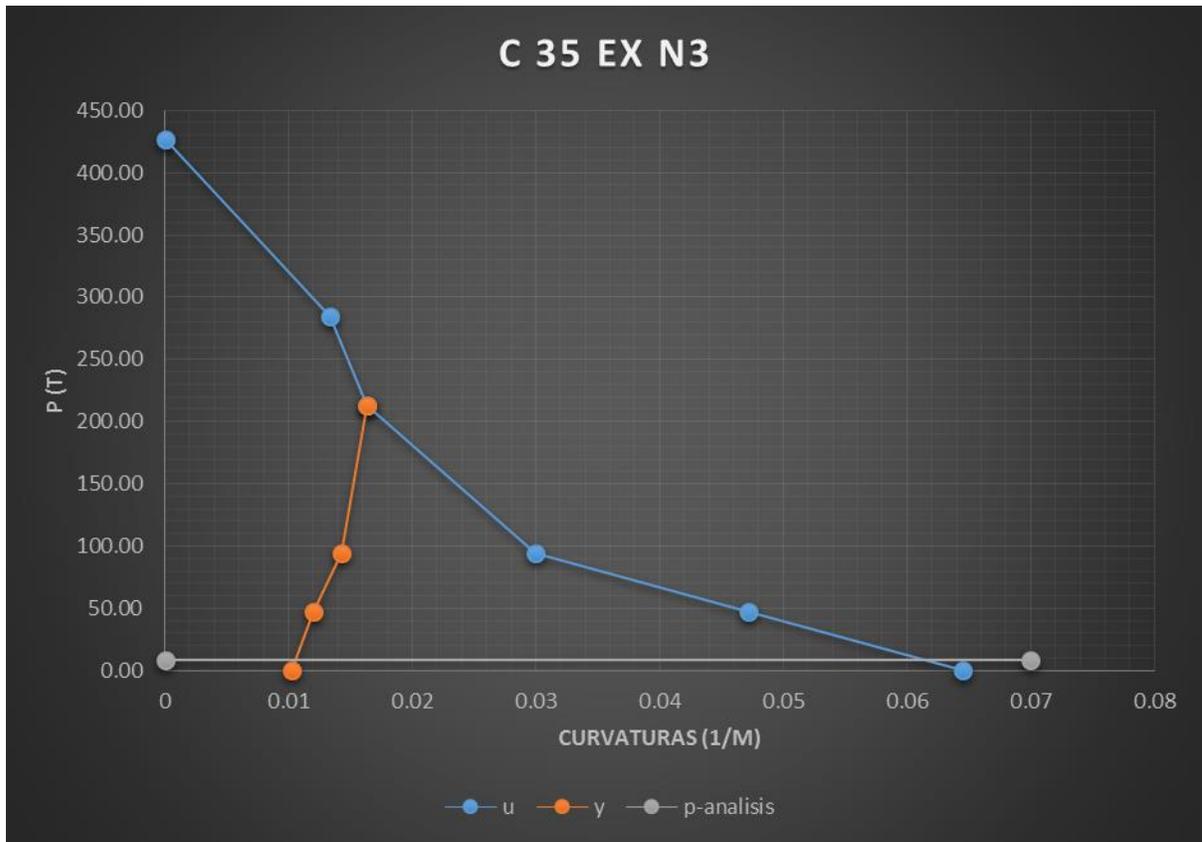
COLUMNA	bw (cm)	h (cm)	d' (cm)	rc (cm)	d (cm)	d'2 (cm)	d'3 (cm)	d'4 (cm)	d'5 (cm)	As (cm ²)	As2 (cm ²)	As3 (cm ²)
C 35 EX N3	35	35	5	5	30	15	0	0	25	11.36	5.68	0
C 35 EX N2	35	35	5	5	30	15	0	0	25	11.36	5.68	0
C 35 EX N1	35	35	5	5	30	15	0	0	25	11.36	5.68	0
C 35 IN N3	35	35	5	5	30	15	0	0	25	11.36	5.68	0
C 45 IN N2	45	45	5	5	40	15	0	0	25	11.36	5.68	0
C 45 IN N1	45	45	5	5	40	15	0	0	25	11.36	5.68	0

COLUMNA	As' (cm ²)	As' 2 (cm ²)	As' 3 (cm ²)	Po (tonf)	ycp (cm)	To (tonf)	Pb (t)	Mb (t-m)	Φb (1/cm)	P1 a (t)	Mu1 a (t-m)	Φu 1a (1/m)
C 35 EX N3	11.36	5.68	0	426.57	17.50	-143.14	141.61	30.64	0.00020	284.09	19.02	0.01
C 35 EX N2	11.36	5.68	0	426.57	17.50	-143.14	141.61	30.64	0.00020	284.09	19.02	0.01
C 35 EX N1	11.36	5.68	0	426.57	17.50	-143.14	141.61	30.64	0.00020	284.09	19.02	0.01
C 35 IN N3	11.36	5.68	0	426.57	17.50	-143.14	141.61	30.64	0.00020	284.09	19.02	0.01
C 45 IN N2	11.36	5.68	0	616.97	22.50	-143.14	242.76	52.16	0.00015	429.87	33.32	0.01
C 45 IN N1	11.36	5.68	0	616.97	22.50	-143.14	242.76	52.16	0.00015	429.87	33.32	0.01

COLUMNA	P1 b (t)	Mu1 b (t-m)	Φu 1b (1/m)	P 2a (ton)	Mu 2a (t-m)	Φu 2a (1/m)	P 2b (ton)	Mu 2b (t-m)	Φu 2b (1/m)	Mu fp (t-m)	Φu fp (1/m)	My 2a (t-m)
C 35 EX N3	212.85	25.26	0.02	94.40666667	29.06	0.03	47.20333333	24.63	0.0472	18.93	0.06	19.67
C 35 EX N2	212.85	25.26	0.02	94.40666667	29.06	0.03	47.20333333	24.63	0.0472	18.93	0.06	20.85
C 35 EX N1	212.85	25.26	0.02	94.40666667	29.06	0.03	47.20333333	24.63	0.0472	18.93	0.06	21.95
C 35 IN N3	212.85	25.26	0.02	94.40666667	29.06	0.03	47.20333333	24.63	0.0472	18.93	0.06	20.76
C 45 IN N2	336.31	43.82	0.01	161.84	49.23	0.02	80.92	40.07	0.0426	26.39	0.07	32.69
C 45 IN N1	336.31	43.82	0.01	161.84	49.23	0.02	80.92	40.07	0.0426	26.39	0.07	36.16

COLUMNA	Φy 2a (1/m)	My 2b (t-m)	Φy 2b (1/m)	Mu fp (t-m)2	Φu fp (1/m)3	My 2a (t-m)	Φy 2a (1/m)2	My 2b (t-m)3	Φy 2b (1/m)2	My fp (t-m)	Φy fp (1/m)
C 35 EX N3	0.0104	23.65	0.0120	18.64	0.01030	27.83	0.01427	23.64729	0.0120	18.6430	0.01030
C 35 EX N2	0.0109	23.65	0.0120	18.64	0.01030	27.83	0.01427	23.64729	0.0120	18.6430	0.01030
C 35 EX N1	0.0113	23.65	0.0120	18.64	0.01030	27.83	0.01427	23.64729	0.0120	18.6430	0.01030
C 35 IN N3	0.0108	23.65	0.0120	18.64	0.01030	27.83	0.01427	23.64729	0.0120	18.6430	0.01030
C 45 IN N2	0.0076	38.09	0.0083	25.66	0.00706	47.33	0.01022	38.09060	0.0083	25.6553	0.00706
C 45 IN N1	0.0080	38.09	0.0083	25.66	0.00706	47.33	0.01022	38.09060	0.0083	25.6553	0.00706

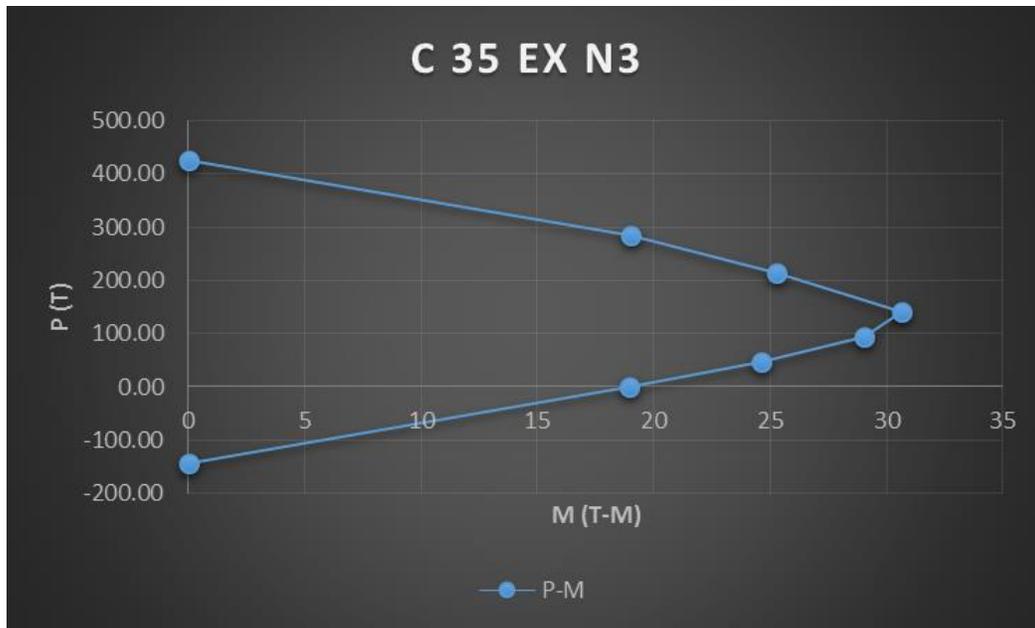
Teniendo los momentos, cargas y rotaciones se procedió a generar las curvas para obtención de M_y y las rotaciones de fluencia y ruptura para columna C35 N3 Ex.



Proyectando al eje X el punto de unión de la P-Axial que es de 8.88 T para este elemento tenemos:

$$\Phi_y = 0.011 \text{ (1/M)}$$

$$\Phi_u = 0.0625 \text{ (1/M)}$$

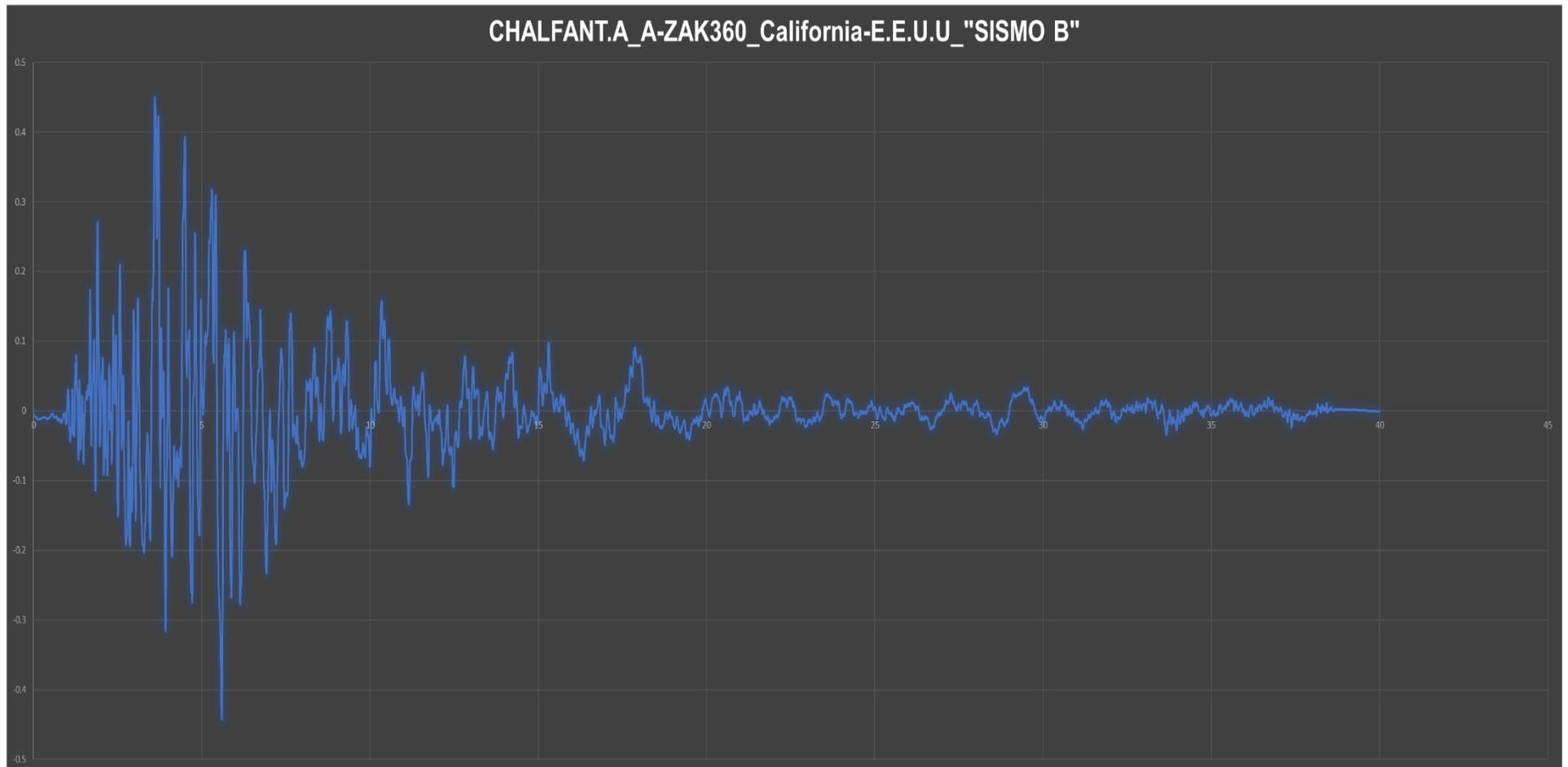


Con respecto al momento se tomara donde la gráfica P-M toque el eje X como el valor de momento de fluencia, luego ese valor se multiplicara por 1.25 para encontrar Mu.

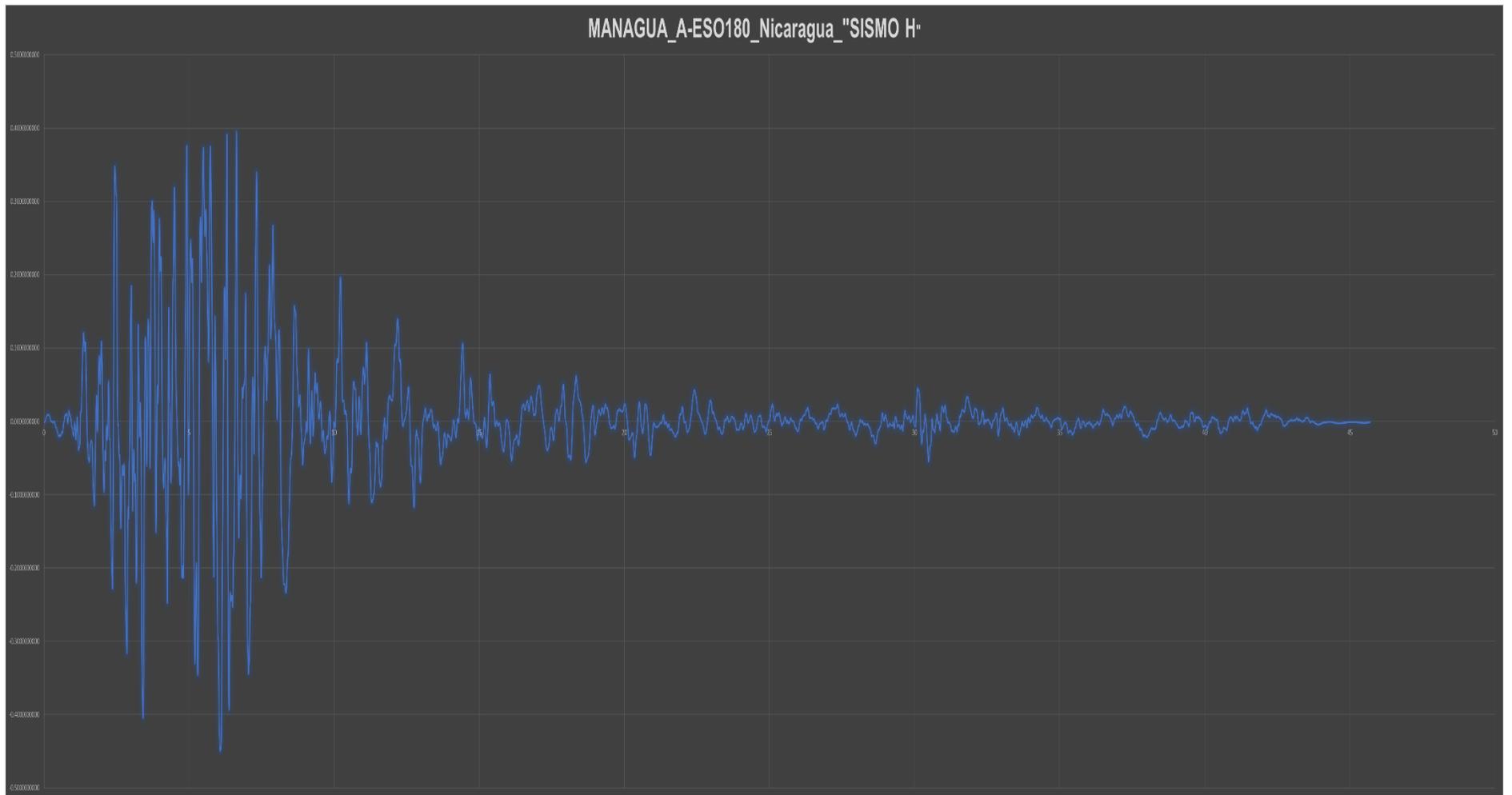
$$M_y = 18.2 \text{ T} \quad M_u = 22.75 \text{ T}$$

B. Acelerograma crítico para cada modelo.

- **Sismo B, modelo LVL 3**

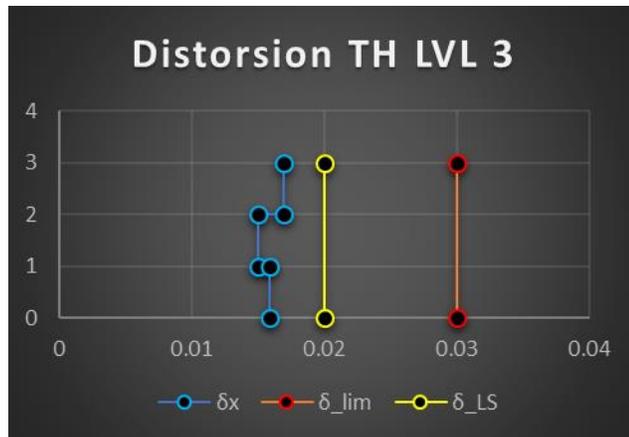


- Sismo H, modelo LVL 5 y LVL 7

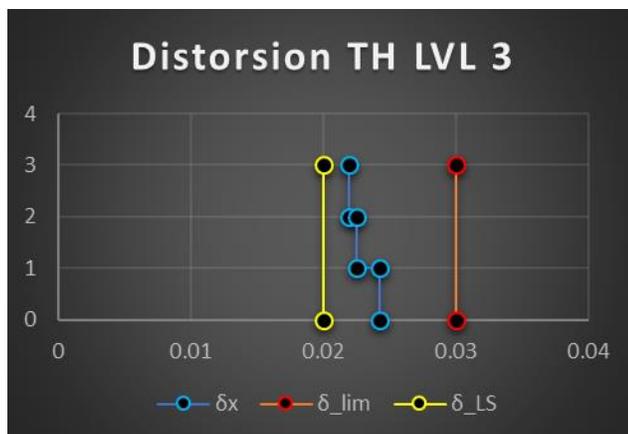


C. Distorsiones obtenidas de cada uno de los 11 registros usados para evaluar la respuesta de cada modelo.

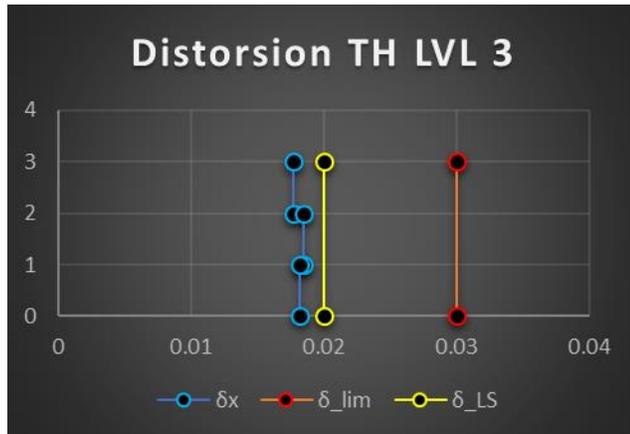
SISMO A, para el modelo LVL 3



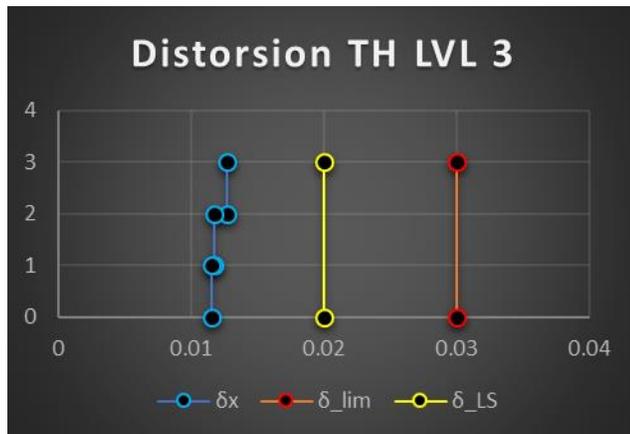
SISMO B, para el modelo LVL 3



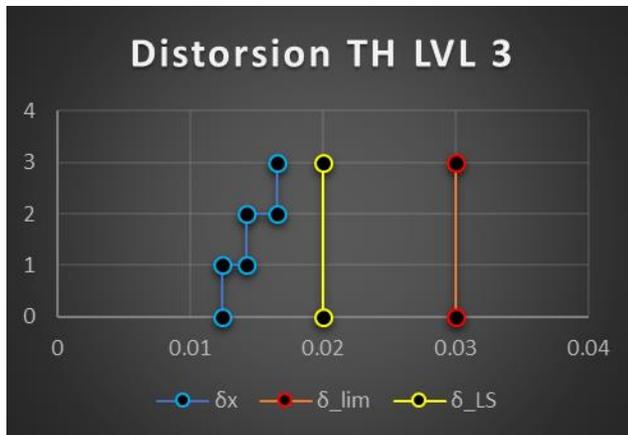
SISMO C, para el modelo LVL 3



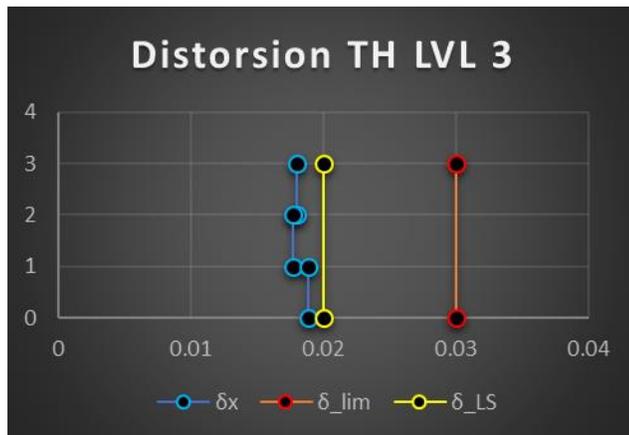
SISMO D, para el modelo LVL 3



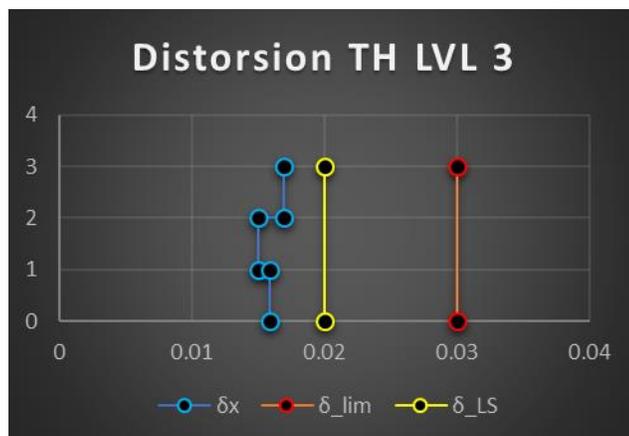
SISMO E, para el modelo LVL 3



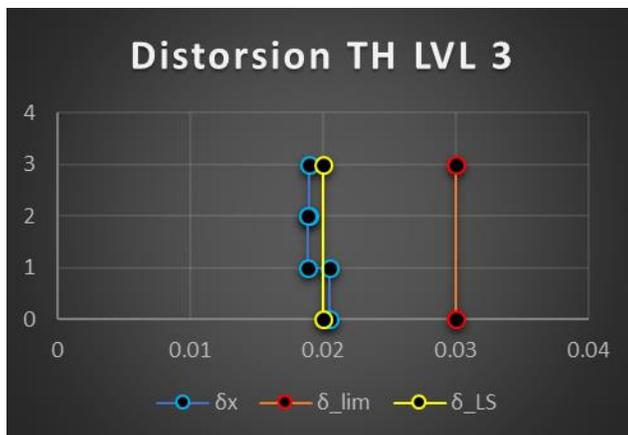
SISMO F, para el modelo LVL 3



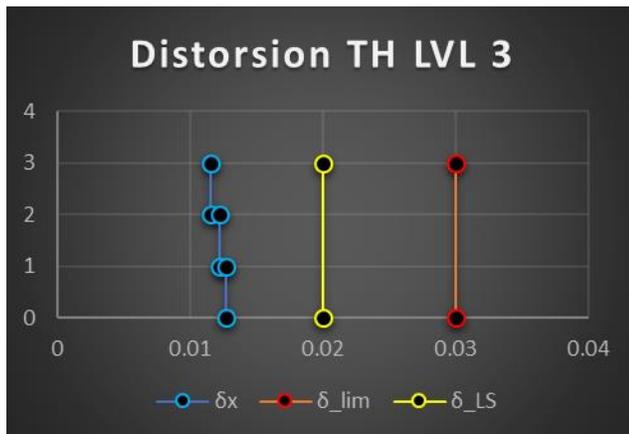
SISMO G, para el modelo LVL 3



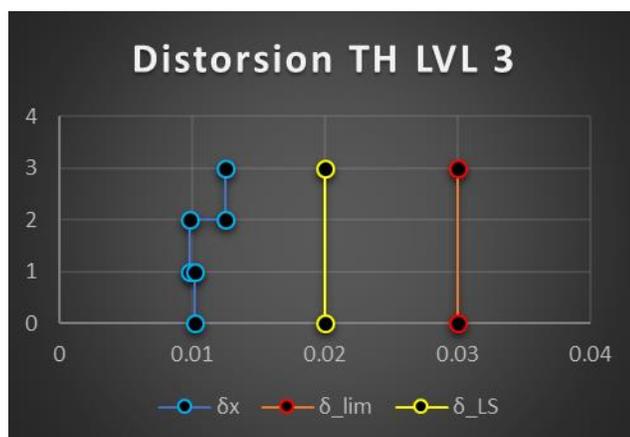
SISMO H, para el modelo LVL 3



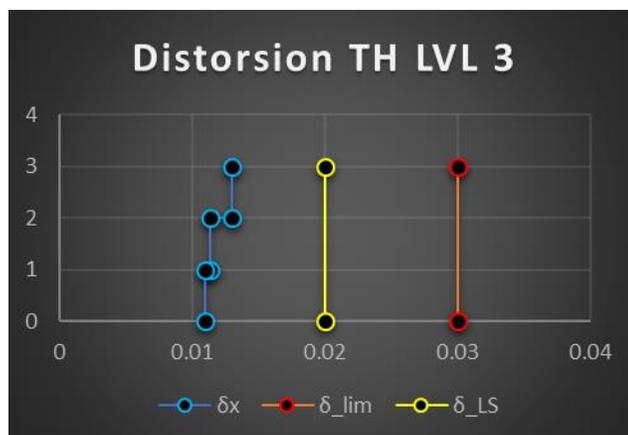
SISMO I, para el modelo LVL 3



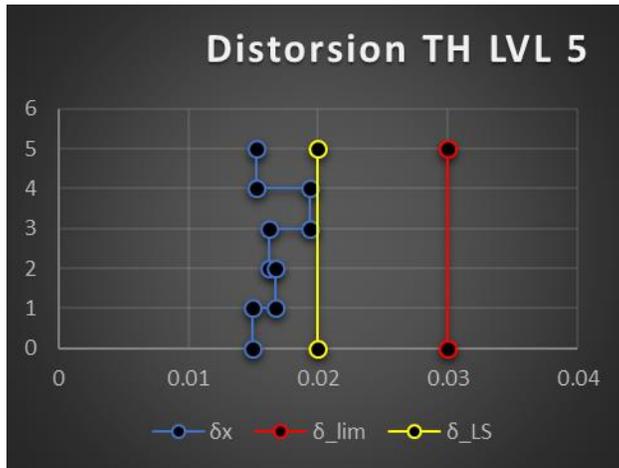
SISMO J, para el modelo LVL 3



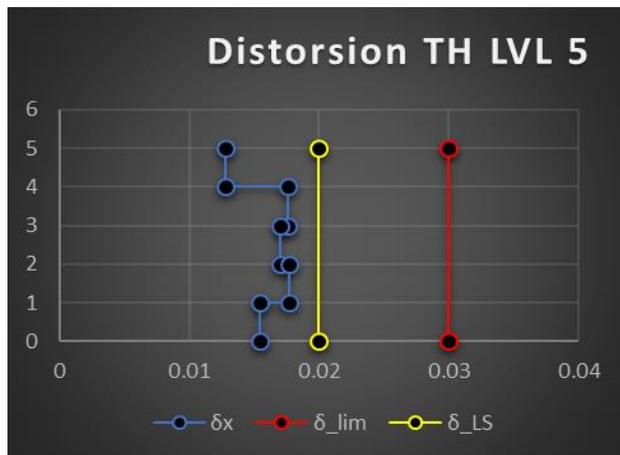
SISMO K, para el modelo LVL 3



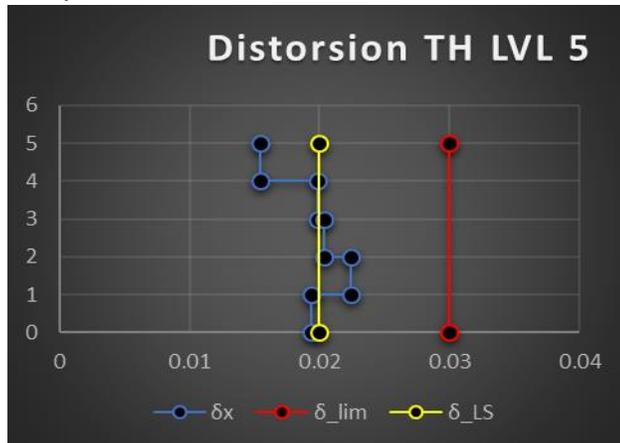
SISMO A, para el modelo LVL 5



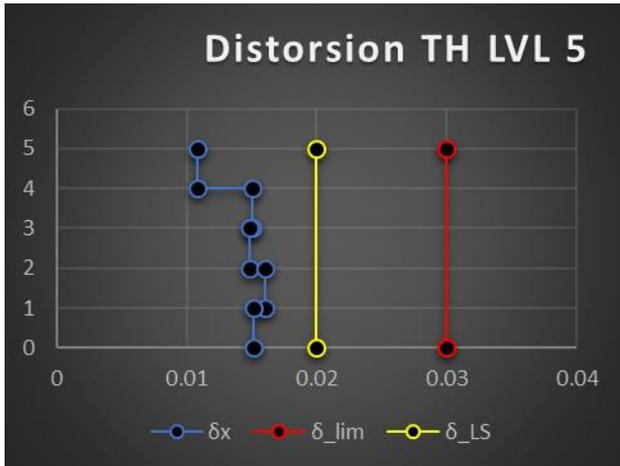
SISMO B, para el modelo LVL 5



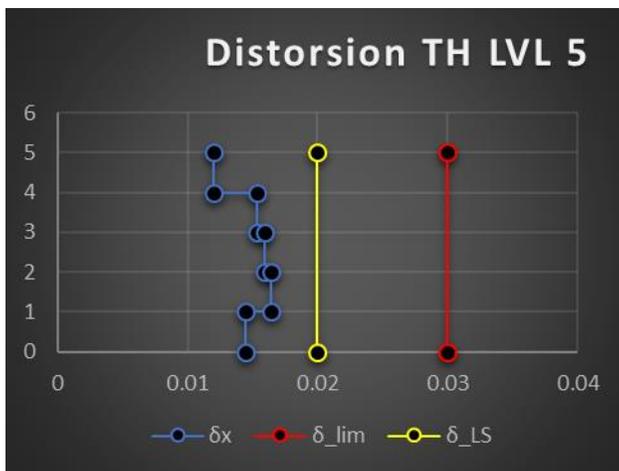
SISMO C, para el modelo LVL 5



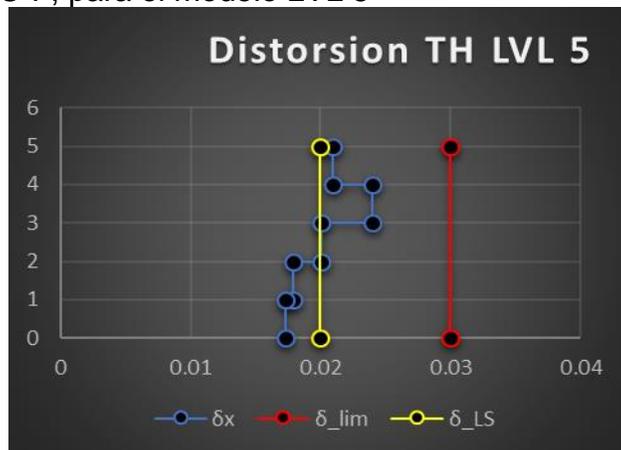
SISMO D, para el modelo LVL 5



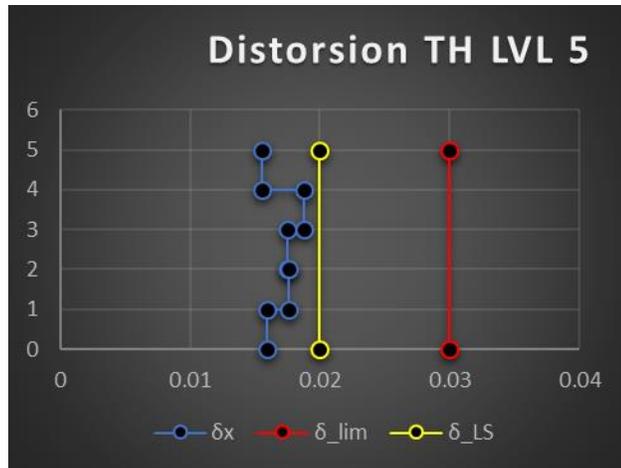
SISMO E, para el modelo LVL 5



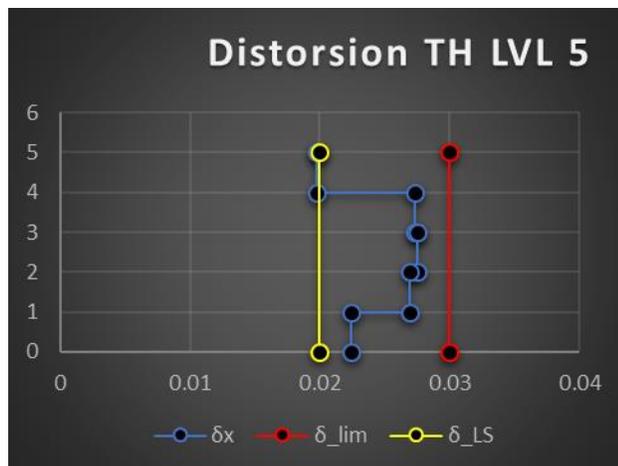
SISMO F, para el modelo LVL 5



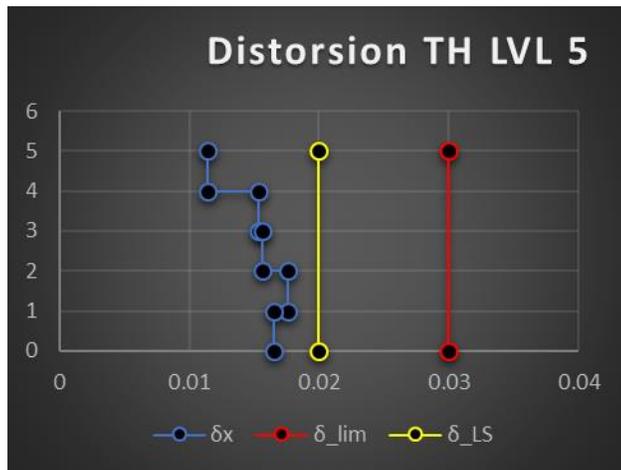
SISMO G, para el modelo LVL 5



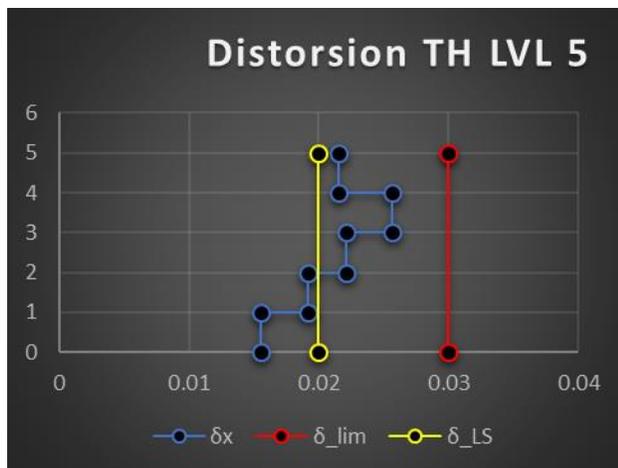
SISMO H, para el modelo LVL 5



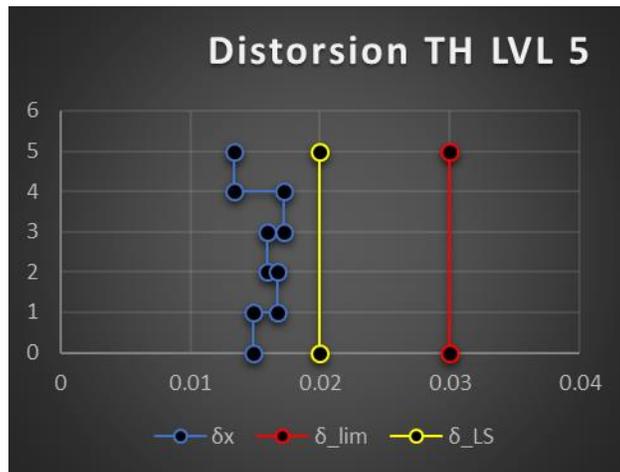
SISMO I, para el modelo LVL 5



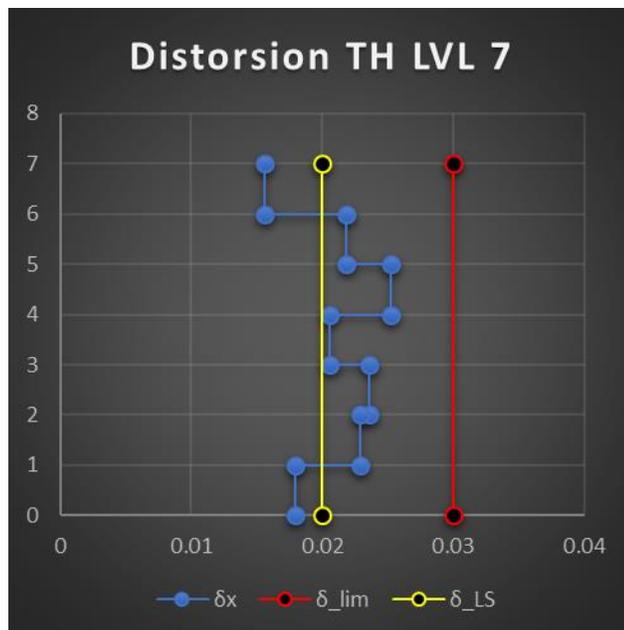
SISMO J, para el modelo LVL 5



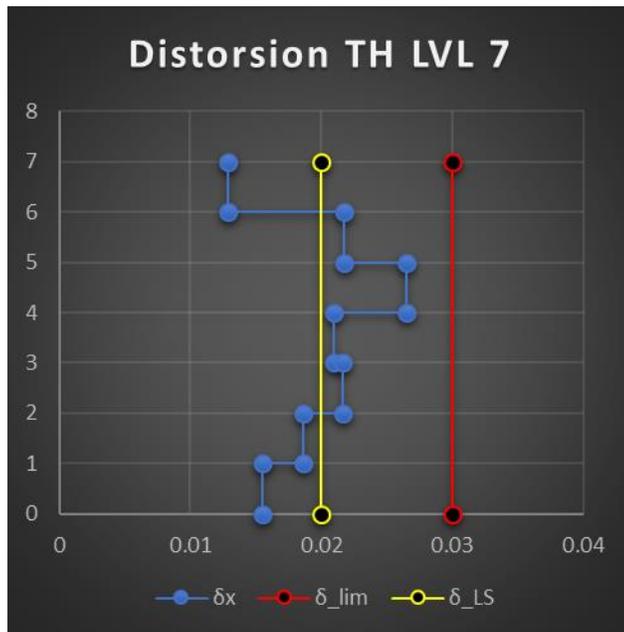
SISMO K, para el modelo LVL 5



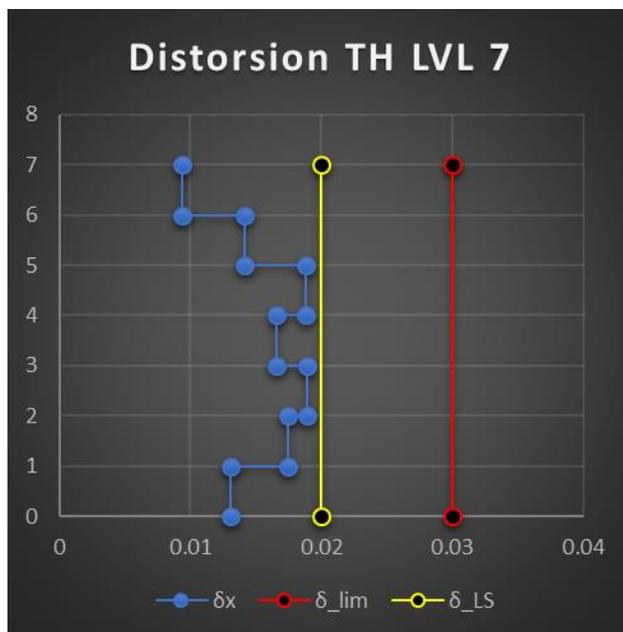
SISMO A, para el modelo LVL 7



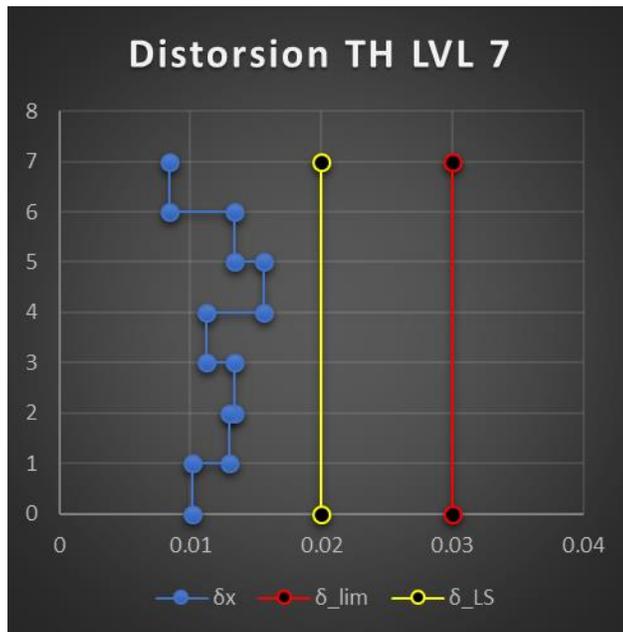
SISMO B, para el modelo LVL 7



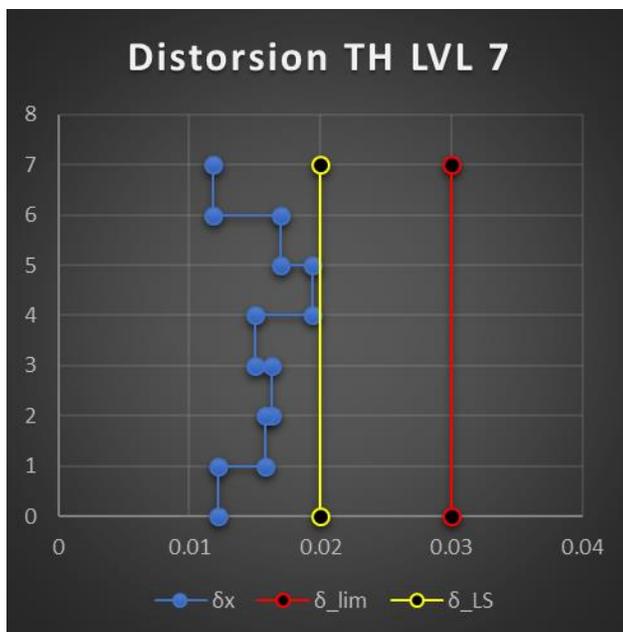
SISMO C, para el modelo LVL 7



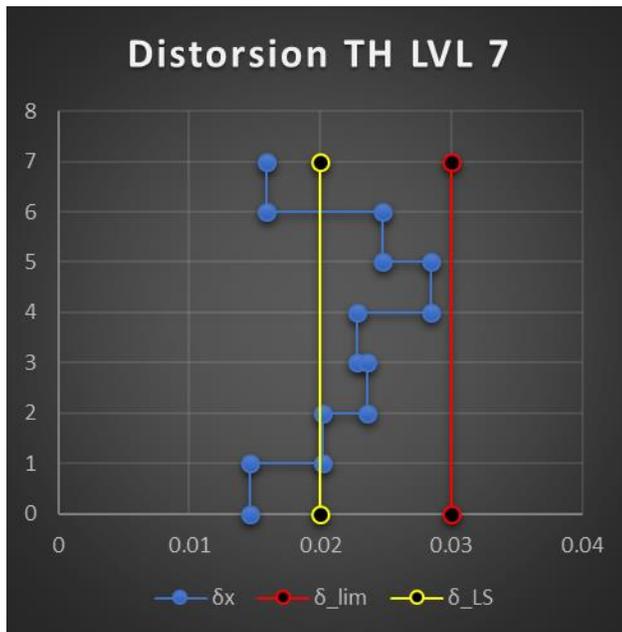
SISMO D, para el modelo LVL 7



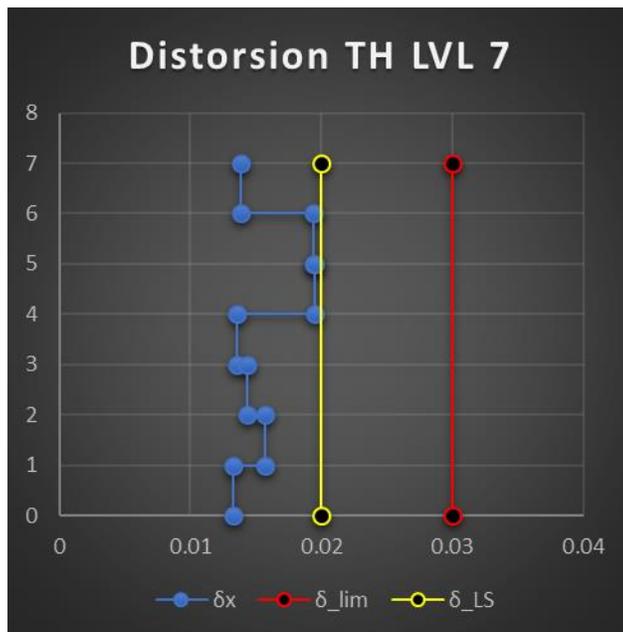
SISMO E, para el modelo LVL 7



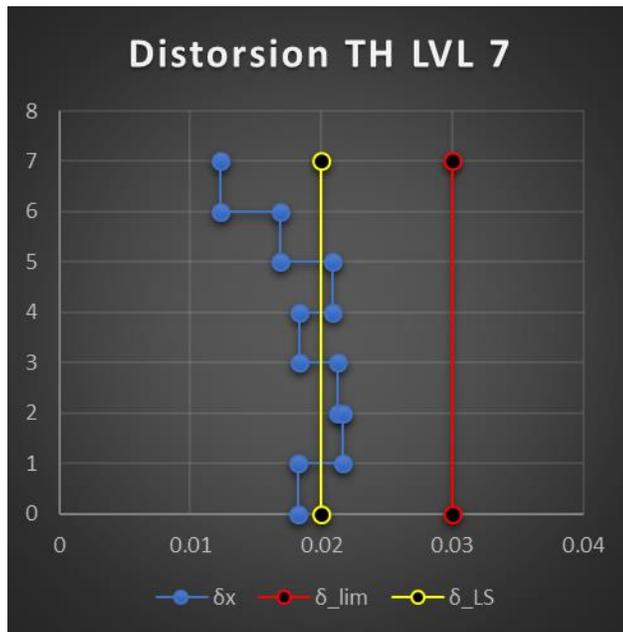
SISMO F, para el modelo LVL 7



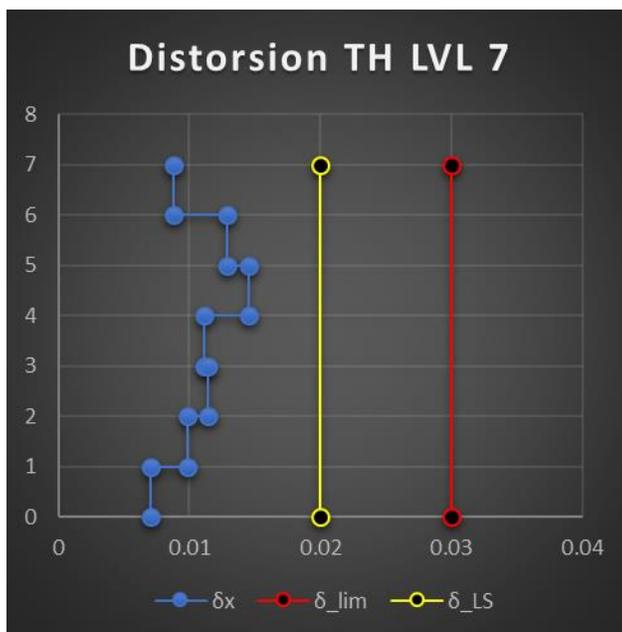
SISMO G, para el modelo LVL 7



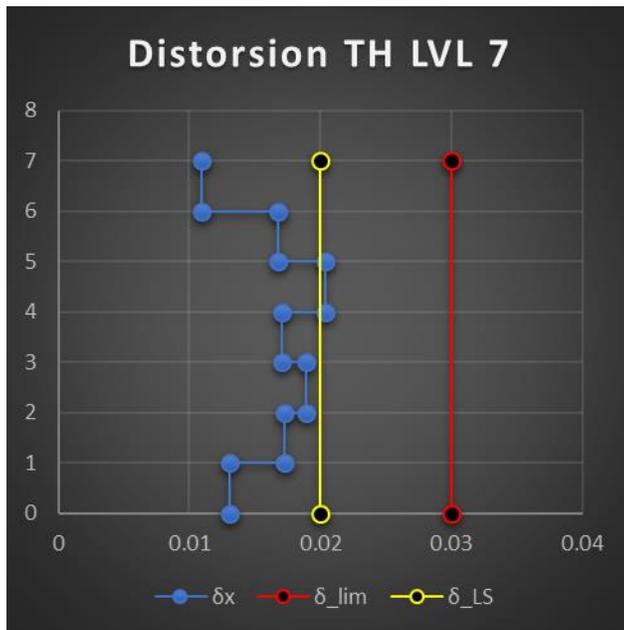
SISMO H, para el modelo LVL 7



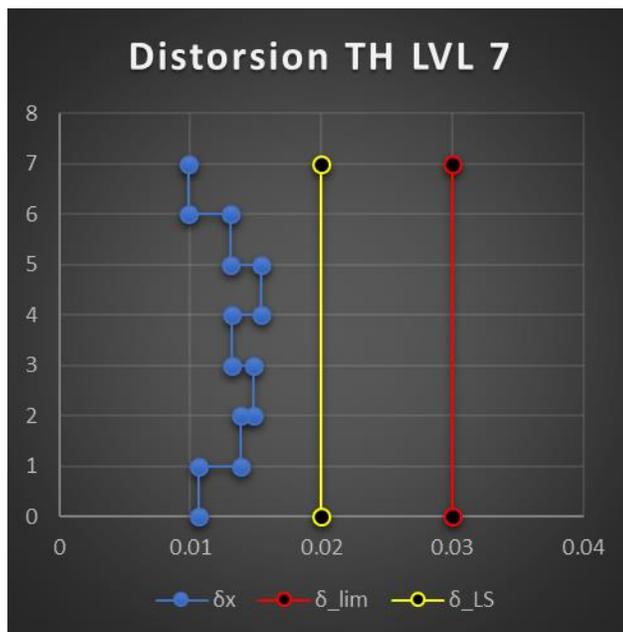
SISMO I, para el modelo LVL 7



SISMO J, para el modelo LVL 7



SISMO K, para el modelo LVL 7



D. Resultados obtenidos entre los análisis PUSHOVER y TIME-HISTORY

A continuación, se presentan a manera de comparación los resultados obtenidos de cada análisis no lineal evaluado en esta investigación, entre los resultados obtenidos para el análisis estático no lineal “PUSHOVER” y el dinámico no lineal “TIME-HISTORY, tenemos:

Respuesta a la disipación de energía histerética

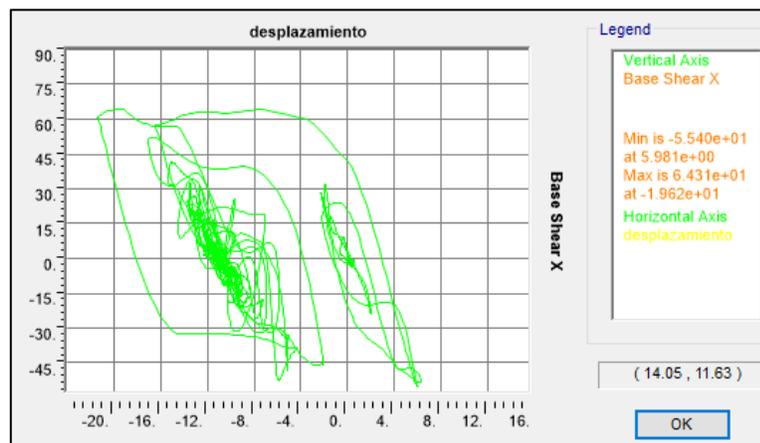
Para el modelo LVL 3, tenemos:

- Caso Pushover



Nos encontramos con la ya conocida grafica fuerza-desplazamiento del análisis PUSHOVER, ya que es la manera histerética de demostrar la disipación de energía del modelo cuando es sometido al análisis de fuerza lateral “PUSHOVER”, idealizado como movimiento sísmico para este análisis. Tenemos como respuestas máximas para el modelo LVL 3 un desplazamiento de 22.748 cm y una fuerza basal de 69.493 tonf.

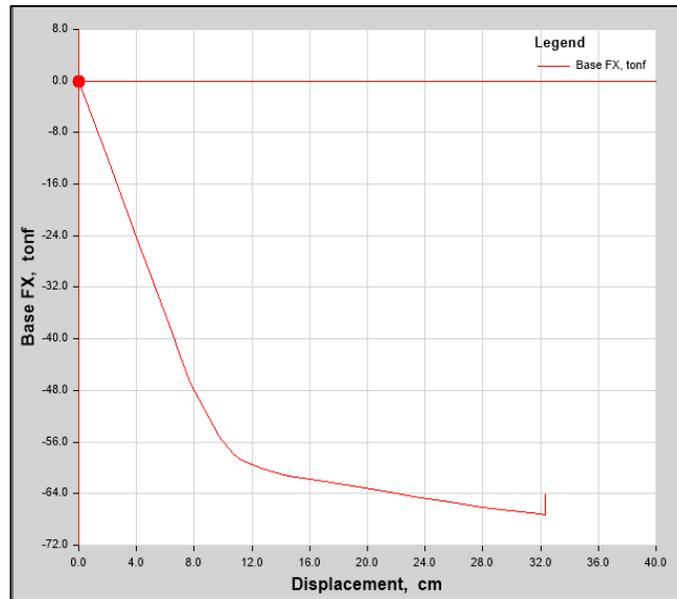
- Caso Time-History



Como ya antes se mencionó en esta monografía, al utilizar registros de movimiento de tierra como casos de carga a los que está sometida la estructura, terminamos obteniendo esta grafica que nos muestra la disipación de energía histerética del modelo LVL 3, usando un enfoque no lineal en la que nos da un desplazamiento de respuesta máxima de 19.62 cm generado por un cortante de 64.31 tonf.

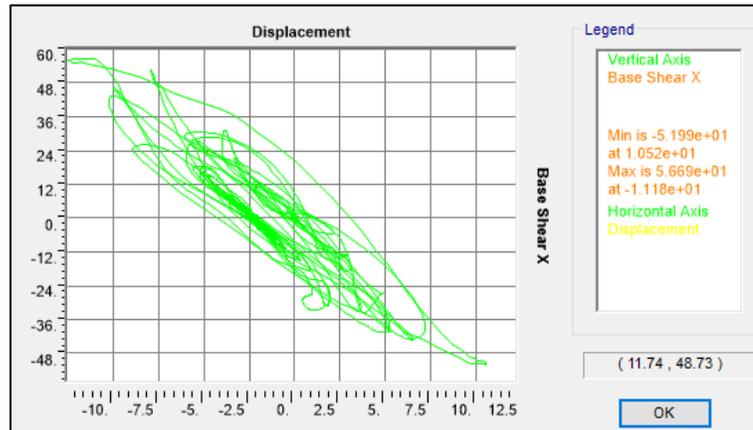
Para el modelo LVL 5, tenemos:

- Caso Pushover



Nos encontramos con la ya conocida grafica fuerza-desplazamiento del análisis PUSHOVER, ya que es la manera histerética de demostrar la disipación de energía del modelo cuando es sometido al análisis de fuerza lateral “PUSHOVER”, idealizado como movimiento sísmico para este análisis. Tenemos como respuestas máximas para el modelo LVL 5 un desplazamiento de 32.31 cm y una fuerza basal de 67.31 tonf.

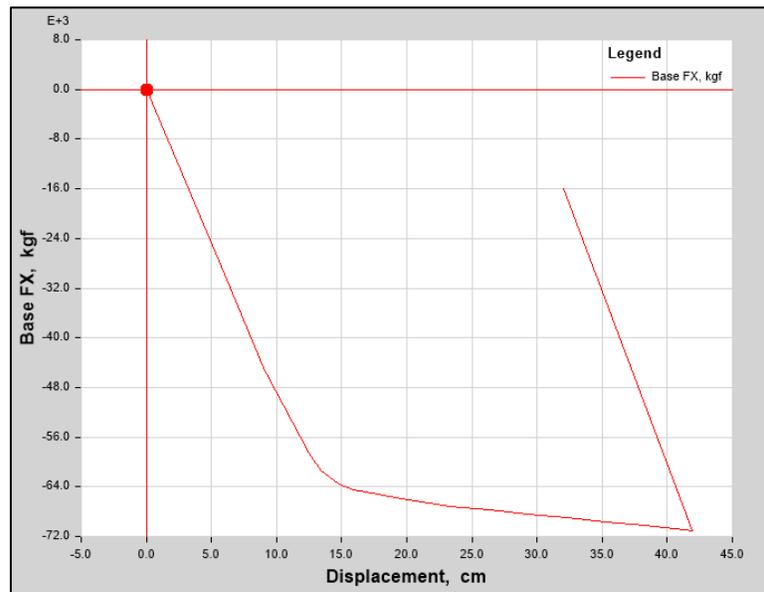
- Caso Time-History



Como ya antes se mencionó en esta monografía, al utilizar registros de movimiento de tierra como casos de carga a los que está sometida la estructura, terminamos obteniendo esta grafica que nos muestra la disipación de energía histerética del modelo LVL 5, usando un enfoque no lineal en la que nos da un desplazamiento de respuesta máxima de 11.18 cm generado por un cortante de 56.69 tonf.

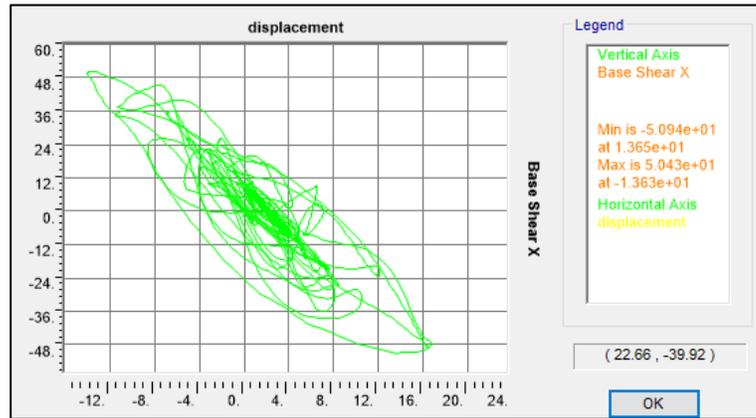
Para el modelo LVL 7, tenemos:

- Caso Pushover



Nos encontramos con la ya conocida grafica fuerza-desplazamiento del análisis PUSHOVER, ya que es la manera histerética de demostrar la disipación de energía del modelo cuando es sometido al análisis de fuerza lateral “PUSHOVER”, idealizado como movimiento sísmico para este análisis. Tenemos como respuestas máximas para el modelo LVL 7 un desplazamiento de 41.912 cm y una fuerza basal de 71.029 tonf.

- Caso Time-History



Como ya antes se mencionó en esta monografía, al utilizar registros de movimiento de tierra como casos de carga a los que está sometida la estructura, terminamos obteniendo esta grafica que nos muestra la disipación de energía histerética del modelo LVL 7, usando un enfoque no lineal en la que nos da un desplazamiento de respuesta máxima de 13.65 cm generado por un cortante de 50.94 tonf.

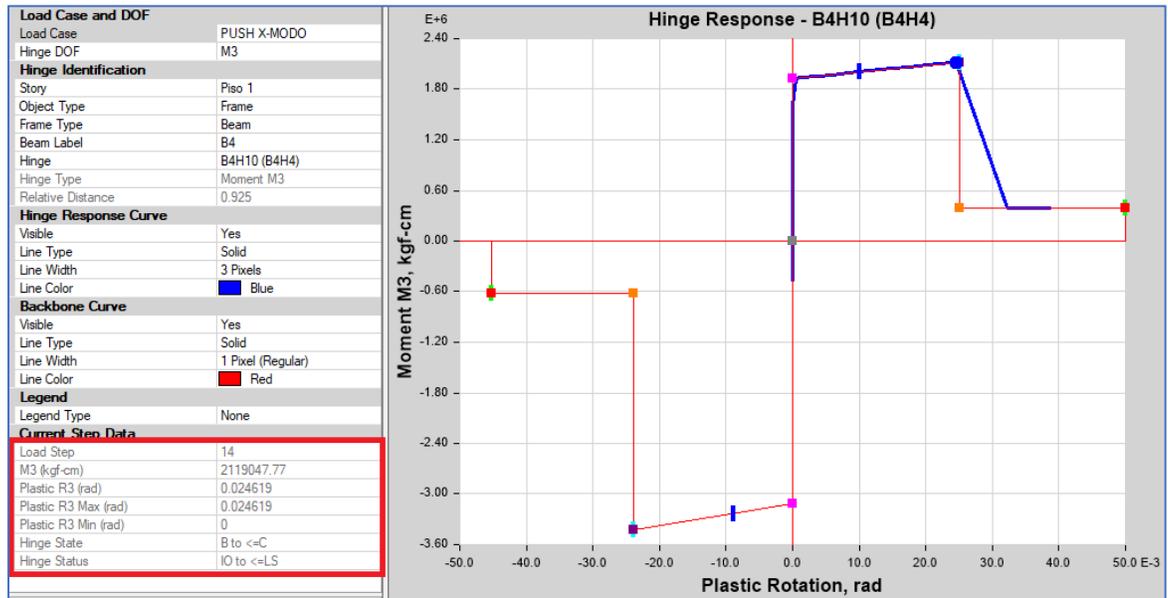
Respuesta al mecanismo de colapso en las rotulas

Anteriormente en el capítulo 4 de esta monografía se dejó marcado en las ilustraciones 38, y 47 para el modelo LVL 3, 39 y 48 para el modelo LVL 5, 40 y 49 para el modelo LVL 7 que corresponden al mecanismo de colapso de generado para los dos tipos de análisis no lineal aplicados a los modelos de estudio.

Para el modelo LVL 3

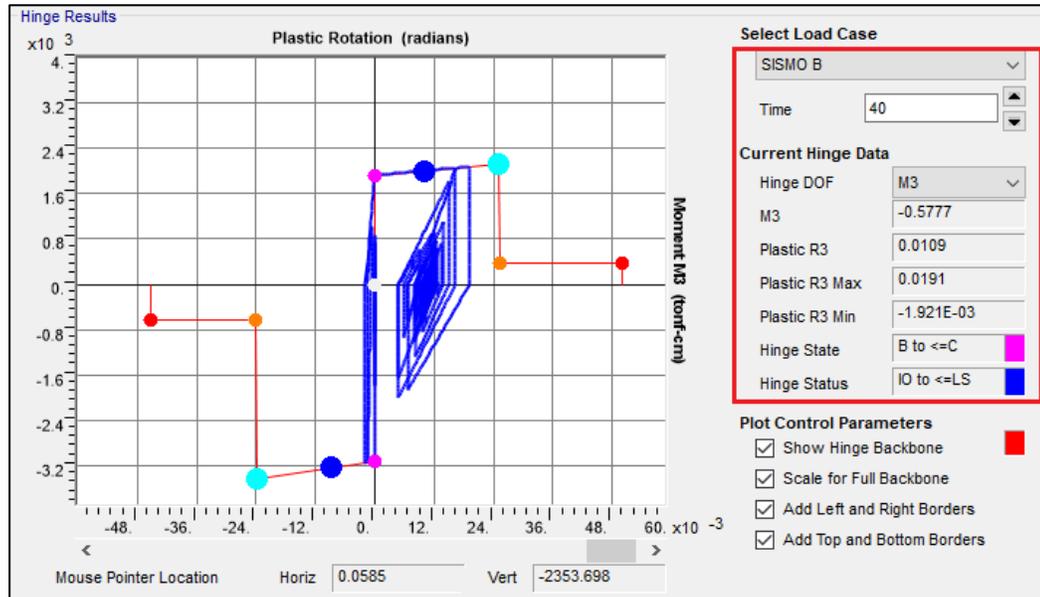
Viga BC Pto. 2

- Caso Pushover



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #2 de la viga BC, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al alcanzar el desplazamiento máximo de 22 cm antes de entrar en pérdida en el paso 14 del evento de carga lateral “PUSHOVER” la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzamos el estado de Seguridad de vida (LS)

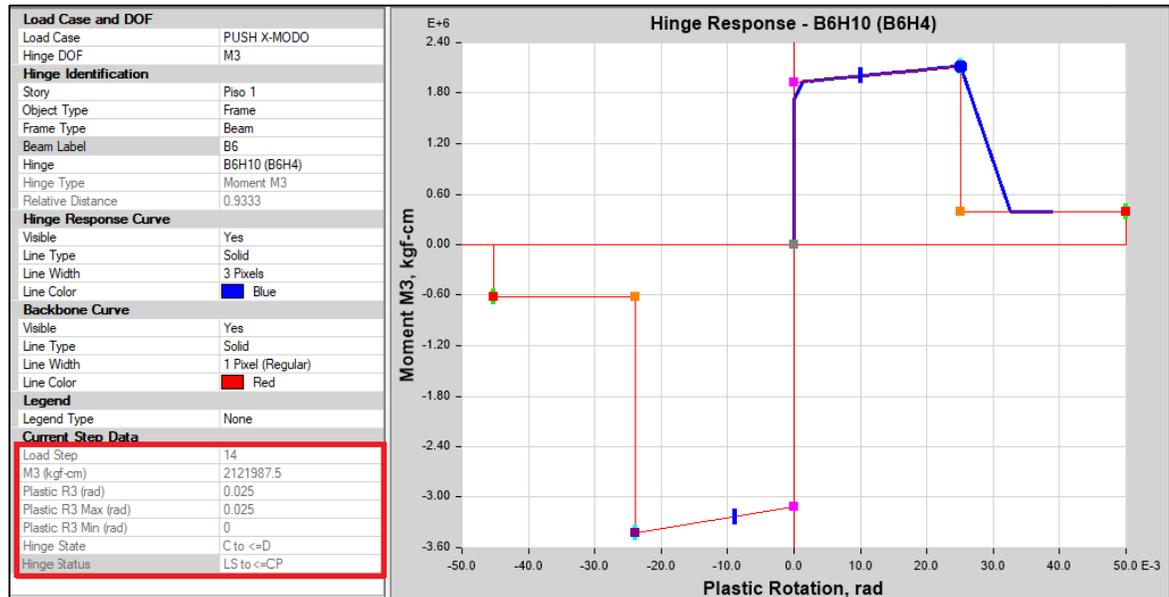
- Caso Time-History



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #2 de la viga BC, donde se denota en el cuadro rojo, que la misma al finalizar el evento sísmico denominado SISMO B, la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona "BC" de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzado el estado de seguridad de vida (LS)

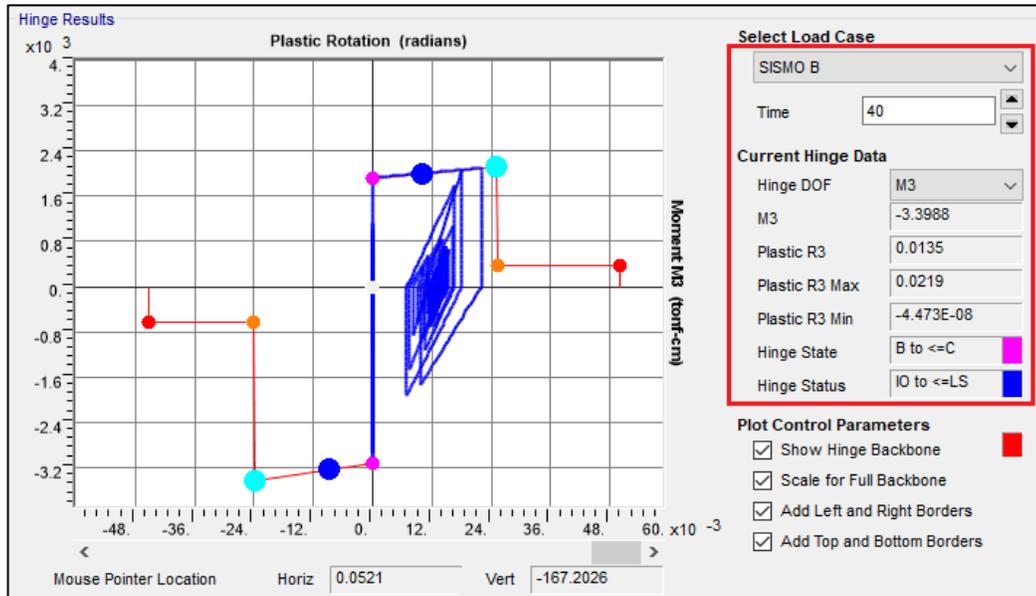
Viga CD Pto. 2

- Caso Pushover



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #2 de la viga CD, donde se denota en el cuadro rojo, que la misma al alcanzar el desplazamiento máximo de 22 cm antes de entrar en pérdida en el evento de carga lateral "PUSHOVER" la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona "CD" de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzamos el estado de prevención de colapso (CP).

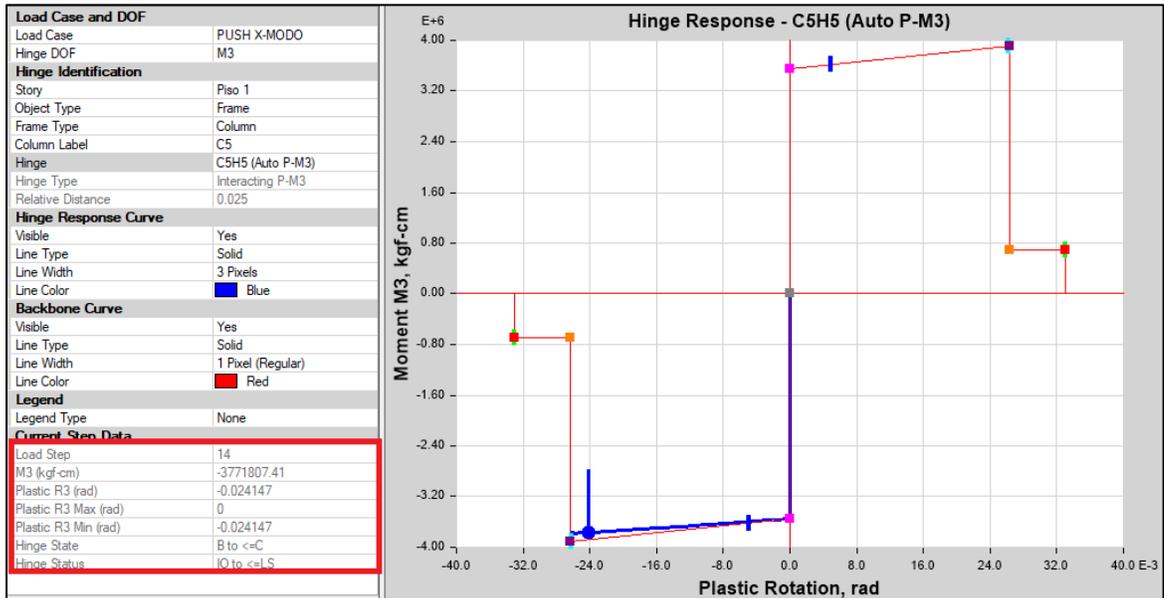
- Caso Time-History



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #2 de la viga CD, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al finalizar el evento sísmico denominado SISMO B, la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzado el estado de seguridad de vida (LS)

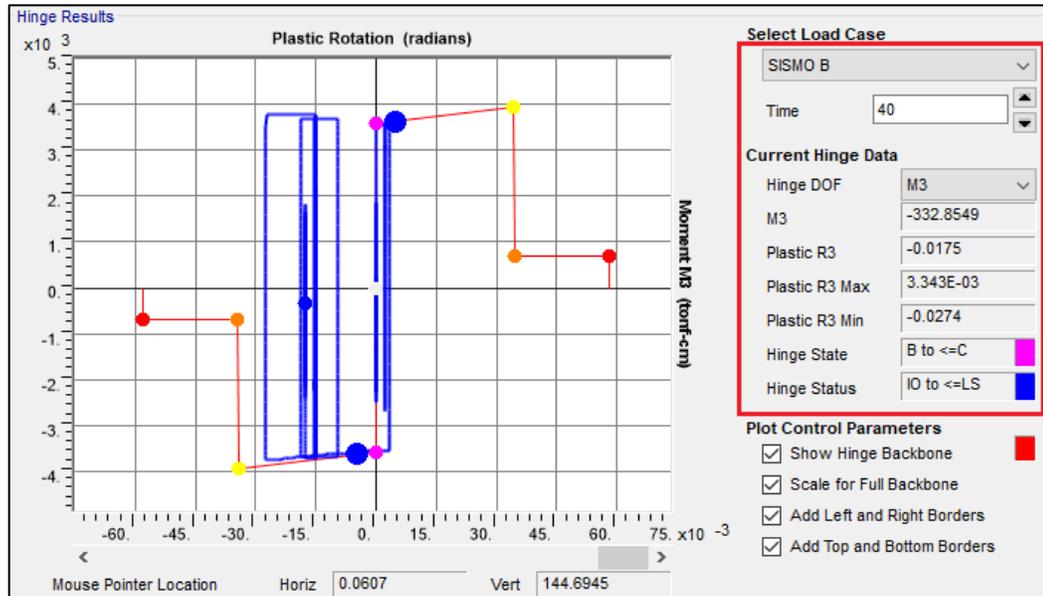
Columna C Pto. 1

- Caso Pushover



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la columna C, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al alcanzar el desplazamiento máximo de 22 cm antes de entrar en pérdida en evento de carga lateral “PUSHOVER” la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzamos el estado de seguridad de vida (LS).

- Caso Time-History



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la columna C, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al finalizar el evento sísmico denominado SISMO B, la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzado el estado de seguridad de vida (LS)

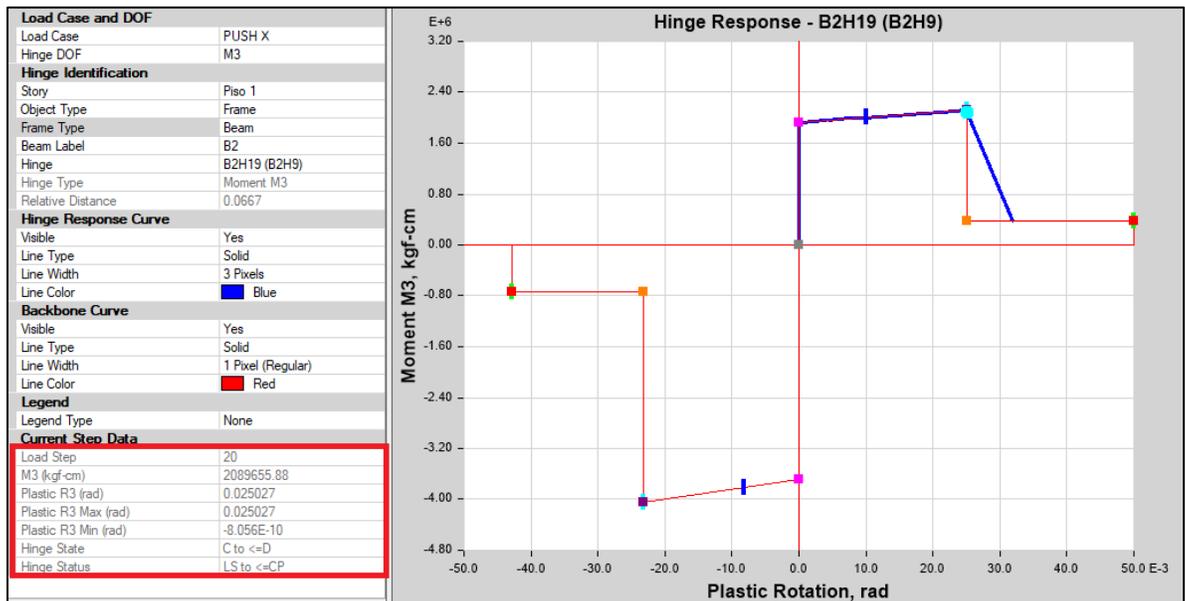
A continuación, se presenta una tabla con el resumen de los correspondientes estados finales de las rotulas bajo efecto de los casos Pushover y Time-History,

Modelo LVL 3			
Elemento	Rotula	Analisis	Estado
Viga	BC_Pto. 2	Pushover	LS
Viga	BC_Pto. 2	Time-History	LS
Viga	CD_Pto. 2	Pushover	CP
Viga	CD_Pto. 2	Time-History	LS
Columna	C_Pto. 1	Pushover	LS
Columna	C_Pto. 1	Time-History	LS

Para el modelo LVL 5

Viga AB Pto. 1

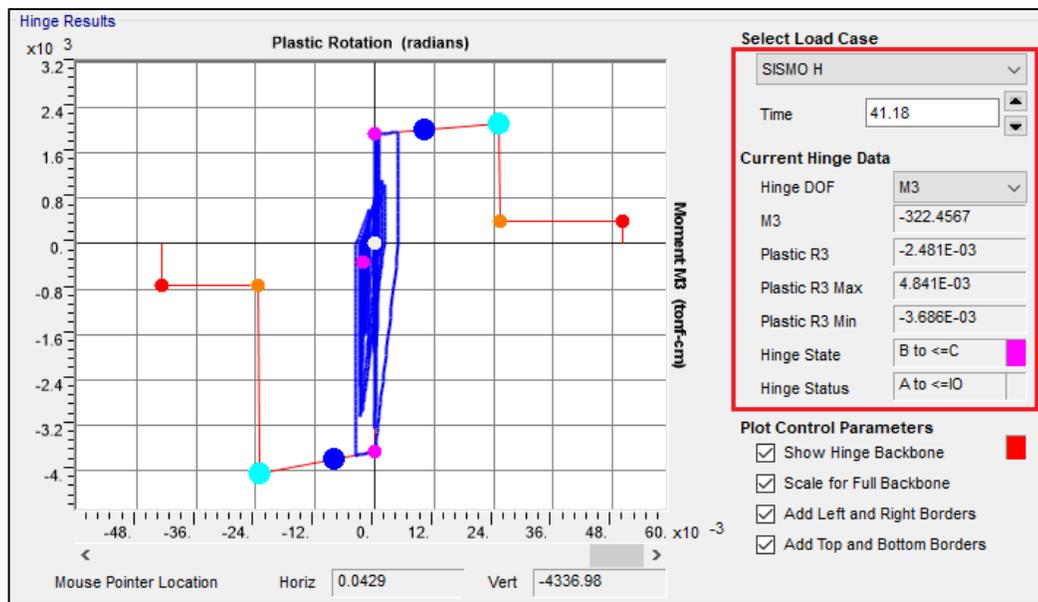
- Caso Pushover



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la viga AB, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al alcanzar el desplazamiento máximo de 32 cm antes de entrar en pérdida en el evento de carga

lateral “PUSHOVER” la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “CD” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzamos el estado de prevención de colapso (CP).

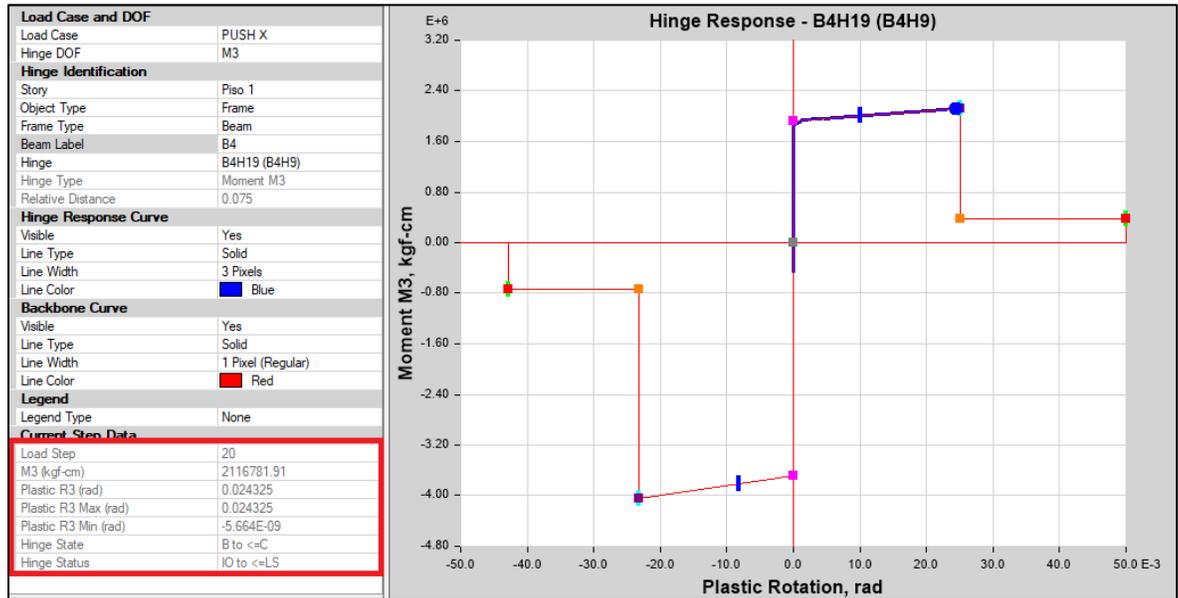
- Caso Time-History



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la viga AB, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al finalizar el evento sísmico denominado SISMO H, la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzado el estado de Ocupación Inmediata (OI)

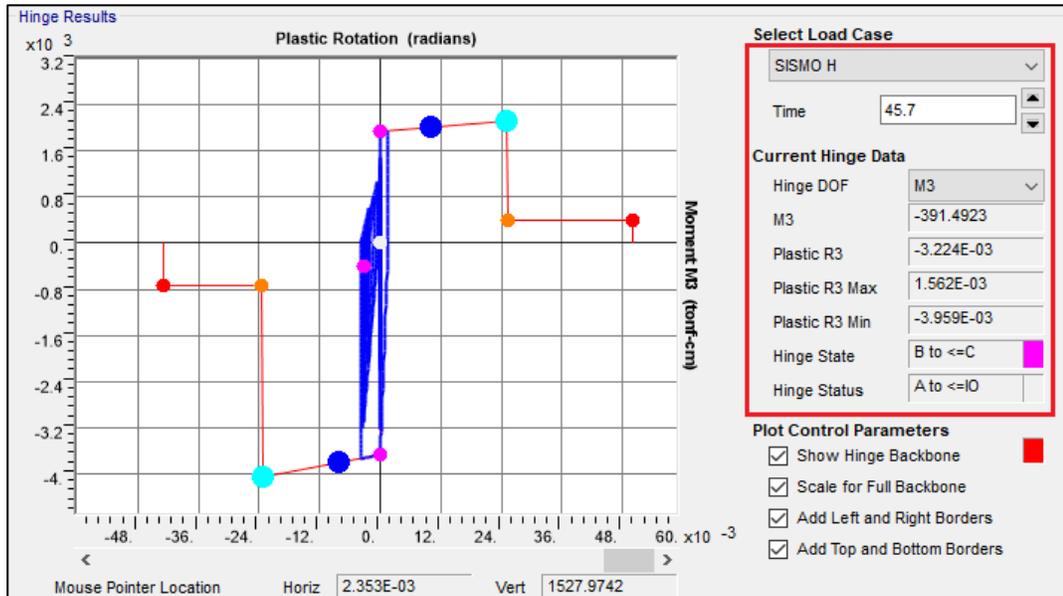
Viga BC Pto. 1

- Caso Pushover



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la viga BC, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al alcanzar el desplazamiento máximo de 32 cm antes de caer en pérdida en el evento de carga lateral “PUSHOVER” la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzamos el estado de seguridad de vida (LS).

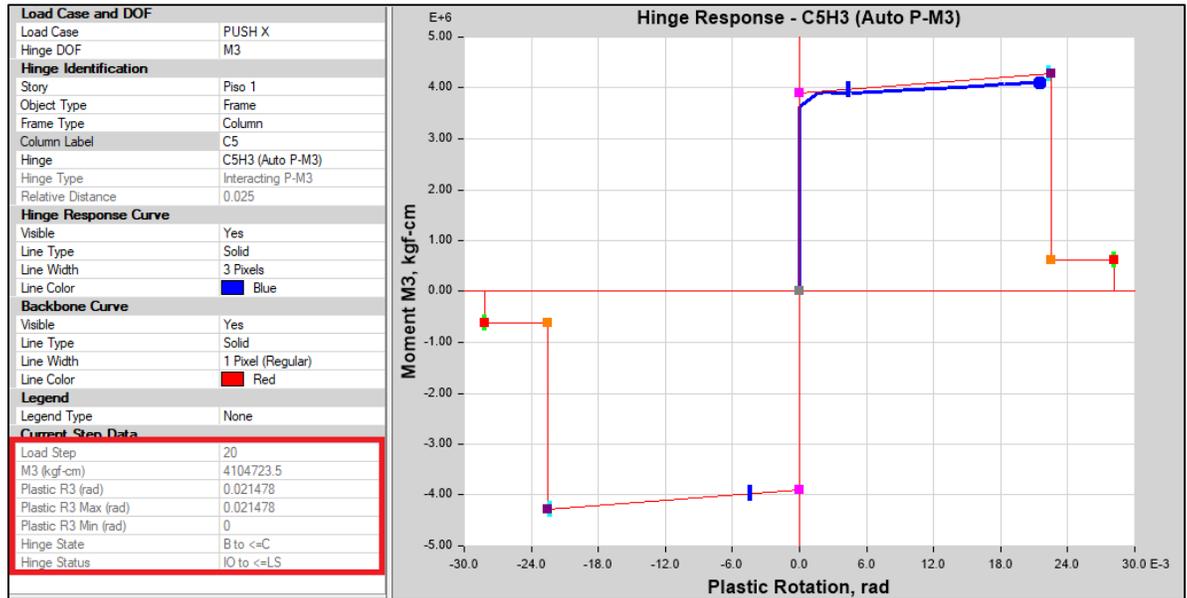
- Caso Time-History



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la viga BC, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al finalizar el evento sísmico denominado SISMO H, la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzado el estado de Ocupación Inmediata (OI)

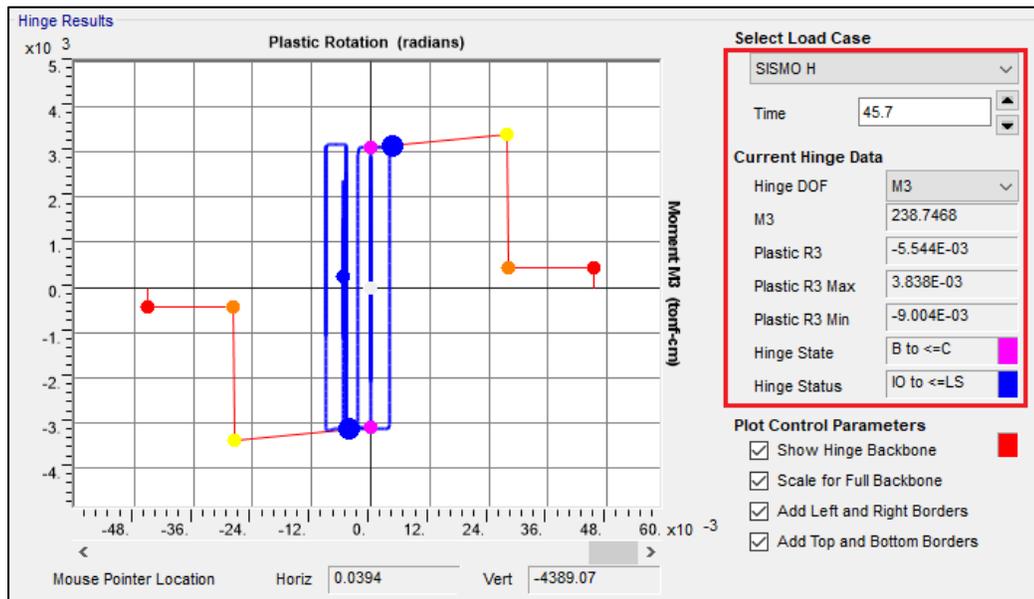
Columna C Pto. 1

- Caso Pushover



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la columna C, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al alcanzar el desplazamiento máximo de 32 cm antes de caer en pérdida en el evento de carga lateral “PUSHOVER” la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzamos el estado de seguridad de vida (LS).

- Caso Time-History



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la columna C, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al finalizar el evento sísmico denominado SISMO H, la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzado el estado de seguridad de vida (LS)

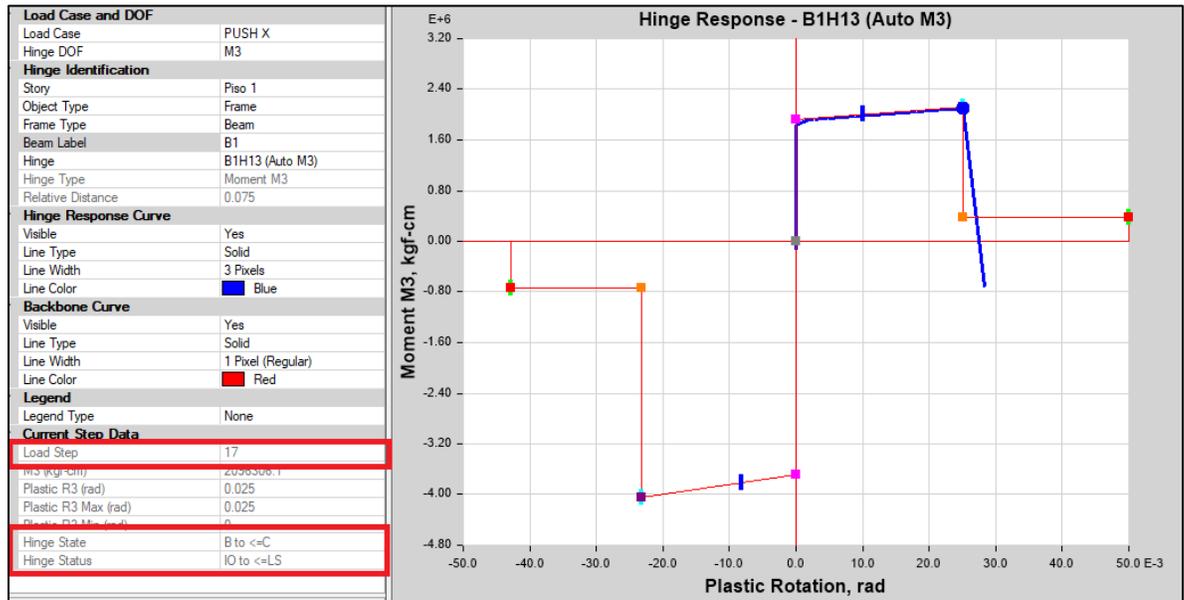
A continuación, se presenta una tabla con el resumen de los correspondientes estados finales de las rotulas bajo efecto de los casos Pushover y Time-History,

Modelo LVL 5			
Elemento	Rotula	Analisis	Estado
Viga	AB_Pto. 1	Pushover	CP
Viga	AB_Pto. 1	Time-History	IO
Viga	BC_Pto. 1	Pushover	LS
Viga	BC_Pto. 1	Time-History	IO
Columna	C_Pto. 1	Pushover	LS
Columna	C_Pto. 1	Time-History	LS

Para el modelo LVL 7

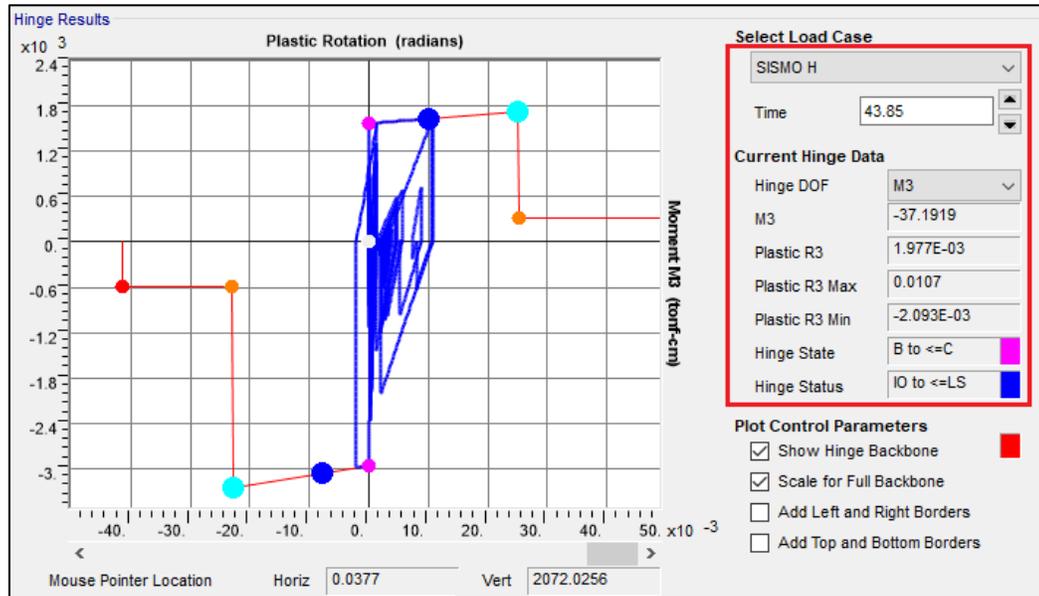
Viga AB Pto. 1

- Caso Pushover



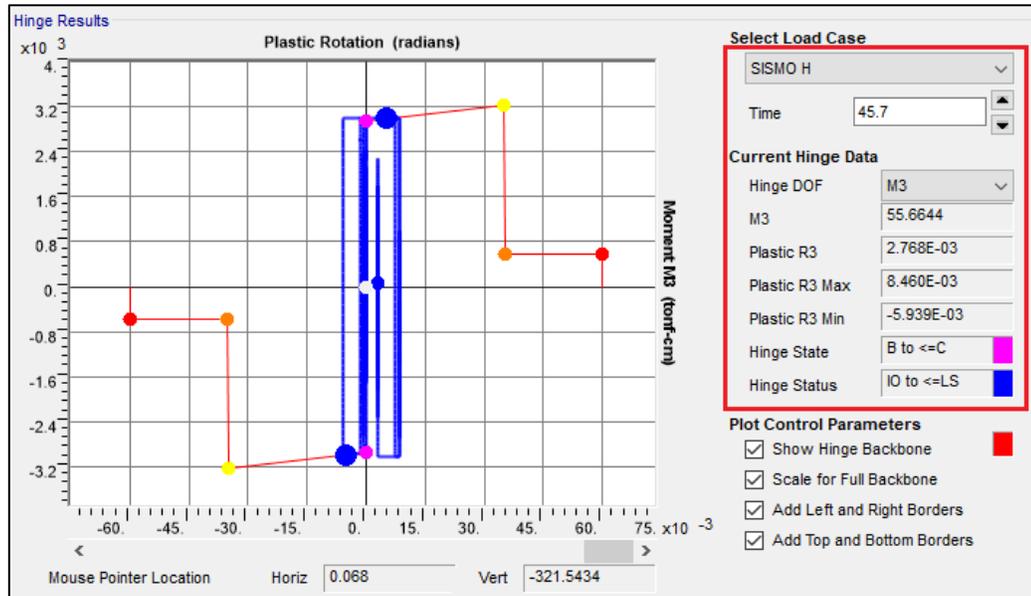
En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la viga AB, donde se denota en los cuadros rojos que la misma al alcanzar el desplazamiento máximo de 41 cm antes de caer en pérdida en el evento de carga lateral “PUSHOVER” la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzamos el estado de prevención de colapso (LS).

- Caso Time-History



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la viga AB, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al finalizar el evento sísmico denominado SISMO H, la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzado el estado de seguridad de vida (LS)

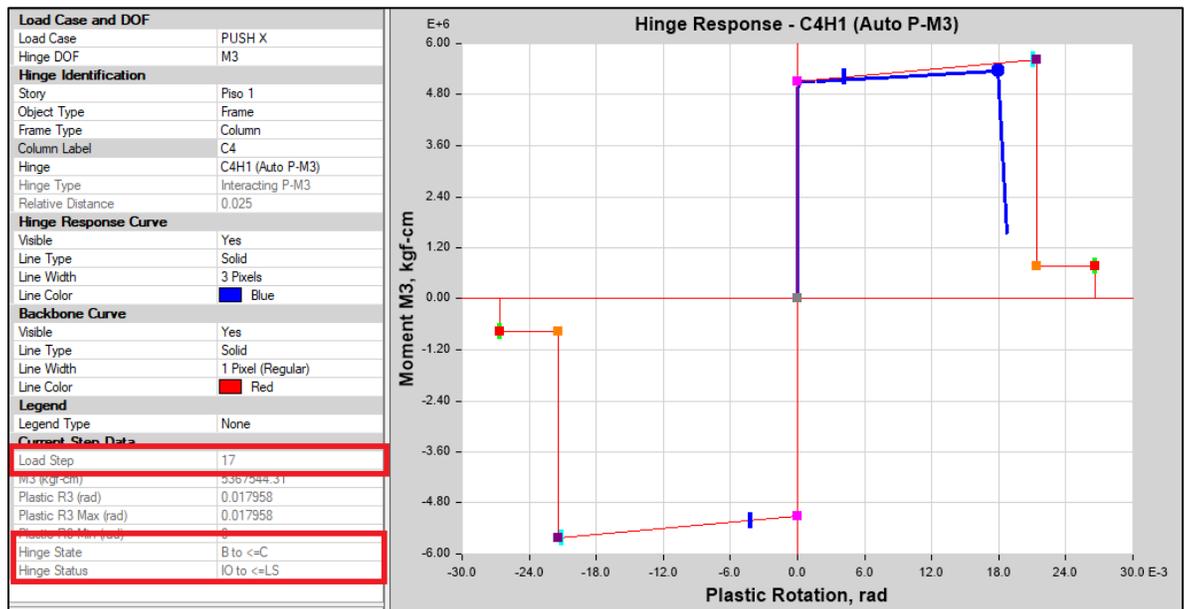
- Caso Time-History



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la columna B, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al finalizar el evento sísmico denominado SISMO H, la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzado el estado de seguridad de vida (LS)

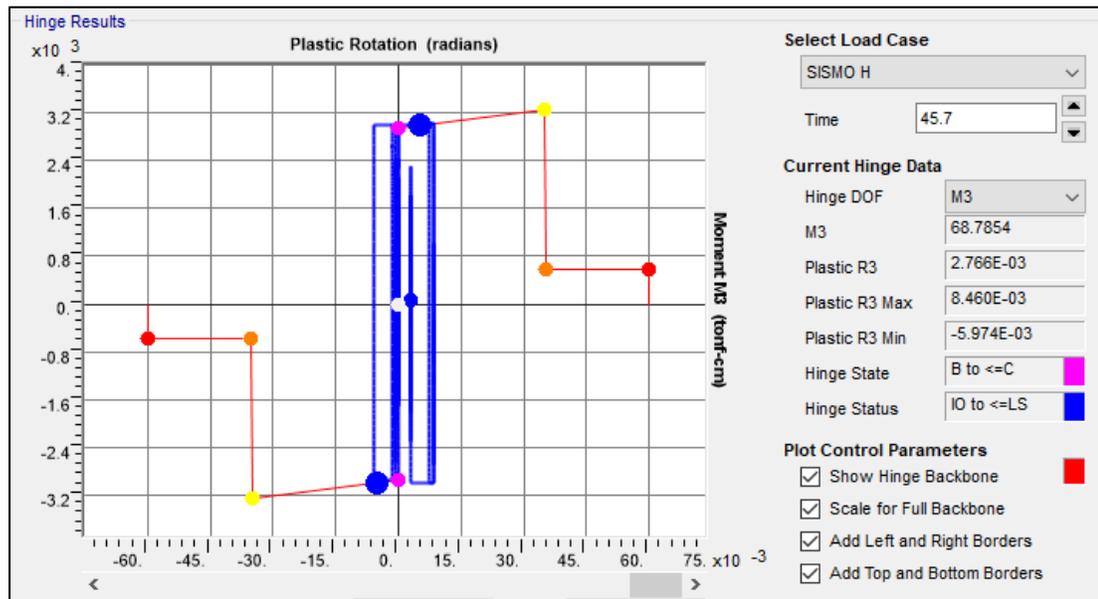
Columna C Pto. 1

- Caso Pushover



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la columna C, donde se denota en los cuadros rojos que la misma al alcanzar el desplazamiento máximo de 41 cm antes de caer en pérdida en el evento de carga lateral “PUSHOVER” la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzamos el estado de seguridad de vida (LS).

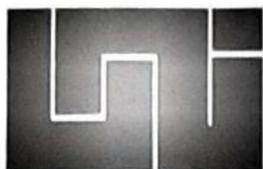
- Caso Time-History



En la ilustración, encontramos el comportamiento histerético de la rótula #1 de la columna C, donde se denota en el cuadro rojo que la misma al finalizar el evento sísmico denominado SISMO H, la rótula había alcanzado un desempeño dentro de la zona “BC” de la gráfica fuerza-deformación que encontramos detallada en la sección 4.4.3.3 de esta monografía, dejándonos claro que dicha rotula ha alcanzado el estado de seguridad de vida (LS)

A continuación, se presenta una tabla con el resumen de la tasación correspondiente entre el Pushover y el Time-History

Modelo LVL 7			
Elemento	Rotula	Analisis	Estado
Viga	AB_Pto. 1	Pushover	LS
Viga	AB_Pto. 1	Time-History	LS
Columna	B_Pto. 1	Pushover	LS
Columna	B_Pto. 1	Time-History	LS
Columna	C_Pto. 1	Pushover	LS
Columna	C_Pto. 1	Time-History	LS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8: CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la **FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION** hace constar que:

SUÁREZ LÓPEZ JEYKER MARCELL

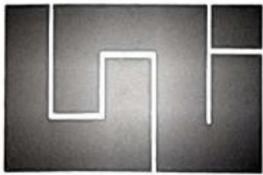
Carne: **2013-61576** Turno **Diurno** Plan de Estudios **97-15** de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERIA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los veinte y siete días del mes de septiembre del año dos mil diecinueve.

Atentamente,



Dr. Francisco Efraín Chamorro Blandón
Secretario de Facultad



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8: CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la **FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION** hace constar que:

NOVOA GUINEA GERARDO ADAN

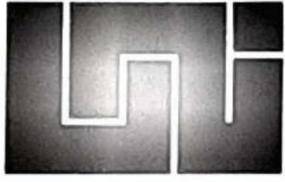
Carne: **2013-61810** Turno **Diurno** Plan de Estudios **97-15** de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERIA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los veinte y siete días del mes de septiembre del año dos mil diecinueve.

Atentamente,



Dr. Francisco Efraín Chamorro Blandón
Secretario de Facultad



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
SECRETARIA ACADEMICA**

**HOJA DE MATRICULA
AÑO ACADEMICO 2019**

No. Recibo **105298** No. Inscripción **632**

NOMBRES Y APELLIDOS: Jeyker Marcell Suárez López TURNO:
 CARRERA: INGENIERIA CIVIL CARNET: 2013-61576
 PLAN DE ESTUDIO: 97-15 SEMESTRE: SEGUNDO SEMESTRE FECHA: 27/09/2019
2019

No.	ASIGNATURA	GRUPO	AULA	CRED.	F	R
1	ULTIMA LINEA					

F:Frecuencia de Inscripciones de Asignatura R: Retiro de Asignatura.

ISOZA

GRABADOR



FIRMA Y SELLO DEL
FUNCIONARIO

FIRMA DEL
ESTUDIANTE

cc:ORIGINAL:ESTUDIANTE - COPIA:EXPEDIENTE.

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 27-sep.-2019



HOJA DE MATRICULA
 AÑO ACADEMICO 2019

No. Recibo **105297**

No. Inscripción **631**

NOMBRES Y APELLIDOS : Gerardo Adan Novoa Guinea

CARRERA : INGENIERIA CIVIL

CARNET : 2013-61810

TURNO :

PLAN DE ESTUDIO : 97-15

SEMESTRE : SEGUNDO SEMESTRE
 2019

FECHA : 27/09/2019

No.	ASIGNATURA	GRUPO	AULA	CRED.	F	R
1	ULTIMA LINEA					

F:Frecuencia de Inscripciones de Asignatura R: Retiro de Asignatura.

ISOZA

GRABADOR

FIRMA Y SELLO DEL
 FUNCIONARIO

FIRMA DEL
 ESTUDIANTE

cc:ORIGINAL:ESTUDIANTE - COPIA:EXPEDIENTE.

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 27-sep.-2019