

UNIVERSIDAD DE CUENCA



Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

“Modelación y análisis por desempeño de una estructura de acero, considerando deterioro para la predicción del colapso”

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil.

AUTOR:

Bryam Xavier Astudillo Carpio

C.I. 0104858816

DIRECTOR:

Ing. Francisco Xavier Flores Solano, PhD.

C.I. 0301547410

Cuenca – Ecuador

Octubre, 2018.



## RESUMEN

En materia sísmica, los códigos de diseño manejan el concepto de transformar los complicados comportamientos dinámicos no lineales de estructuras ante sismos en problemas lineales equivalentes a más de la asignación de coeficientes arbitrarios de reducción de carga.

En este trabajo de titulación se propone el análisis por desempeño a nivel de derivas de un sistema especial sismorresistente de acero, en base a análisis dinámicos no lineales. También se muestra la ejecución de una serie de chequeos a través de análisis estáticos y dinámicos no lineales para verificar el correcto comportamiento del modelo. Los análisis se realizarán en el software OpenSees.

El prototipo a utilizar proviene de un ejemplo de evaluación de colapso usado en el proyecto ATC-76-1. El modelo generado es de plasticidad concentrada, con rótulas plásticas en vigas y columnas, siguiendo la teoría de deterioro modificada de Ibarra-Medina-Krawinkler. La no linealidad geométrica, efecto PDelta, se incluye a través de la modelación de una columna sin resistencia lateral, leaning column.

Se analizaron tres niveles de intensidad sísmica (servicio, diseño y MCE), sobre el modelo calibrado con dos estrategias de reducción de capacidad por la interacción de la carga axial – momento. Los resultados muestran que los objetivos de servicio no se cumplen mientras que los objetivos del diseño si satisfacen los requisitos de derivas. Para la intensidad MCE se hace más evidente el efecto de la reducción de capacidad, cumpliendo los requisitos de desempeño únicamente para la estrategia 2 (carga axial debido a cargas de gravedad).

**PALABRAS CLAVE:** DESEMPEÑO, MODELACIÓN, PLASTICIDAD CONCENTRADA, OPENSEES, DETERIORO, COLAPSO, PÓRTICOS ESPECIALES DE ACERO.



## ABSTRACT

In seismic design, codes handle the concept of transforming complicated nonlinear dynamical behaviors of structures during earthquakes into equivalent linear problems, even assigning arbitrary load reduction coefficients for analysis.

In this work, the performance analysis at drift level of a special seismic steel system is proposed, based on non-linear dynamic analyzes. It also shows the execution of a series of checks through nonlinear dynamic and static analysis to verify the correct behavior of the model. The analyzes will be carried out in OpenSees.

The prototype to be used comes from an example of collapse evaluation used in the ATC-76-1 project. The model generated has concentrated plasticity, with plastic hinges in beams and columns, following the modified deterioration theory of Ibarra-Medina-Krawinkler. The geometric non-linearity, PDelta effect, is included through modeling a column without lateral resistance, leaning column, loaded with the weight of the non-tributary area of the lateral system.

Three levels of seismic intensity were analyzed, corresponding to earthquakes with return periods of 72, 475 and 2500 years (service, design and MCE), on the model calibrated with two capacity reduction strategies by the interaction of the axial load - moment. The results show that the service objectives are not met while the design objectives do meet the requirements of drifts. For the MCE intensity the effect of the capacity reduction is more evident, fulfilling the performance requirements only for strategy 2 (axial load due to gravity loads).

**KEYWORDS:** PERFORMANCE, MODELING, CONCENTRATED PLASTICITY, OPENSEES, DETERIORATION, COLLAPSE, SPECIAL STEEL FRAMES.



## TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN.....	2
ABSTRACT.....	3
TABLA DE CONTENIDOS.....	4
LISTA DE FIGURAS.....	7
LISTA DE TABLAS.....	10
1. INTRODUCCIÓN.....	15
1.1. Antecedentes.....	15
1.2. Justificación de la investigación.....	16
1.3. Objetivos.....	17
1.3.1. Objetivo General.....	17
1.3.2. Objetivo Específicos.....	17
1.4. Organización de los capítulos.....	18
2. MARCO TEÓRICO.....	19
2.1. Definiciones previas.....	19
2.2. Pórticos resistentes a momentos y mecanismo de falla.....	20
2.3. Análisis por desempeño.....	21
2.4. Conocimientos sobre la modelación.....	26
2.4.1. Efectos del comportamiento histerético en la respuesta sísmica.....	30
2.4.1.1. Comportamiento elastoplástico.....	30
2.4.1.2. Comportamiento de aumento de la resistencia.....	30
2.4.1.3. Comportamiento de degradación de la rigidez.....	31
2.4.1.4. Comportamiento pinching.....	32
2.4.1.5. Degradación de la fuerza debido a carga cíclica.....	33
2.4.2. Teoría de deterioro de Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK).....	35
2.4.2.1. Curva envolvente (Backbone curve).....	36
2.4.2.2. Leyes constitutivas que definen el comportamiento histerético.....	36



2.4.2.3. Modos de deterioro del modelo .....	37
2.5. Teoría modificada de deterioro de IMK .....	39
2.6. Implementación de la teoría de deterioro en OpenSees. ....	41
2.6.1. Material uniaxial Bilin .....	42
2.6.2. Calibración del material Bilin .....	44
2.6.3. Limitaciones del material Bilin .....	46
3. MATERIALES Y MÉTODOS .....	48
3.1. Prototipo de estudio. ....	48
3.1.1. Datos del prototipo diseñado. ....	48
3.1.2. Vigas RBS .....	50
3.2. Características del modelo.....	51
3.2.1. Masas del edificio y distribución de las cargas .....	51
3.2.2. Plasticidad concentrada. Resorte equivalente. ....	52
3.2.3. Modelación de la conexión viga-columna. ....	55
3.2.4. Leaning column – y efecto PDelta .....	58
3.2.5. Asignación del amortiguamiento.....	60
3.2.6. Otras consideraciones del modelo.....	62
3.3. Convención de nomenclatura.....	62
3.4. Chequeos del modelo .....	64
3.4.1. Análisis modal .....	65
3.4.2. Comportamiento histerético.....	65
3.4.3. Análisis Pushover .....	66
3.4.3.1. Sobrerresistencia .....	66
3.4.3.2. Ductilidad .....	66
3.4.4. Vibración libre.....	67
3.5. Selección y escalamiento de sismos.....	68
3.5.1. Espectro de servicio, diseño y MCE. ....	68



3.5.2.	Selección de los sismos .....	69
3.5.3.	Escalamiento de sismos .....	70
3.6.	Análisis dinámico no lineal. ....	71
4.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....	72
4.1.	Chequeos del modelo. ....	72
4.1.1.	Análisis modal. ....	72
4.1.2.	Comportamiento histerético. ....	75
4.1.3.	Análisis Pushover. ....	77
4.1.3.1.	Detalles de la reducción de capacidad. ....	79
4.1.3.2.	Secuencia de fluencia .....	80
4.1.4.	Vibración libre .....	85
4.2.	Sismos escalados .....	88
4.3.	Análisis dinámico no lineal .....	90
4.3.1.	Nivel de servicio .....	90
4.3.2.	Nivel de diseño .....	93
4.3.3.	Nivel MCE .....	95
4.3.4.	Resumen del análisis por desempeño. ....	98
4.3.5.	Efecto PDelta en el colapso. ....	99
4.3.6.	Animaciones del tiempo historia .....	101
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	103
6.	REFERENCIAS .....	106
7.	ANEXOS .....	112
7.1.	Modos de vibración con efecto PDelta .....	112
7.2.	Modos de vibración sin efectos PDelta .....	113
7.3.	Acelerogramas usados para los análisis dinámicos no lineales .....	114
7.4.	Códigos utilizados .....	119



**LISTA DE FIGURAS**

Figura 1. Regla de desplazamientos iguales (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011). ..... 20

Figura 2. Pandeo local y acumulación de deformación plástica. (Wang et al., 2015)  
..... 27

Figura 3. Viga con plasticidad distribuida y 4 puntos de integración por elemento.  
(Bosco & Tirca, 2017). ..... 27

Figura 4. Viga con plasticidad concentrada en los extremos. (Zareian & Medina, 2010)  
..... 28

Figura 5. Comparación del comportamiento histerético experimental y analítico de las  
conexiones (a) SCSHJ y (b) RBS. (Steneker et al., 2018). ..... 29

Figura 6. Modelos idealizados de elementos viga-columna. (Deierlein, Reinhorn, &  
Willford, 2010)..... 29

Figura 7. Comportamiento elastoplástico sin degradación, (FEMA P440a) ..... 30

Figura 8. Aumento de resistencia sin degradación, (FEMA P440a) ..... 31

Figura 9. Degradación de la rigidez, (FEMA P440a) ..... 32

Figura 10. Comportamiento pinching, (FEMA P440a) ..... 32

Figura 11. Degradación de resistencia, (FEMA P440a) ..... 33

Figura 12. Degradación de resistencia entre y durante ciclos, (FEMA P440a) ..... 34

Figura 13. Protocolo de carga, (FEMA P440a)..... 34

Figura 14. Comportamiento histerético bajo el protocolo de carga, (FEMA P440a) 35

Figura 15. Respuesta de los modelos ante carga sísmica, (FEMA P440a) ..... 35

Figura 16. Curva envolvente del modelo original de IMK, (Ibarra et al. 2005) ..... 36

Figura 17. Leyes constitutivas del modelo, (Ibarra et al. 2005) ..... 37

Figura 18. Modos de deterioro individuales, (Ibarra et al. 2005)..... 39

Figura 19. Curva envolvente del modelo modificado de IMK..... 40

Figura 20. Interfaz de OpenSees. .... 42

Figura 21. Ilustración del material Bilin. (Mazzoni et al., 2006)..... 43

Figura 22. Comparación del modelo de deterioro vs resultados experimentales.  
(Dimitrios G. Lignos & Krawinkler, 2007)..... 44

Figura 23. Configuración típica en planta del prototipo estudiado. .... 49

Figura 24. Distribución de los parámetros de una viga RBS ..... 50

Figura 25. Vista en planta de las áreas tributarias. .... 52

Figura 26. Distribución de las fuerzas en el modelo ..... 52

Figura 27. Configuración típica en elevación del modelo de plasticidad concentrada. .....	53
Figura 28. Modificación de las rigideces en los miembros.....	54
Figura 29. Esfuerzos actuantes sobre el panel zone sujeto a cargas laterales. (Bruneau et al., 2011) .....	56
Figura 30. Configuración típica del panel zone. ....	56
Figura 31. Comportamiento del material hysteretic. (Mazzoni et al., 2006) .....	57
Figura 32. Relación trilineal de la fuerza cortante y la distorsión. ....	57
Figura 33. Comportamiento del leaning column. ....	59
Figura 34. Detalle de la leaning column. ....	60
Figura 35. Ejemplo de la nomenclatura.....	64
Figura 36. Curva Pushover idealizada. (FEMA P-695, 2009) .....	67
Figura 37. Espectros de servicio, diseño y MCE. ....	68
Figura 38. Animación de los modos de vibración. ....	72
Figura 39. Error en la modelación por error en el código de restricción. ....	74
Figura 40. Inclusión del panel zone.....	74
Figura 41. Curvas histeréticas de una viga W30x108 .....	75
Figura 42. Comparación de las curvas histeréticas Columna-Viga.....	76
Figura 43. Comportamiento del panel zone. ....	76
Figura 44. Curvas pushover bajo diferentes suposiciones. ....	77
Figura 45. Cálculo de los parámetros de ductilidad y sobrerresistencia. ....	79
Figura 46. Colores de la rótula en la animación. ....	81
Figura 47. Pushover. Reducción 1 - PDelta. ....	82
Figura 48. Animación del Pushover indicado en Figura 47.....	83
Figura 49. Pushover. Reducción 2 - PDelta. ....	84
Figura 50. Animación del Pushover indicado en Figura 49.....	85
Figura 51. Vibración libre en el primer modo.....	86
Figura 52. Amortiguamiento efectivo en el tiempo. ....	86
Figura 53. Asignación del amortiguamiento. ....	87
Figura 54. Verificación del amortiguamiento Rayleigh.....	87
Figura 55. Espectro SRSS de cada evento, sin escalar. ....	88
Figura 56. Escalamiento: Factor $F_s$ . ....	88
Figura 57. Escalamiento: Factor $S_s$ . ....	89
Figura 58. Derivas en el tiempo. Sismo 8 – Intensidad MCE.....	90



Figura 59. Derivas residuales y máximas – Nivel de servicio – Reducción 1. .... 91

Figura 60. Derivas residuales y máximas – Nivel de servicio – Reducción 2. .... 92

Figura 61. Derivas residuales y máximas – Nivel de diseño – Reducción 1. .... 94

Figura 62. Derivas residuales y máximas – Nivel de diseño – Reducción 2. .... 95

Figura 63. Derivas residuales y máximas – Nivel MCE– Reducción 1. .... 97

Figura 64. Derivas residuales y máximas – Nivel MCE– Reducción 2. .... 98

Figura 65. Derivas residuales y máximas con y sin PDelta. .... 100

Figura 66. Derivas en el tiempo, con y sin PDelta ..... 100

Figura 67. Derivas en el tiempo – Sismo 7, intensidad MCE..... 101

Figura 68. Animación del análisis dinámico: Sismo 7, intensidad MCE. .... 102



**LISTA DE TABLAS**

Tabla 1. Niveles de amenaza sísmica. (NEC-SE-DS) ..... 22

Tabla 2. Control de daño y niveles de desempeño para edificios. (NEC-SE-RE) .... 23

Tabla 3. Probabilidad condicional de falla estructural causada por un terremoto. (ASCE 7-16) ..... 24

Tabla 4. Categorías de riesgo para edificaciones y otras estructuras. (ASCE 7-16) 24

Tabla 5. Máxima deriva inelástica permitida para análisis estáticos. (ASCE 7-16).. 26

Tabla 6. Parámetros del material Bilin..... 42

Tabla 7. Resumen de los dataset..... 45

Tabla 8. Valores para la calibración. .... 46

Tabla 9. Distribución de las secciones usadas ..... 49

Tabla 10. Parámetros de las vigas RBS consideradas..... 50

Tabla 11. Masas y cargas en la estructura..... 51

Tabla 12. Cargas del área tributaria y leaning column. .... 51

Tabla 13. Convención de la nomenclatura ..... 63

Tabla 14. Características del espectro de diseño..... 68

Tabla 15. Registros sísmicos escogidos. .... 69

Tabla 16. Características de los registros sísmicos..... 70

Tabla 17. Factores de escalamiento en función de la intensidad sísmica. .... 71

Tabla 18. Límites de derivas para cada nivel de intensidad. .... 71

Tabla 19. Resumen de los modos de vibración, incluyendo efecto PDelta..... 73

Tabla 20. Resumen de los modos de vibración, sin efecto PDelta. .... 73

Tabla 21. Ductilidad y sobrerresistencia..... 77

Tabla 22. Reducción de capacidad a momento – Columnas internas. .... 80

Tabla 23. Reducción de capacidad a momento – Columnas externas. .... 80

Tabla 24. Coeficientes para escalamiento. .... 89

Tabla 25. Resumen del análisis por desempeño..... 99

## Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

---

Bryam Xavier Astudillo Carpio en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación MODELACIÓN Y ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO, CONSIDERANDO DETERIORO PARA LA PREDICCIÓN DEL COLAPSO, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, octubre de 2018



---

Bryam Xavier Astudillo Carpio

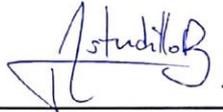
C.I: 0104858816

## Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Bryam Xavier Astudillo Carpio, autor del trabajo de titulación MODELACIÓN Y ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO, CONSIDERANDO DETERIORO PARA LA PREDICCIÓN DEL COLAPSO, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, octubre de 2018



---

Bryam Xavier Astudillo Carpio

C.I: 0104858816



## AGRADECIMIENTO

*A Dios, por permitirme culminar con éxito esta etapa de mi vida.*

*A la Universidad de Cuenca, por los años de formación académica.*

*A mi director, ingeniero Francisco Xavier Flores Solano, por compartir sus conocimientos y convertirse en un gran mentor.*

*Al grupo de investigación: Sebastián P., Rubén J., Ivanna M., David B. por formar un gran equipo de trabajo.*

*Mi agradecimiento a todos, mi familia, mis amigos que de una u otra manera me brindaron su colaboración*

DEDICATORIA

*El presente trabajo está dedicado a:*

*A mis Padres, Víctor y Sonia (+), por sus sabios consejos y porque gracias a ustedes he logrado llegar hasta aquí y convertirme en lo que soy. Por ser un ejemplo de amor, por mostrarme su paz y fortaleza en los peores momentos. A la memoria de nuestro ángel que siempre supo darnos su mejor sonrisa.*

*A mi hermana, Paola, por motivarme a seguir adelante y creer en mí.*

*A mis familiares, abuelos, tíos, primos, por haber hecho más llevadera esta travesía.*

*A Emily, por su apoyo y paciencia*

*A todos ustedes, con amor.*



## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Antecedentes

En materia sísmica, los códigos de diseño manejan el concepto de transformar los complicados comportamientos dinámicos no lineales de estructuras ante sismos en problemas lineales equivalentes. Existe una gran variedad de sistemas resistentes a cargas laterales, lo cual ha ocasionado la asignación, a veces arbitraria, de coeficientes de respuesta y otros factores que no necesariamente cumplirían los objetivos y suposiciones del diseño. (FEMA P-695, 2009)

Incluso, la existencia de los códigos de diseño y sus requisitos, hacen que los diseñadores y demás personas involucradas en el proyecto busquen únicamente satisfacer estas condiciones, dando menor importancia al verdadero entendimiento de los fenómenos que ocurren. (Krawinkler, 2006).

Cabe recalcar además el cambio en la filosofía de diseño, pasando de un diseño por capacidad, que consistía en disipar la energía a través de daño localizado, a buscar un buen desempeño de las estructuras bajo cargas sísmicas. Este correcto desempeño implica, a más de evitar pérdidas humanas debido a colapsos, garantizar la funcionalidad de las estructuras, como aquellas de ocupación especial y esencial. (NEC-SE-DS, 2015).

El código ecuatoriano considera la filosofía tradicional de diseño sismorresistente, estableciéndose la evaluación por desempeño a través de 3 niveles sísmicos, de servicio, diseño y el máximo sismo considerado (MCE). Estos sismos hacen referencia a un período de retorno de 72, 475 y 2500 años respectivamente. Se espera que la estructura no presente fluencia alguna bajo el sismo de servicio, trabaje al límite de su capacidad resistente elástica (con daño en los componentes no estructurales) bajo el sismo de diseño, y que no supere 10% de probabilidad de colapso bajo el MCE en estructuras especiales. (NEC-SE-DS, 2015).

En concordancia con esta nueva filosofía y su respectiva evaluación, diferentes teorías de plasticidad han sido desarrolladas, entre ellas modelos que incluyen propiedades de deterioro ante cargas cíclicas, como el modelo de deterioro modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler con respuesta histerética Bilineal (D. G. Lignos & Krawinkler, 2011). El deterioro de las propiedades del material, debido a la capacidad limitada de deformación de los materiales, causará mayores derivas y



podría causar colapso. Si a esto se le añade los efectos de segundo orden,  $P\Delta$ , el análisis del colapso en las estructuras se vuelve más crítico. (Krawinkler, 2006).

En este trabajo de titulación se propone el análisis por desempeño, a nivel de derivas, de un sistema especial sismorresistente de acero, en base a análisis dinámicos no lineales. La modelación se realizará en el software OpenSees y será verificada con chequeos previos que incluyen: Análisis modal, comportamiento histerético, análisis estático no lineal y vibración libre. El prototipo a utilizar proviene de un ejemplo de evaluación de la metodología FEMA P695, específicamente del prototipo 4RSA (NIST, 2010).

La hipótesis planteada a probar es que: El prototipo modelado a través del modelo de deterioro modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler con respuesta histerética Bilineal, habiendo sido diseñado bajo los códigos ASCE 7-05 y AISC 341-05, presenta un comportamiento correcto al análisis por desempeño en base a derivas, especialmente si la estructura colapsa para el sismo de período de retorno de 2500 años.

## **1.2. Justificación de la investigación**

Al analizar los sismos a través de la modelación de un prototipo, se hace más evidente la necesidad de que esta modelación computacional se asemeje al verdadero comportamiento de los elementos en el sistema.

Los resultados que se obtengan proporcionarán a la comunidad científica y equipos de investigación, la evaluación del análisis por desempeño, usando el modelo de deterioro modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler.

Además, estos valores también servirán para validar la el comportamiento de las estructuras diseñadas bajo las especificaciones del prototipo, convirtiendo este proyecto en una guía base para la modelación en OpenSees de pórticos especiales sismorresistentes de acero, a través de plasticidad concentrada.

También, en paralelo a la modelación, se deja establecido la serie de chequeos previos a la ejecución del análisis dinámico no lineal. Asimismo, se establecerán posibles ventajas, desventajas o limitaciones que se tenga al modelar con plasticidad concentrada.

El modelo que se obtenga será comparado con el existente en el proyecto ATC-76-1 (NIST, 2010) sirviendo de base para futuras cuantificaciones obtenidas bajo distintas suposiciones y variaciones en la modelación.

En un futuro, la modelación final del prototipo, al ser parte de un proyecto mayor, servirá para ser evaluada utilizando la metodología FEMA P695, aplicando un análisis incremental dinámico de 44 sismos. Así se obtendrán parámetros que serán comparados con modelos de plasticidad distribuida usando fibras, sacando conclusiones mayores sobre los efectos de la modelación.

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo General**

Realizar un análisis por desempeño, en base a derivas, de un sistema especial sismorresistente de acero usando la teoría de deterioro modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler con respuesta histerética Bilineal.

#### **1.3.2. Objetivo Específicos**

- Modelar en OpenSees un prototipo diseñado bajo los códigos ASCE 7-05 y AISC 341-05 utilizando la teoría de deterioro modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler con respuesta histerética Bilineal.
- Crear herramientas para la modelación, ejecución y postprocesamiento de análisis estáticos y dinámicos en OpenSees y Matlab.
- Ejecutar análisis no lineales estáticos y dinámicos, con y sin P-Delta y evaluar su efecto.
- Determinar la pertinencia del modelo para predecir colapsos, comparando con la literatura bibliográfica.
- Determinar si la estructura colapsa para un período de retorno de 2500 años.



#### **1.4. Organización de los capítulos**

El presente trabajo de titulación está organizado en 5 capítulos que se distribuyen de la siguiente manera: Introducción, marco teórico, materiales y métodos, resultados y discusión y, conclusiones y recomendaciones. En el capítulo 1, de introducción, se establecen los antecedentes del tema a tratar y la propuesta e hipótesis de este trabajo de titulación; también contiene la justificación e importancia del tema elegido, así como los objetivos que se plantean satisfacer. El capítulo 2 resume la teoría necesaria para un mejor entendimiento del análisis por desempeño y de la modelación estructural. En este capítulo también se define las características de la teoría de deterioro a emplearse. Los materiales y métodos se presentan en el capítulo 3. Aquí se detalló las consideraciones y pasos para generar el modelo en OpenSees. También se describe una serie de chequeos necesarios para garantizar que el modelo represente correctamente el comportamiento del prototipo y se encuentre listo para ejecutar la serie de análisis dinámicos no lineales. Además, en este capítulo se indican los pasos necesarios para el escalamiento de los registros sísmicos y los límites de derivas a cumplir en el análisis por desempeño. El capítulo 4 abarca todos los resultados e interpretaciones de los chequeos realizados sobre el modelo, los factores de escalamiento de los registros sísmicos y las derivas obtenidas en los análisis dinámicos no lineales. Asimismo, se interpreta las consecuencias de la reducción de capacidad a momento por interacción con la carga axial y del efecto PDelta. El último capítulo expone las conclusiones a las que se llegaron en este trabajo de titulación, validando el cumplimiento de los objetivos establecidos. En este capítulo también se hacen ciertas recomendaciones para mejorar e implementar nuevas características en futuras modelaciones y análisis por desempeño, y se discute los posibles usos del modelo generado en este proyecto. Al final, se adjuntan los anexos con figuras de los demás modos de vibración, acelerogramas de los registros usados y códigos utilizados.



## 2. MARCO TEÓRICO

Este capítulo provee al lector el conocimiento de fondo necesario para el entendimiento de la modelación realizada y la ejecución del análisis por desempeño. Empezando por dar a conocer definiciones previas, como ¿qué es el deterioro?, se pasa por las características de los pórticos especiales sismorresistentes. Luego, se sintetiza la teoría del análisis por desempeño expuestas en normativas ecuatorianas y americanas para dar una correcta interpretación a los resultados. Respecto a los conocimientos de modelación, se diferencia los tipos de idealización del comportamiento de los elementos viga-columna, en base a la distribución de su plasticidad y las estrategias para su representación. Después, se ilustran las características generales de las curvas histeréticas como el endurecimiento y los tipos de degradación y, se indica las peculiaridades y ventajas de la teoría de deterioro modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK). Para finalizar el capítulo, se indica la implementación de la teoría de deterioro modificado de IMK en el programa de modelación estructural OpenSees a través del material Bilin y los parámetros de calibración.

### 2.1. Definiciones previas.

En una estructura, el colapso es la pérdida de su capacidad de resistencia, ya sea lateral o vertical. Los mecanismos de colapso pueden simularse explícitamente mediante análisis dinámicos no lineales en los cuales, al momento de adentrarse en este estado límite, ocurre lo que FEMA P440a denomina como una inestabilidad dinámica. (FEMA P-440A, 2009)

FEMA P695, define el colapso lateral como el colapso estructural debido a excesivas derivas de piso, asociadas a la pérdida de rigidez y resistencia lateral debido a no linealidades de los materiales y geométricas. (FEMA P-695, 2009)

Por lo tanto, ligado a esta definición se requiere la simulación del deterioro de los elementos del sistema estructural, a través de la degradación de los parámetros que definen su comportamiento histerético como se detallará más adelante.

Otro de los conceptos clave en la ingeniería sísmica es el diseño por capacidad. Este concepto nació en 1960, en Nueva Zelanda, como una estrategia para resistir los efectos de sismos de gran magnitud y se basa en aprovechar el comportamiento inelástico de la estructura para la disipación de energía. La idea es que el diseñador

seleccione los lugares donde se espera la acción inelástica y provea el detallamiento necesario para garantizar ductilidad en dichas zonas. Con esto, también se evita la formación de fallas en otros lugares de la estructura, haciendo que la capacidad de los elementos que rodean la llamada zona de plasticidad sea mayor a la que se necesita para alcanzar la plasticidad de esa zona. Comúnmente se hace la analogía de una cadena, donde se le provee ductilidad al eslabón más débil, y con ello se puede controlar los máximos esfuerzos generados a los eslabones siguientes cuando este se plastifique. Por lo dicho, la ductilidad permite que la estructura sea diseñada fuera del rango elástico, resultando en una disminución del cortante basal y por ende reducción del costo de la estructura; esto se explica con la regla de desplazamientos iguales mostrada en la Figura 1. Para un sistema de un grado de libertad, esta regla establece que la máxima deriva inelástica  $\Delta_u$  es similar a la deriva elástica  $\Delta_e$  para cualquier esfuerzo de fluencia  $C_y = C_e/R$  (o deriva donde ocurre la fluencia  $\Delta_y = \Delta_e/R$ ).

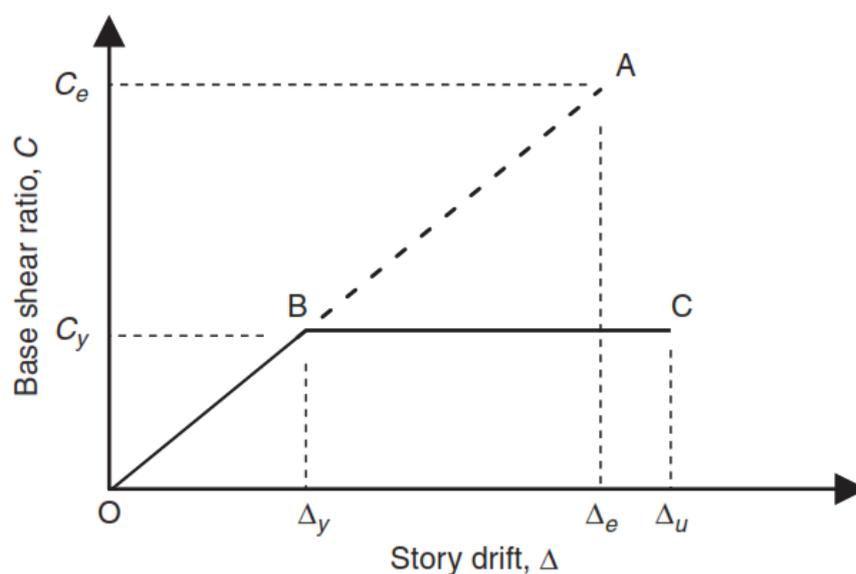


Figura 1. Regla de desplazamientos iguales (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

## 2.2. Pórticos resistentes a momentos y mecanismo de falla.

Los pórticos especiales resistentes a momentos, en su forma más simple, consisten en vigas conectadas rígidamente a las columnas. La fuerza lateral está dada principalmente por la rigidez a flexión de sus elementos. Es un sistema muy utilizado



dada su ductilidad y versatilidad arquitectónica. Una desventaja es que requiere de elementos más grandes para cumplir con las derivas establecidas en los códigos.

El mecanismo plástico ideal de este sistema es la fluencia de todas las vigas a través de rótulas plásticas en sus extremos. La formulación de rótulas plásticas en las columnas son indeseables ya que forman mecanismos en un solo piso. Esta es la razón del conocido requisito de columna fuerte – viga débil (Bruneau et al., 2011).

Después de las fallas en las conexiones durante el sismo de Northridge en 1994, se propusieron medidas para mejorar la formación del mecanismo plástico deseado. Una de las estrategias consiste en debilitar las vigas que van a la conexión, dando lugar a las conexiones precalificadas como lo son las vigas RBS. El objetivo es reducir el momento que llega a las columnas y conexiones cuando la viga se plastifique, por lo que en las vigas RBS se reduce la sección en donde se espera se forme la rótula plástica (AISC 358, 2010). Más adelante se muestran estudios y teorías que tratan sobre el comportamiento de estas rótulas disipadoras de energía.

### **2.3. Análisis por desempeño.**

Complementando el diseño por capacidad, que consistía en disipar la energía a través de daño localizado, el análisis por desempeño busca un buen desenvolvimiento de la estructura bajo cargas sísmicas tanto en los componentes estructurales como no estructurales. En otras palabras, el análisis por desempeño busca garantizar la funcionalidad de las estructuras y/o evitar pérdidas humanas debido a colapsos dependiendo el tipo de estructura y la intensidad sísmica en consideración. La estrategia de utilizar análisis dinámicos no lineales para el análisis por desempeño permite obtener los resultados de las derivas residuales y máximas de la estructura, los cuales serán comparados con los valores permisibles.

La NEC-SE-DS clasifica los sismos según los niveles de peligro y período de retorno como se muestra en la Tabla 1.



*Tabla 1. Niveles de amenaza sísmica. (NEC-SE-DS)*

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.0004

Para el análisis por desempeño, la normativa ecuatoriana, NEC-SE-DS establece tres niveles de desempeño sísmico.

1. Nivel de servicio (sismo menor): Ante este nivel de intensidad sísmica, se espera que no ocurra ningún daño a los componentes estructurales y no estructurales.
2. Nivel de daño (sismo moderado): Se plantea que la estructura sea capaz de salvaguardar la vida ante estos eventos. Esto significa la protección de los ocupantes y la garantía de la funcionalidad de la estructura. Para ello, la estructura debe trabajar en el límite de su capacidad resistente elástica, permitiéndose únicamente daños en los componentes no estructurales.
3. Nivel de colapso (sismo severo): El principal objetivo bajo este nivel es la prevención del colapso. La estructura podrá incursionar en el rango inelástico debido al daño, pero no debe colapsar. Por ende, se espera daño en los componentes estructurales y no estructurales.

Existen consideraciones extras cuando se evalúan estructuras de ocupación especial o estructuras esenciales para garantizar su funcionalidad luego del evento.

- a. Para las estructuras de ocupación especial, se deberá verificar el desempeño del nivel de colapso bajo una intensidad dada por un sismo extremo.
- b. Para estructuras esenciales, el desempeño del nivel de daño se lo debe hacer con un sismo severo; mientras que el desempeño al nivel de colapso es bajo una intensidad de un sismo extremo.



Por otra parte, NEC-SE-RE, define 4 niveles de desempeño. La Tabla 2, tomada del código, resume el control de daño y los niveles de desempeño para edificios.

*Tabla 2. Control de daño y niveles de desempeño para edificios. (NEC-SE-RE)*

	Nivel de prevención al colapso 5-E	Nivel de seguridad de vida 3-C	Nivel de ocupación inmediata 1-B	Nivel operacional 1-A
Daño Global	Severo	Moderado	Ligero	Muy ligero
General	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso.	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanentemente. Daño en paredes divisorias. El edificio se mantiene económicamente reparable.	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos rasos, así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable.	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos rasos, así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento.
Componentes no estructurales.	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado, pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico.	Equipos y contenido están seguros de manera general, pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad.	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva.

Respecto a códigos americanos, el ASCE 7-16 dentro de sus requisitos básicos de resistencia y rigidez para el diseño y construcción de una estructura, determina que la resistencia puede ser demostrada utilizando procedimientos basados en el desempeño, bajo la aprobación de la autoridad con jurisdicción sobre el proyecto. (ASCE 7, 2016).

Para el desarrollo del análisis por desempeño especifica que los procedimientos deben ser consistentes con lo estipulado en la Tabla 3 referente a la probabilidad condicional de falla causada por un sismo con período de retorno de 2500 años.



*Tabla 3. Probabilidad condicional de falla estructural causada por un terremoto. (ASCE 7-16)*

Categoría de riesgo	Probabilidad condicional de falla causada por MCE (%)
I % II	10
III	5
IV	2.5

La categoría de riesgo a la que hace referencia está basada en el riesgo para la vida humana, la salud y el bienestar asociados con el daño o falla dada la naturaleza de su ocupación. Estas categorías de riesgo están clasificadas de acuerdo a la Tabla 4.

*Tabla 4. Categorías de riesgo para edificaciones y otras estructuras. (ASCE 7-16)*

Uso u ocupación	Categoría de riesgo
Edificaciones y otras estructuras que representan bajo riesgo para la vida humana en caso de fallar	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto las listadas en las categorías I, III y IV.	II
Edificaciones y otras estructuras que en caso de fallar causan un riesgo substancial para la vida humana. Edificios y otras estructuras, no incluidas en la Categoría de Riesgo IV, con el potencial de causar un impacto económico sustancial y / o una interrupción masiva de la vida civil cotidiana en caso de falla. Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de riesgo IV (incluidas, entre otras, las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, usan o eliminan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, desechos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias tóxicas o sustancias explosivas donde la cantidad del material excede una cantidad umbral establecida por la Autoridad que tiene jurisdicción y es suficiente para representar una amenaza para el público si se libera.	III
Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales Edificios y otras estructuras, cuya falla podría representar un peligro sustancial para la comunidad Edificios y otras estructuras (incluidas, entre otras, instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan o eliminan dichas sustancias como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos o desechos peligrosos) que contengan cantidades suficientes de sustancias altamente tóxicas cuando la cantidad del material excede una cantidad umbral establecida por la Autoridad que tiene jurisdicción y es suficiente para representar una amenaza para el público si se libera una. Edificios y otras estructuras requeridas para mantener la funcionalidad de otras estructuras de categoría IV de riesgo	IV

También es importante definir la categoría de diseño sísmico la cual es una clasificación asignada a una estructura basada en su Categoría de Riesgo y los parámetros de aceleración de respuesta espectral  $S_5$  y  $S_1$ . La clasificación puede ir desde la A hasta la F, siendo F la categoría más sísmica, con repercusiones en las condiciones de diseño.



El ASCE 7-16, establece que para la ejecución de los análisis dinámicos no lineales se deberán seleccionar al menos 11 sismos escalados para cada intensidad sísmica correspondiente al nivel de desempeño requerido en el análisis. Estos sismos deberán ser congruentes con el tipo de sismo que se da en la zona de estudio y con el que se obtiene los espectros suavizados.

Luego, el ASCE 7-16, establece los criterios de aceptación para una intensidad sísmica equivalente al MCE. Para ello, los valores a comparar con los requisitos de desempeño serán los promedios de los valores obtenidos luego de los 11 análisis. Existen casos especiales donde cierto análisis produce resultados inaceptables. En dichos casos, los valores a comparar serán iguales a 1.2 veces la mediana y no menor a la media de los resultados con valores aceptables.

Para estructuras con categoría de riesgo I y II se permite hasta un análisis con resultados inaceptables. Los resultados inaceptables a los que se hace referencia son:

- Fallos de convergencia.
- La demanda en elementos controlados por deformaciones excede el rango válido de modelación.
- La demanda en elementos controlados por fuerza excede la capacidad del elemento.
- La demanda de deformación no modelada explícitamente excede el límite de deformación al cual los elementos son capaces de soportar las cargas de gravedad.

En versiones anteriores de este código se permitía realizar el estudio de dos maneras diferentes. Si se usaban 7 sismos para el análisis, los valores a comparar serían los promedios; pero si se usaban menos de 7 sismos, el valor a comparar sería el valor del sismo que producía resultados más críticos.

El límite de deriva inelástica para el nivel de diseño, establecido por ASCE 7-16 según la categoría de riesgo y el tipo de estructura, se muestra en la Tabla 5. Estos valores de deriva no deberán exceder dos veces dichos límites (en versiones anteriores establece un valor de 1.25 veces el límite de la tabla) para sismos escalados al MCE,

dando una deriva máxima del 4% en pórticos especiales de acero ante esta intensidad.

*Tabla 5. Máxima deriva inelástica permitida para análisis estáticos. (ASCE 7-16)*

Estructura	Categoría de riesgo		
	I & II	III	IV
Estructuras, distintas de las estructuras de muro cortante de mampostería, cuatro pisos o menos por encima de la base según se define en la Sección 11.2, con paredes interiores, divisiones, techos y sistemas de paredes exteriores que se han diseñado para acomodar las derivas de la historia	0.025	0.020	0.015
Estructuras de muro de corte en voladizo de mampostería	0.010	0.010	0.010
Otras estructuras de muro de corte de mampostería	0.007	0.007	0.007
Todas las otras estructuras	0.020	0.015	0.010

ASCE 7-16 no da límites de derivas para el nivel de servicio. Sin embargo, en la prenorma FEMA 356, base de las normas ASCE 41 y NEC-SE-RE, establece derivas máximas de 0.7% para los pórticos especiales de acero. En FEMA 356 también se dan valores límites para las derivas residuales, afirmando que el control de estas es importante para la garantizar la operabilidad del edificio luego del sismo y para limitar las pérdidas económicas que se generen. (FEMA 356, 2000).

Esta tesis abarca el análisis por desempeño verificando derivas, sin embargo, para análisis más completos se requiere realizar el análisis por desempeño a nivel de elemento según ASCE 7-16 16.4.2, evaluando los momentos o rotaciones que se llegan a tener.

#### **2.4. Conocimientos sobre la modelación**

El análisis de los fenómenos de daño y degradación de los componentes de una estructura, teóricamente, se podría modelar con avanzadas técnicas tridimensionales basadas en elementos finitos, sin embargo, esto podría volverse computacionalmente costos para modelos estructurales a larga escala. La Figura 2 muestra el daño en la conexión y la base de la columna para un modelo realizado en ABAQUS lo cual provoca un aumento en las derivas del 30% respecto a un modelo que no incluye el deterioro de los componentes. (Wang, Shi, Wang, & Yang, 2015).

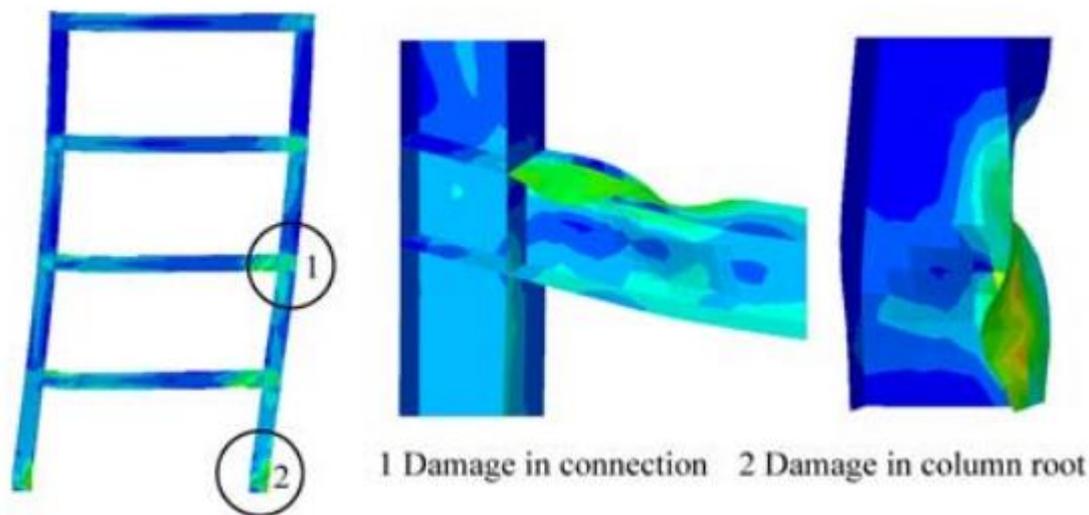


Figura 2. Pandeo local y acumulación de deformación plástica. (Wang et al., 2015)

En la búsqueda de modelos más simples, un buen balance entre la demanda computacional y la facilidad de calibración es usar la teoría no lineal de Euler-Bernoulli en donde el modelo constitutivo a nivel de sección es evaluado con la integración de la demanda esfuerzo-deformación sobre la sección transversal, como es el caso de las fibras. La Figura 3 muestra el modelo de fibras de una viga con plasticidad distribuida y 4 puntos de integración por cada elemento. La desventaja del uso de las fibras es que no se toma en cuenta los fenómenos de deterioro a menos que se implementen conceptos de modelación más avanzados como la calibración de un material con fatiga en base a datos experimentales. (Bosco & Tirca, 2017).

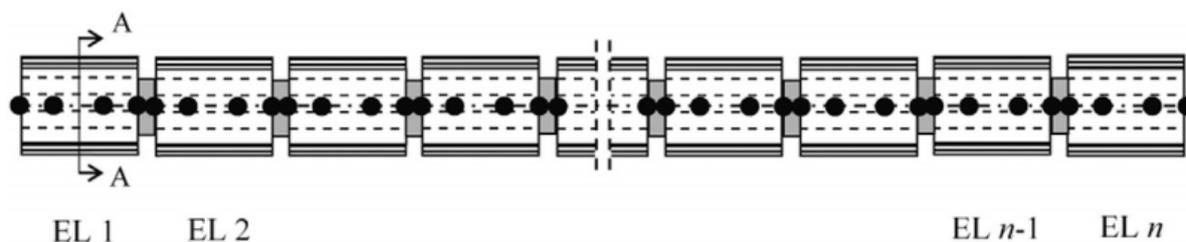


Figura 3. Viga con plasticidad distribuida y 4 puntos de integración por elemento. (Bosco & Tirca, 2017).

Un enfoque más común a los problemas no lineales, para modelaciones a gran escala se da a través del uso de modelos de plasticidad concentrada (Chisari & Rizzano,

2018), donde se asumen todas las no linealidades en dos puntos a los extremos de los elementos (Figura 4). Este enfoque se puede lograr a través de dos estrategias.



Figura 4. Viga con plasticidad concentrada en los extremos. (Zareian & Medina, 2010)

La primera estrategia es integrando la relación momento-curvatura sobre una distancia predefinida donde se da la rótula (Scott & Fenves, 2006). Esta estrategia permite simular la interacción axial-momento y requiere pocos parámetros de calibración, pero solo está implementada en pocos paquetes de programas estructurales.

La segunda estrategia, que es la que se empleará en el desarrollo de esta tesis, es más utilizada y define un comportamiento fenomenológico de la relación momento curvatura basado en experimentos que describen la plasticidad, el endurecimiento y la degradación, como la teoría de deterioro de Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK).

Existen nuevos modelos analíticos, para la simulación de diferentes conexiones como “self centering sliding hinge joint” (SCSHJ), las cuales basan su disipación en fricción; sin embargo, para vigas RBS, el uso de la teoría modificada IMK describe muy bien el comportamiento post fluencia de los elementos con la única desventaja de que la teoría no captura la curva suavizada de recarga. La Figura 5 muestra una comparación del comportamiento histerético experimental (en rojo) y analítico (en azul) de vigas con las conexiones precalificadas SCSHJ y RBS. Estudios de sensibilidad de la rigidez de recarga, entre el modelo Bilineal y el modelo peak-oriented (los dos con la teoría de IMK) muestran que pese a que el modelo Bilineal sobreestima esta rigidez y la peak-oriented la subestima, el desempeño de la viga con conexión RBS es similar ya que la envolvente tiene la misma calibración y es un parámetro de mayor sensibilidad. (Stenecker, Wiebe, & Filiatrault, 2018).

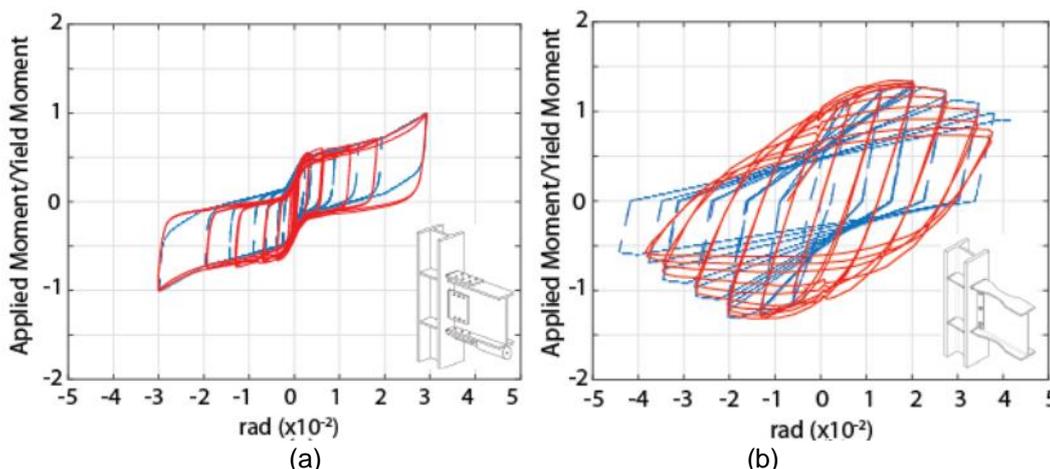


Figura 5. Comparación del comportamiento histerético experimental y analítico de las conexiones (a) SCSHJ y (b) RBS. (Steneker et al., 2018).

Un análisis comparativo entre cuatro modelos cíclicos para vigas de acero (modelo histerético simple, modelo modificado IMK, modelo Bouc-Wen y modelo Sivalselvan-Reinhorn) muestran que el modelo simple y el modelo modificado IMK son los que tienen una mejor predicción del comportamiento en secciones de acero abiertas (Chisari & Rizzano, 2018). El mismo estudio concluye que el modelo Sivalselvan-Reinhorn es el mejor para la predicción de secciones cerradas, sin embargo, no está implementado en OpenSees.

La Figura 6 resume los modelos idealizados de elementos viga-columna ya expuestos. Se recuerda que el modelo a utilizar en el desarrollo de esta tesis es el de plasticidad concentrada con resortes rotacionales de comportamiento no lineal (Figura 6b).

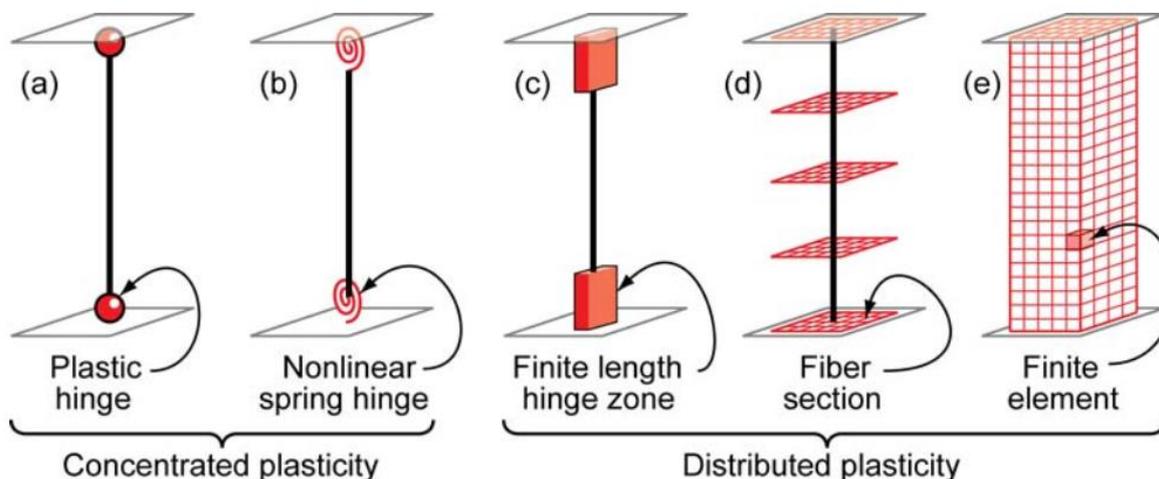


Figura 6. Modelos idealizados de elementos viga-columna. (Deierlein, Reinhorn, & Willford, 2010)

## 2.4.1. Efectos del comportamiento histerético en la respuesta sísmica

Durante los años, varios modelos de comportamiento histerético con diferentes características han sido propuestos para representar el comportamiento de los componentes estructurales y estimar la respuesta sísmica de las estructuras. Ciertos conceptos básicos y enlistados en FEMA 440a, necesarios para el entendimiento de los modelos, se presentan a continuación.

### 2.4.1.1. Comportamiento elastoplástico

Es el modelo más simple y más utilizado que no presenta deterioro. El comportamiento es elástico lineal hasta que se alcanza el esfuerzo de fluencia donde la rigidez se vuelve cero. Durante la etapa de descarga, la rigidez es igual a la rigidez en la etapa de carga. Su comportamiento se ilustra en la Figura 7. Algunos de los primeros estudios usando esta característica se remontan a los años 60 en Penzien (1960), y Veletsos y Newmark (1960).

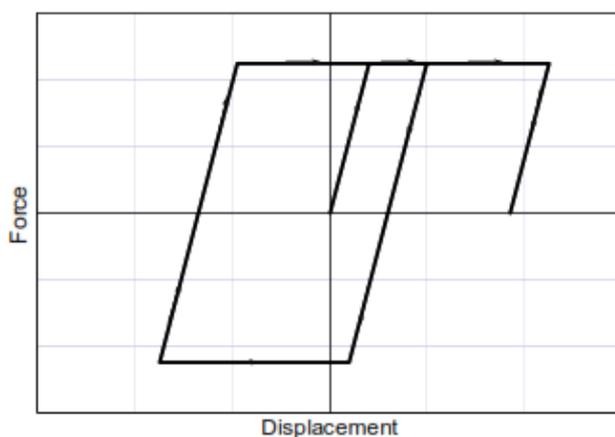


Figura 7. Comportamiento elastoplástico sin degradación, (FEMA P440a)

### 2.4.1.2. Comportamiento de aumento de la resistencia

Este comportamiento es otro de los más usados en modelos sin degradaciones. Se diferencia del elastoplástico porque tiene una rigidez mayor a cero luego de la fluencia (Figura 8). También se le puede denominar como endurecimiento. La principal razón

del endurecimiento es la fluencia de otras fibras de la sección y del elemento en sí. Estudios demuestran que, para estructuras de largo período de vibración, es decir, estructuras en las cuales el período de vibración es mayor al período  $T_s = S_{DS}/S_{D1}$  del espectro de diseño, la rigidez post fluencia puede disminuir los picos de desplazamiento en un 5% (Chopra & Chintanapakdee, 2004). La calibración de la rigidez post fluencia debe ser correctamente sustentada, ya que el aumento de rigidez reduce la deriva residual de la estructura (Ruiz-García & Miranda, 2006).

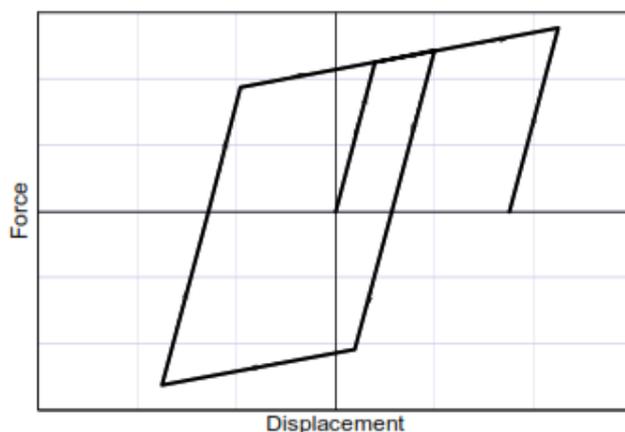


Figura 8. Aumento de resistencia sin degradación, (FEMA P440a)

### 2.4.1.3. Comportamiento de degradación de la rigidez

Algunos componentes estructurales muestran degradación de rigidez cuando son sometidos a carga cíclica. El nivel de degradación dependerá tanto de las características de la estructura como de la carga dinámica a la que se somete. En la Figura 9 se muestran tres ejemplos de la degradación de la rigidez. En el primer ejemplo se tiene igual rigidez de carga y de descarga, además la rigidez disminuye conforme avanza el desplazamiento. En el segundo ejemplo, la rigidez de recarga disminuye conforme aumenta el pico del desplazamiento, y la rigidez de descarga es constante. En el tercer ejemplo, las rigideces de recarga y descarga son función del pico del desplazamiento.

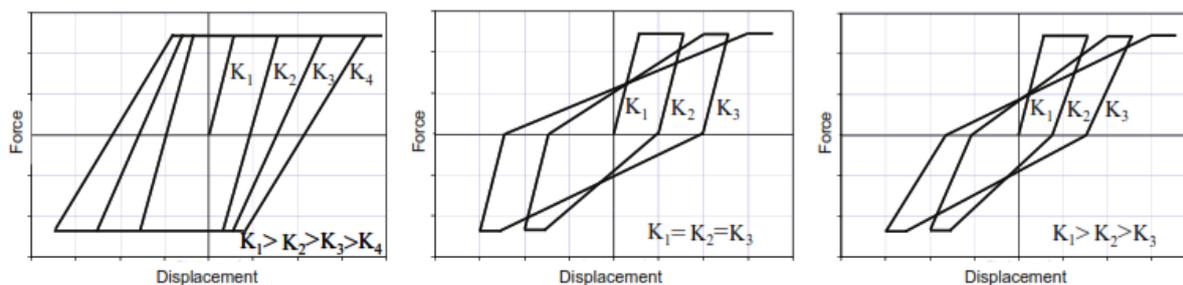


Figura 9. Degradación de la rigidez, (FEMA P440a)

Estudios presentados en FEMA P440a concluyen que, a pesar de la reducción de la rigidez y reducción de la capacidad de disipación de energía, los desplazamientos máximos son similares a los obtenidos con los modelos elastoplástico y con endurecimiento para períodos largos.

**2.4.1.4. Comportamiento pinching**

El comportamiento pinching se caracteriza por una gran reducción de la rigidez de recarga junto con la recuperación de rigidez cuando se impone el desplazamiento en la dirección opuesta. En la Figura 10 se observa dos ejemplos de este comportamiento, el primero con comportamiento moderado y el segundo con comportamiento severo.

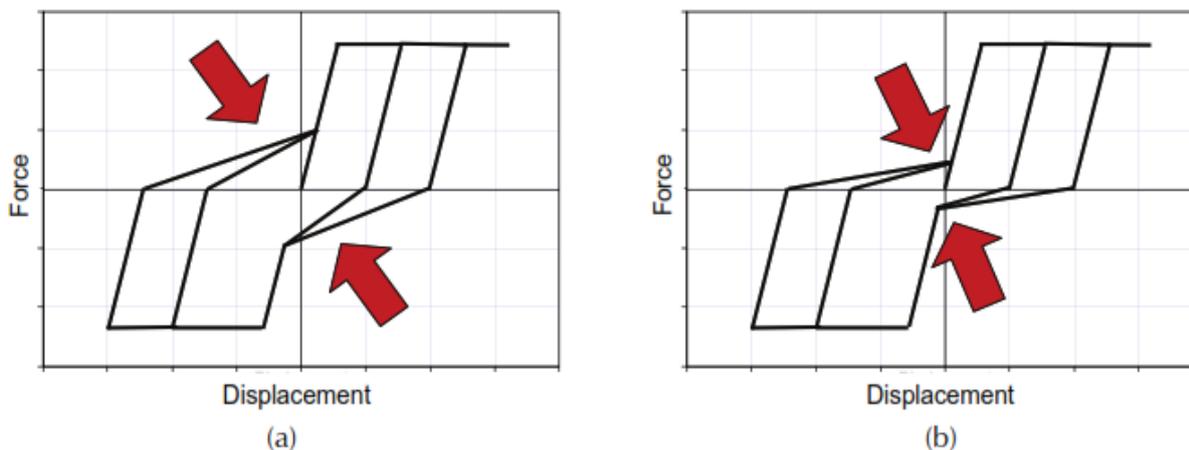


Figura 10. Comportamiento pinching, (FEMA P440a)

En hormigón puede simular el efecto del cierre de grietas, mientras que en acero puede representar el cierre de espacios entre placas y se observa en algunas conexiones. Estudios han determinado que, para estructuras de largo período, las demandas de desplazamiento son similares a los modelos simples pese a tener

menos capacidad de disipación (Ricardo A Medina & Krawinkler, 2004a; Ricardo Antonio Medina & Krawinkler, 2004b).

#### 2.4.1.5. Degradación de la fuerza debido a carga cíclica

Debido a la carga dinámica, cíclica, los elementos pierden su capacidad. Esta degradación puede darse cuando hay un aumento de deformación inelástica o incluso para una misma deformación bajo varios ciclos como se muestra en Figura 11. El efecto de esta degradación es de mayor consideración en estructuras con períodos bajos según FEMA P440a.

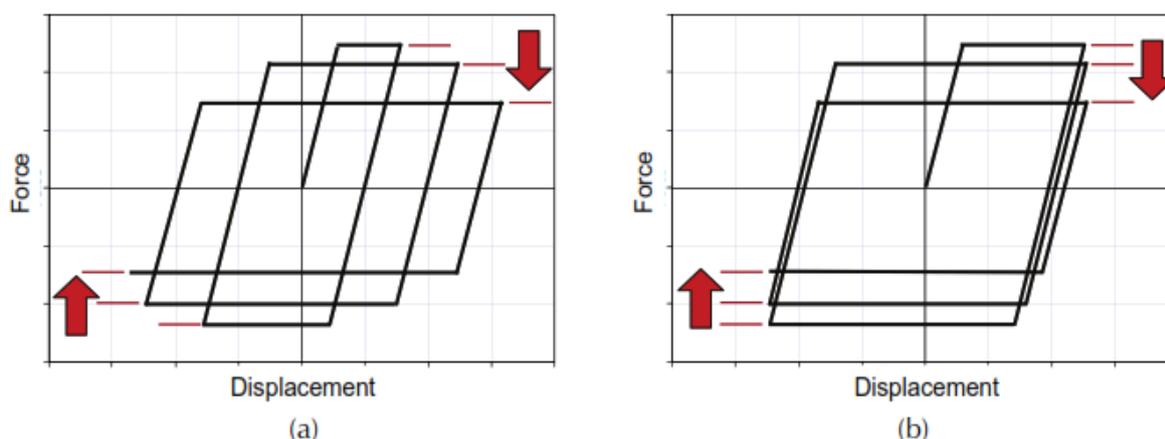


Figura 11. Degradación de resistencia, (FEMA P440a)

Además, esta degradación de resistencia puede darse entre ciclos o durante el ciclo como muestra Figura 12. El resultado de que se tenga degradación durante el ciclo es la aparición de una rigidez negativa post fluencia. Esta degradación es consecuencia de no linealidades geométricas y no linealidades del elemento. En acero, la degradación durante la carga puede darse por pandeo en elementos de arrioste, pandeos locales, fracturas de pernos, entre otros.

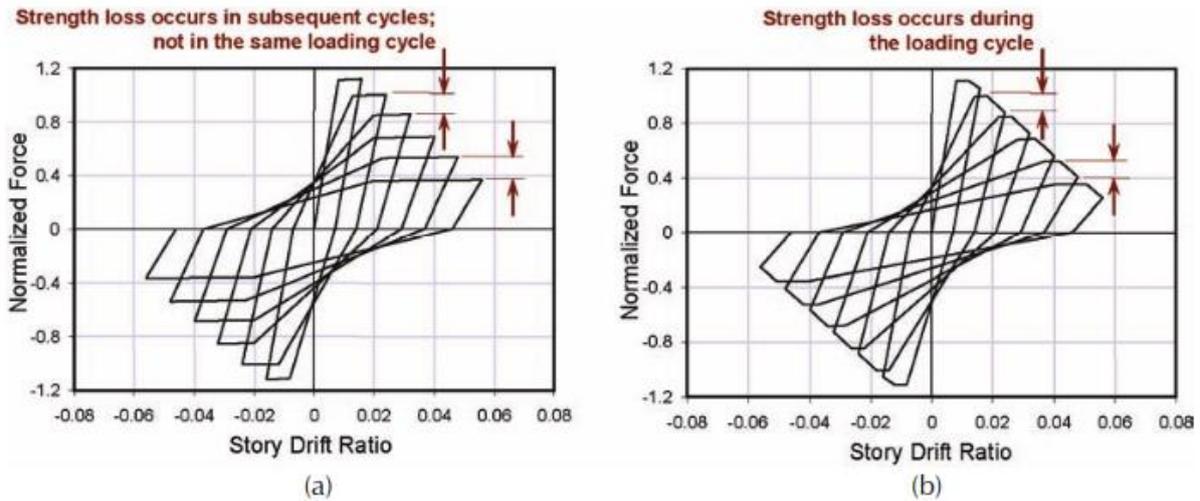


Figura 12. Degradación de resistencia entre y durante ciclos, (FEMA P440a)

Generalmente, la degradación de la resistencia durante el ciclo de carga conlleva a inestabilidades dinámicas, provocando el colapso de la estructura. Por ejemplo, al someter los dos comportamientos histeréticos bajo el protocolo de carga de Figura 13, se observa en la Figura 14 que la respuesta es similar hasta cierta deformación, pero cuando se somete a mayores derivas, la degradación de resistencia entre ciclos (primer modelo) hace que la estructura sea capaz de mantener una resistencia residual. Por el contrario, la degradación de resistencia durante la carga hace que la estructura, bajo la última carga sostenida del patrón de carga, pierda rápidamente su capacidad de resistir fuerzas laterales conforme aumenta la deriva.

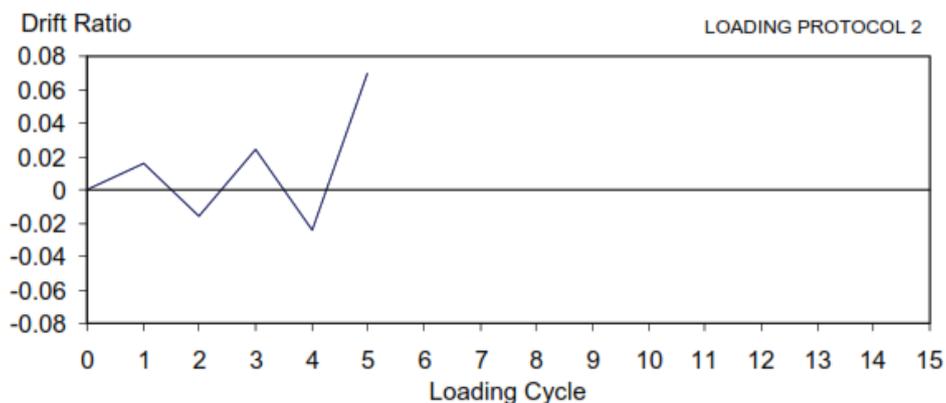


Figura 13. Protocolo de carga, (FEMA P440a)

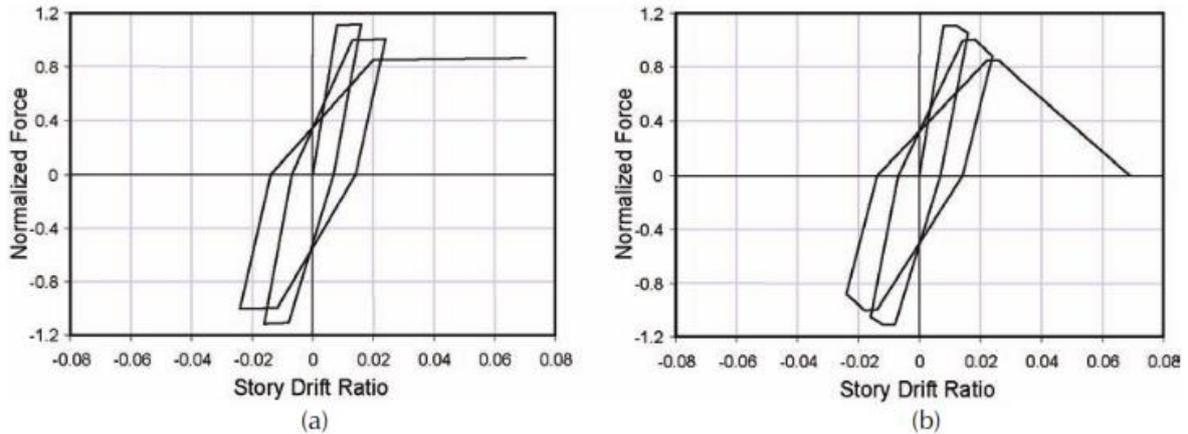


Figura 14. Comportamiento histerético bajo el protocolo de carga, (FEMA P440a)

Otro ejemplo de la influencia de esta característica, bajo cargas sísmicas, se muestra en la Figura 15. Con esto se ilustra el gran impacto que llega a tener el modelamiento de la pérdida de resistencia durante el ciclo de carga en la predicción del colapso. A diferencia del primer modelo, el cual presenta derivas residuales, el modelo dos llega a tener una gran deriva, provocando una inestabilidad dinámica y el colapso.

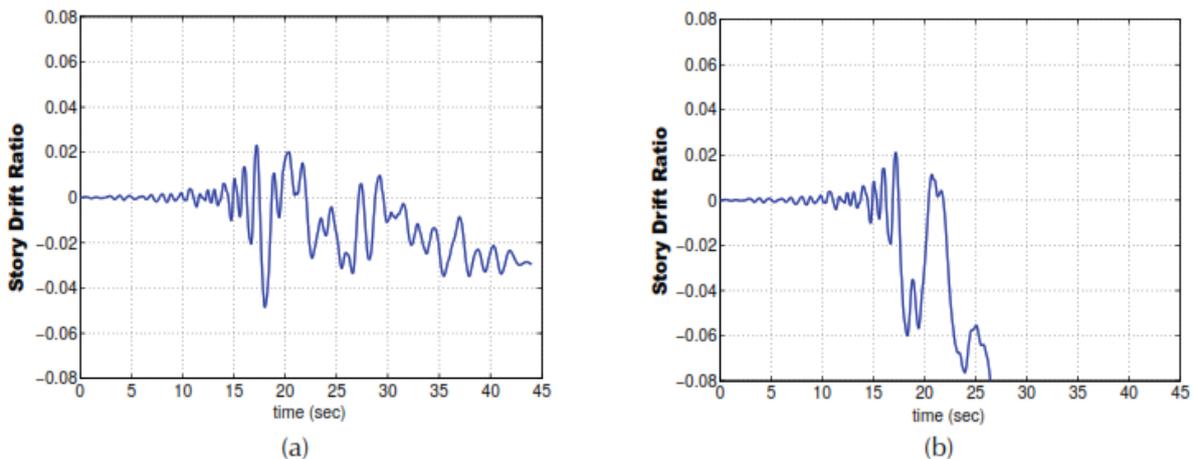


Figura 15. Respuesta de los modelos ante carga sísmica, (FEMA P440a)

### 2.4.2. Teoría de deterioro de Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK)

El primer modelo con esta teoría se remonta hace 25 años en Rahnama y Krawinkler (1993). Sin embargo, en los últimos años ha sido refinada y muy utilizada en análisis no lineales. L. F. Ibarra, Medina, & Krawinkler (2005) e L. Ibarra & Krawinkler (2005) dan una descripción del modelo original, el cual se basa en una curva envolvente

(backbone curve), un conjunto de reglas que definen el comportamiento histerético y otro conjunto de reglas que define cuatro modos de deterioro respecto a la curva envolvente.

### 2.4.2.1. Curva envolvente (Backbone curve)

Esta curva (Figura 16) define los límites del comportamiento sin deterioro del sistema, por ejemplo, límites de fuerza y deformación. Es semejante a la respuesta obtenida bajo una carga monótonica. Esta curva es resultado de la respuesta promedio bajo cargas cíclicas.

$F$  y  $\delta$  son variables genéricas e igual a  $M$  y  $\theta$  para rótulas plásticas. Este modelo se enfoca en la rigidez efectiva elástica  $K_e$ , el esfuerzo efectivo de fluencia  $F_y$ , rigidez para el endurecimiento  $K_s$ , punto de máxima resistencia en  $F_c$  y  $\delta_c$ , rigidez post endurecimiento  $K_c$  y el esfuerzo residual  $F_r$ . Nótese que las rigideces de endurecimiento y post endurecimiento están definidas por los parámetros  $\alpha_s$  y  $\alpha_c$ , los cuales serán redefinidos en la teoría modificada de IMK.

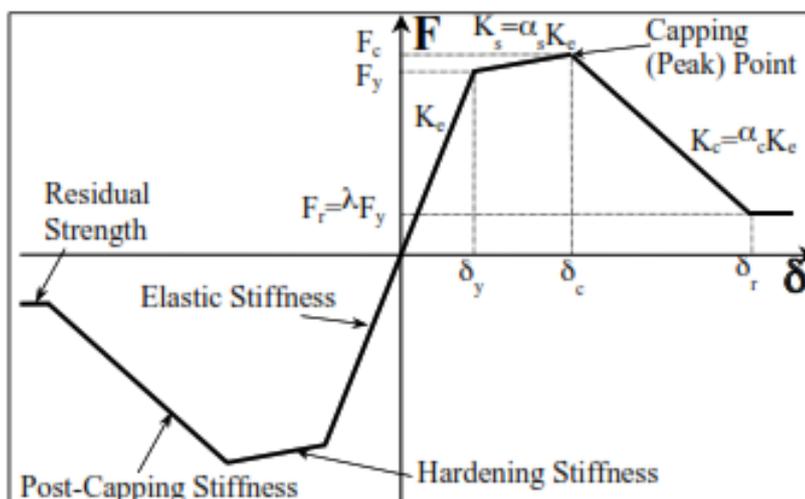


Figura 16. Curva envolvente del modelo original de IMK, (Ibarra et al. 2005)

### 2.4.2.2. Leyes constitutivas que definen el comportamiento histerético

El modelo se basa en las reglas constitutivas básicas para una curva de histéresis Bilineal con endurecimiento, incluso en el rango de post endurecimiento y esfuerzo residual. Sin embargo, se debe introducir un esfuerzo límite para lidiar con la zona de

rigidez negativa. Este límite corresponde al esfuerzo más pequeño reportado en el rango post endurecimiento presente en pasos anteriores. Por ejemplo, en la Figura 17 la curva de carga que comienza en el punto 5 debería continuar hasta la intersección 6' de acuerdo a las reglas básicas, sin embargo, dado el límite de esfuerzo, solo llega hasta el punto 6. Este límite establecido corresponde al esfuerzo del punto 3, el cual es el punto de menor esfuerzo de ciclos anteriores. Si este límite no se definiría, la capacidad podría aumentar en etapas de deterioro.

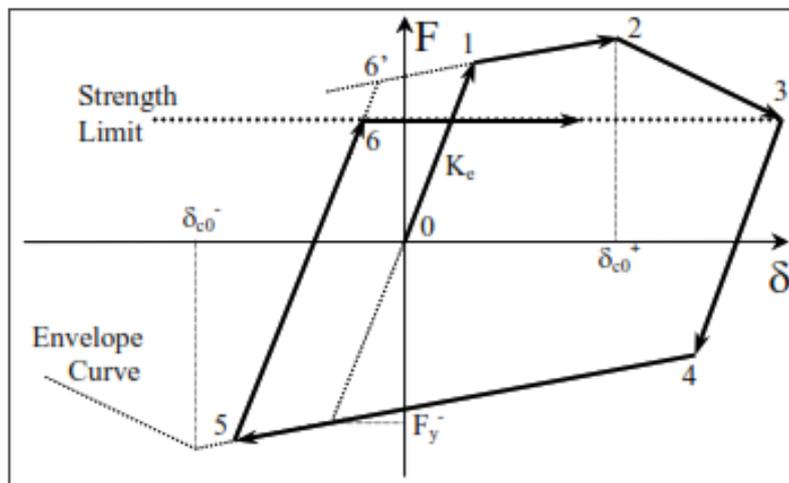


Figura 17. Leyes constitutivas del modelo, (Ibarra et al. 2005)

### 2.4.2.3. Modos de deterioro del modelo

Las tasas de deterioro cíclico se basan en la energía histerética disipada cuando el elemento es sometido a cargas cíclicas. De este modo, el deterioro cíclico en el paso  $i$ ,  $\beta_i$ , viene dado por la expresión:

$$\beta_i = \left( \frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^{i-1} E_j} \right)^c$$

Donde:

- $\beta_i$       Parámetro de deterioro en el paso  $i$ .
- $E_i$       Energía histerética disipada en el paso  $i$ .
- $E_t$       Capacidad de disipación de energía histerética de referencia.  $E_t = \gamma F_y \delta_y$ .
- $\sum E_j$     Energía histerética disipada en los pasos previos.

*c* Exponente que regula la tasa de deterioro cíclico.

Los cuatro modos de deterioro considerados por este modelo e ilustrados en la Figura 18, sobre un modelo con respuesta peak-oriented, son:

- Deterioro de la resistencia básica, disminuyendo el esfuerzo de fluencia para cada paso. (Figura 18a)
- Deterioro de la resistencia post fluencia, disminuyendo el esfuerzo pico post fluencia para cada paso. (Figura 18b)
- Deterioro de la rigidez de descarga, disminuyendo esta rigidez para cada paso. (Figura 18c)
- Deterioro de la rigidez de recarga acelerada, aumentando la deformación objetivo a lo largo de la curva envolvente para cada paso. (Figura 18d)

El factor por el cual se aumenta o disminuye cada valor de referencia expuesto anteriormente, en cada paso  $i$ , es  $1 \pm \beta_i$  respectivamente. Por lo tanto, se debería tener cuatro valores de  $\gamma$  o  $\Lambda$ , uno para cada componente a deteriorar; sin embargo, se ha demostrado que un solo valor es suficiente para describir correctamente los cuatro modos de deterioro en el elemento. (D. G. Lignos & Krawinkler, 2013)

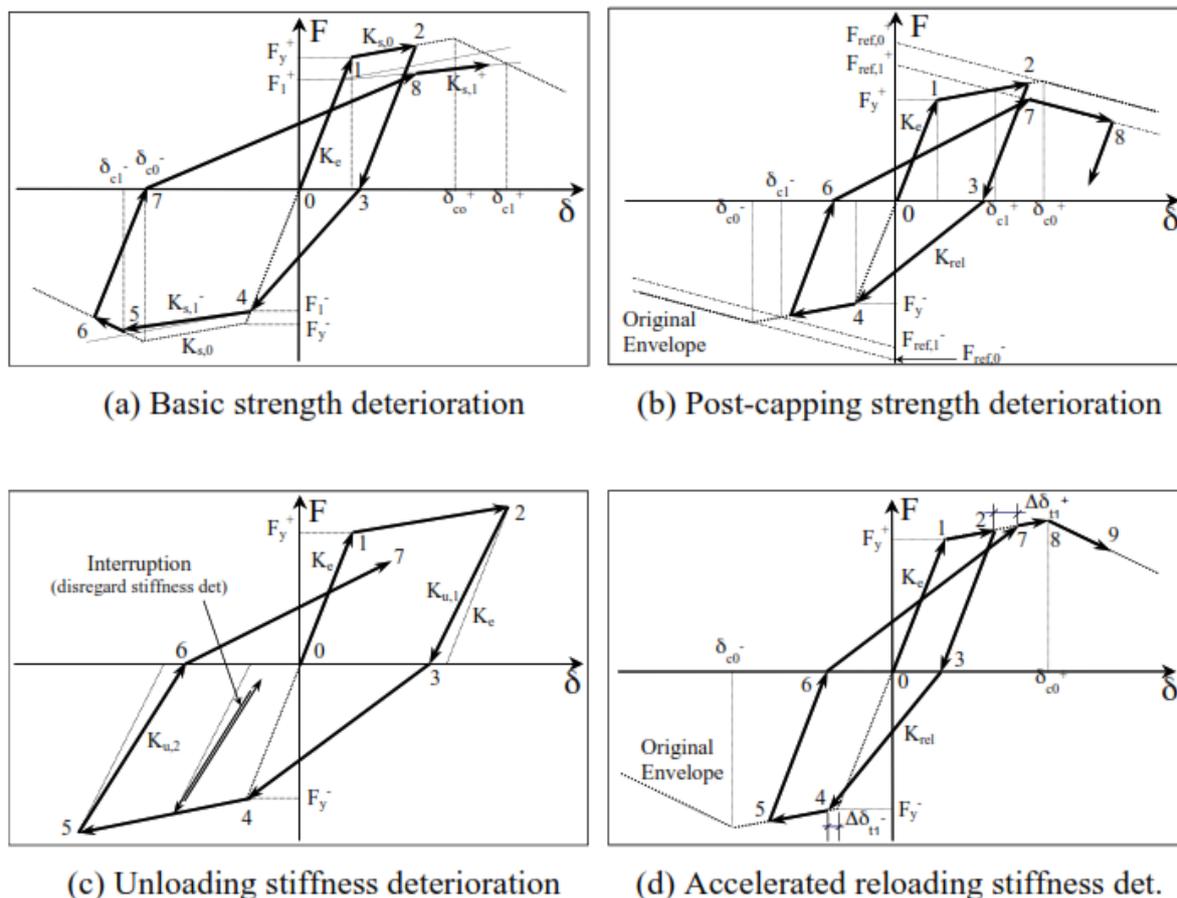


Figura 18. Modos de deterioro individuales, (Ibarra et al. 2005)

### 2.5. Teoría modificada de deterioro de IMK

La teoría modificada de Ibarra-Medina-Krawinkler busca mejorar ciertas definiciones y conceptos, y también perfeccionar la simulación del deterioro. En la Figura 19 se muestra la curva envolvente del nuevo modelo en la cual incluye un nuevo límite de deformación  $\delta_u$  donde se pierde la capacidad. Esto puede ayudar a simular el desgarramiento dúctil que se produce en componentes de acero o también la falla frágil de alguna conexión, dependiendo si esa deformación se da antes o después de llegar al esfuerzo residual.

También se agrega la posibilidad de tener un comportamiento asimétrico en función de la dirección de la carga, siendo muy útil al momento de modelar la influencia de las losas.

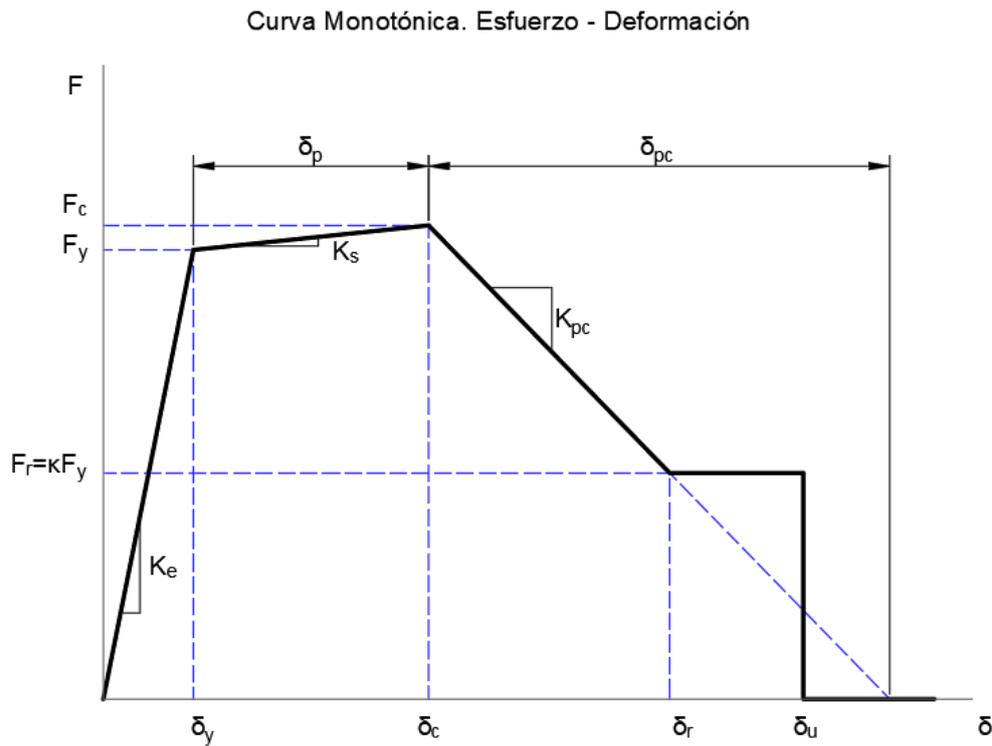


Figura 19. Curva envolvente del modelo modificado de IMK.

Donde:

$F_y, \delta_y$  Momento y rotación efectivos de fluencia

$K_e$  Rigidez elástica efectiva.  $K_e = F_y / \delta_y$

$F_c, \delta_c$  Fuerza de endurecimiento y deformación asociada

$\delta_p$  Deformación plástica de endurecimiento para carga monotónica.

$K_p$  Rigidez efectiva post-fluencia.  $K_p = (F_c - F_y) / \delta_p$

$\delta_{pc}$  Rango de deformación post endurecimiento

$K_{pc}$  Rigidez efectiva post endurecimiento.  $K_{pc} = F_c / \delta_{pc}$

$F_r$  Esfuerzo residual.  $F_r = k \cdot F_y$

$\delta_u$  Deformación última.

Para lograr el deterioro asimétrico mencionado, se incluye el factor D que permite disminuir la tasa de deterioro en una cierta dirección.

$$\beta_i = \left( \frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^{i-1} E_j} \right)^c \cdot D, D \leq 1$$

Respecto a los conceptos que definen el comportamiento, el valor de referencia para la capacidad de deformación es cambiado de la relación de ductilidad  $\delta_c/\delta_y$  a la deformación plástica  $\delta_p$  argumentando que es un valor más estable ante los cambios de los patrones de carga. Otro cambio es que el parámetro de endurecimiento  $\alpha_s = K_s/K_e$  pasa a ser función de la relación  $F_c/F_y$  para evitar la subjetividad de este valor. Igualmente, se plantea el uso de  $\delta_{pc}$  para definir el comportamiento post endurecimiento en lugar del parámetro que definía la rigidez en esa zona  $\alpha_c$ .

La definición de capacidad de disipación de energía de referencia ahora es función de  $\delta_p$  en lugar de  $\delta_c$ , obteniéndose  $E_t = \lambda F_y \delta_p = \Lambda F_y$ , donde  $\Lambda$  es la capacidad de deformación acumulativa de referencia.

Dada la característica de capacidad residual  $F_R = \kappa \cdot F_y$  en la curva histerética, también se modificó el comportamiento de la rigidez post endurecimiento para que pueda pasar gradualmente de rigidez negativa a rigidez cero. Para ello, el parámetro  $\alpha_c = \frac{K_{pc}}{K_e} = \frac{F_c}{\theta_{pc} \cdot K_e}$  se degrada cada paso  $i$  con la siguiente expresión:

$$\alpha_{c,i} = \alpha_{c, inicial} \cdot \left( 1 - \frac{F_R}{F_y, i} \right)$$

## 2.6. Implementación de la teoría de deterioro en OpenSees.

El nombre OpenSees hace referencia a Open System for Earthquake Engineering Simulation (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006). Este es un software de código abierto para crear aplicaciones de elementos finitos en el campo estructural y geotécnico. Inicialmente estaba enfocado al uso en ingeniería sísmica pero también se puede estudiar los efectos de vientos, fuego y oleaje. Su desarrollo inició en 1994 a través de Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) de la Universidad de Berkeley y continúa con el apoyo de Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES) del gobierno de los Estados Unidos.

Este software es básicamente un intérprete (Figura 20), por lo tanto el ingreso de esta geometría y de los demás parámetros explicados a continuación, a diferencia de programas estructurales de uso comercial como SAP2000 y eTABS, se los debe hacer a través de códigos '.tcl', declarando un análogo a una matriz de coordenadas de nodos y luego una matriz de conectividad de los elementos.

Hasta el 2014 contaba con 160 tipos de elementos, 220 tipos de materiales, 15 algoritmos de solución, 40 estrategias de integración y 30 tipos de solucionadores. Otra gran ventaja de OpenSees es la posibilidad del análisis en paralelo con modernas técnicas computacionales. (McKenna, 2014)

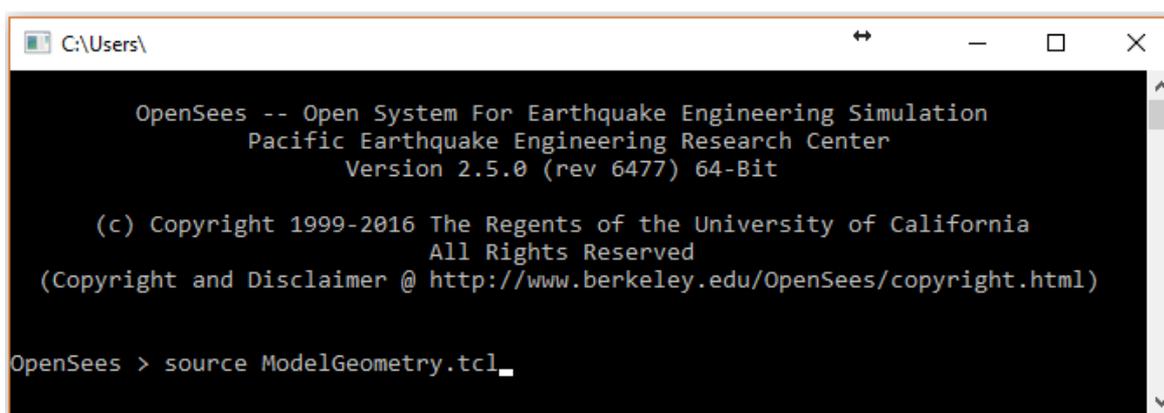


Figura 20. Interfaz de OpenSees.

### 2.6.1. Material uniaxial Bilin

Dentro de OpenSees, está disponible el material Bilin, el cual basa su comportamiento en la teoría modificada de IMK. Este material cuenta con 25 parámetros de ingreso (Tabla 6) que deben ser calibrados en base a experimentaciones, de acuerdo al material real que se quiere representar, por ejemplo, elementos en acero u hormigón armado. El gráfico ilustrativo de este material se muestra en Figura 21.

Tabla 6. Parámetros del material Bilin

No.	Parámetro	Detalle
1	\$matTag	Identificador del material
2	\$K0	Rigidez elástica efectiva ( $K_e$ )
3	\$as_Plus	Factor de endurecimiento para carga en dirección positiva y negativa respectivamente ( $\alpha_s$ ). En función de la relación $M_c/M_y$ .
4	\$as_Neg	
5	\$My_Plus	Momento de fluencia para carga en dirección positiva y negativa
6	\$My_Neg	

7	\$Lamda_S	Parámetro de deterioro cíclico ( $\Lambda$ ): para resistencia básica, resistencia post fluencia, rigidez de recarga acelerada, rigidez de descarga
8	\$Lamda_C	
9	\$Lamda_A	
10	\$Lamda_K	
11	\$c_S	Tasa de deterioro cíclico: para resistencia básica, resistencia post fluencia, rigidez de recarga acelerada, rigidez de descarga
12	\$c_C	
13	\$c_A	
14	\$c_K	
15	\$theta_p_Plus	Capacidad de rotación plástica ( $\theta_p$ ) para carga en dirección positiva y negativa
16	\$theta_p_Neg	
17	\$theta_pc_Plus	Capacidad de rotación post endurecimiento ( $\theta_{pc}$ ) para carga en dirección positiva y negativa
18	\$theta_pc_Neg	
19	\$Res_Pos	Relación de la capacidad residual ( $\kappa$ ) para carga en dirección positiva y negativa
20	\$Res_Neg	
21	\$theta_u_Plus	Capacidad última de rotación ( $\theta_u$ ) para carga en dirección positiva y negativa
22	\$theta_u_Neg	
23	\$D_Plus	Tasa de deterioro cíclico para carga en dirección positiva y negativa. Usado para crear el comportamiento de deterioro asimétrico.
24	\$D_Neg	
25	\$nFactor	Factor de amplificación para la rigidez elástica. Usado para plasticidad concentrada. (Opcional)

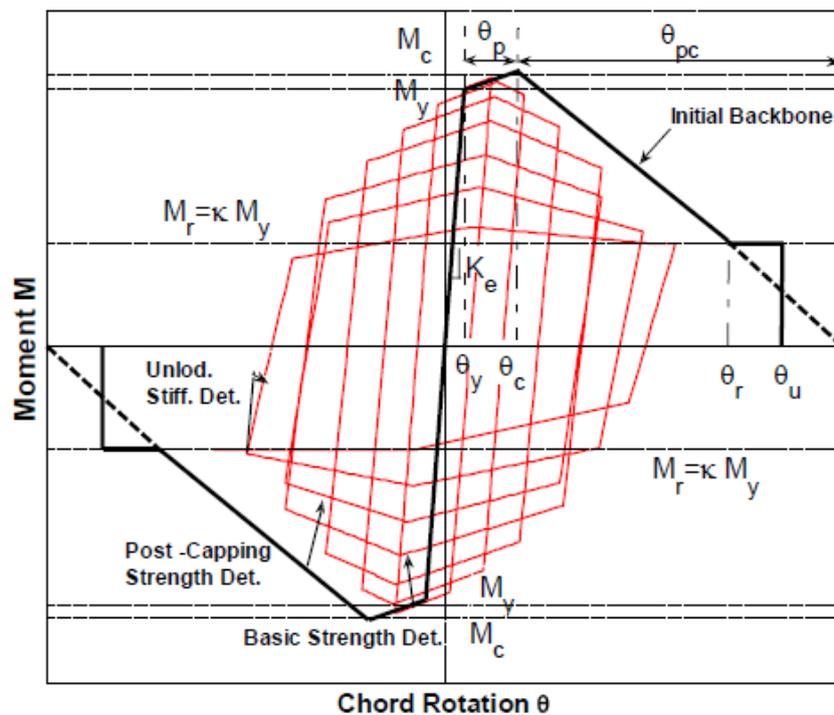


Figura 21. Ilustración del material Bilin. (Mazzoni et al., 2006)

### 2.6.2. Calibración del material Bilin

Para elementos de acero, los parámetros de esta teoría han sido calibrados con una base de datos de 300 ensayos realizados en Dimitrios G. Lignos & Krawinkler (2007) y D. G. Lignos & Krawinkler (2011). En la Figura 22 se contrasta el comportamiento real con el modelado de un espécimen.

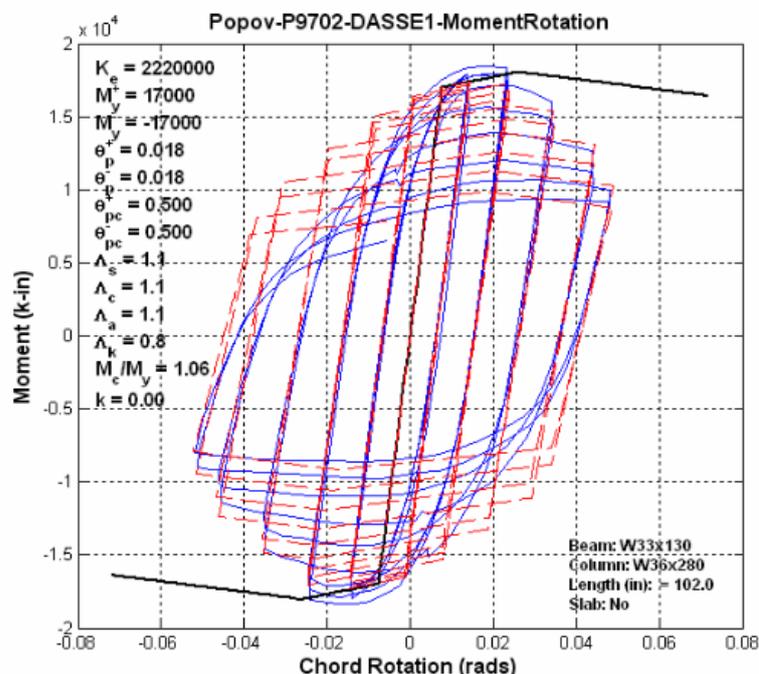


Figura 22. Comparación del modelo de deterioro vs resultados experimentales. (Dimitrios G. Lignos & Krawinkler, 2007)

La rigidez efectiva del elemento  $K_e$ , es igual a  $K_{mem} = 6EI/L$ , para plasticidad concentrada se deberá ingresar la rigidez modificada  $k_{ss} = (n + 1) \cdot k_{mem}$ , como se expone en la sección 3.2.2.

Para la calibración del parámetro  $M_y$ , por ser un modelo de plasticidad concentrada, se tomó igual a  $M_{pr}$  y de esta manera considerar el momento en el que ocurre la plastificación, lo cual concuerda con la literatura (Applied Technology Council, 2017b). Este valor deberá ser modificado como se indica en 2.6.3 para considerar la reducción de capacidad por interacción de esfuerzos axiales y de flexión (que no considera la implementación).

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e$$

Donde:



- $M_{pr}$  Máximo momento probable en la rótula plástica.
- $C_{pr}$  Factor para tener en cuenta la capacidad máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por tensión, restricciones locales, el refuerzo adicional y otras condiciones de conexión.
 
$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$
- $R_y$  Relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia mínima  $F_y$ , tal como se especifica en las disposiciones sísmicas de AISC.
- $Z_e$  Módulo de sección plástico efectivo, del RBS de ser el caso.

El factor de endurecimiento  $\alpha_s$ , se calibra con la expresión:

$$\alpha_s = \frac{K_S}{K_e} = \frac{M_y \left( \frac{M_c}{M_y} - 1 \right)}{K_{mem} \cdot \theta_p}$$

Sin embargo, para plasticidad concentrada, se modifica y se usa  $\alpha_{s,mod} = \frac{\alpha_s}{1-n \cdot (1-\alpha_s)}$  como se demuestra en la sección 3.2.2.

En Dimitrios G. Lignos & Krawinkler (2011), muestra los cuatro dataset con las que se ha experimentado en laboratorio y para las cuales se ofrecen los valores de los parámetros de respuesta a calibrar:  $\theta_p, \theta_{pc}, \Lambda$ . Las condiciones para los dataset se resumen en la Tabla 7.

Tabla 7. Resumen de los dataset.

Dataset	Detalle	
1	Vigas (no RBS)	102mm (4'') ≤ d ≤ 914mm (36'')
2	Vigas (RBS)	457mm (18'') ≤ d ≤ 914mm (36'')
3	Vigas (no RBS)	d ≥ 533mm (21'')
4	Vigas (RBS)	d ≥ 533mm (21'')

La ecuación de regresión para obtener los parámetros de respuesta (RP) es:

$$RP = a_1 \left( \frac{h}{t_w} \right)^{a_2} \left( \frac{b_f}{2t_f} \right)^{a_3} \left( \frac{L_b}{r_y} \right)^{a_4} \left( \frac{L}{d} \right)^{a_5} \left( \frac{c_{1unit} d}{533} \right)^{a_6} \left( \frac{c_{2unit} F_y}{355} \right)^{a_7}$$

Donde  $c_{1unit}, c_{2unit}$  son coeficientes para conversión de unidades, siendo 1.0 si se usa mm y MPa, y tomando un valor de 25.4 y 6.895 respectivamente si se usa pulgadas y ksi.

Los valores de los coeficientes  $a_n$  se muestran en la Tabla 8.

*Tabla 8. Valores para la calibración.*

	Dataset1			Dataset3			Dataset4		
	$\theta_p$	$\theta_{pc}$	$\Lambda$	$\theta_p$	$\theta_{pc}$	$\Lambda$	$\theta_p$	$\theta_{pc}$	$\Lambda$
a1	0.0865	5.6300	495.0000	0.3180	7.5000	536.0000	0.1900	9.5200	585.0000
a2	-0.3650	-0.5650	-1.3400	-0.5500	-0.6100	-1.2600	-0.3140	-0.5130	-1.1400
a3	-0.1400	-0.8000	-0.5950	-0.3450	-0.7100	-0.5250	-0.1000	-0.8630	-0.6320
a4	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0230	-0.1100	-0.1300	-0.1850	-0.1080	-0.2050
a5	0.3400	0.0000	0.0000	0.0900	0.0000	0.0000	0.1130	0.0000	0.0000
a6	-0.7210	-0.2800	0.0000	-0.3300	-0.1610	0.0000	-0.7600	0.0000	0.0000
a7	-0.2300	-0.4300	-0.3600	-0.1300	-0.3200	-0.2910	-0.0700	-0.3600	-0.3910

Estos 3 parámetros de respuesta deben ser calibrados para cada elemento (vigas y columnas), por lo que en el desarrollo de este trabajo de titulación se creó un procedimiento en OpenSees que permita facilitar la calibración. Por ejemplo, para calibrar el parámetro de respuesta  $\theta_p$  de una viga RBS con un peralte mayor a 21", se deben tomar los valores correspondientes del Dataset4 y evaluar con las características geométricas del perfil usado en dicha viga, de la siguiente manera:

$$\theta_p = 0.19 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.314} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.1} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.185} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.113} \left(\frac{25.4 d}{533}\right)^{-0.76} \left(\frac{6.895 F_y}{355}\right)^{-0.07}$$

### 2.6.3. Limitaciones del material Bilin

Una desventaja de la implementación de esta teoría es que su aplicabilidad y la experimentación mostrada para la calibración fue considerada únicamente en vigas. Para el caso de las columnas, las cuales están sometidas a importantes cargas axiales, existen estudios posteriores que han demostrado que por ejemplo para columnas W14, la reducción de la capacidad a momento se ve bien reflejada por la interacción P-M definida en AISC/ANSI 360-05 (Newell & Uang, 2008). Es por eso que se permite usar esta teoría a columnas, previa modificación de la capacidad a momento.

Para una aproximación se sugiere reducir el momento, considerando una carga axial  $P_{red}$  obtenida de las cargas de gravedad más la mitad de la máxima carga lateral

$(P_{red} = P_{grav} + 0.5P_{E,max})$ . Esta imposición de la reducción es un limitante, ya que no considera variaciones axiales en el tiempo (NIST, 2010) sin embargo ha sido ampliamente empleado.

Estudios recientes (Hartloper & Lignos, 2017; Suzuki & Lignos, 2015) muestran que uno de los factores que dominan la respuesta sísmica de las columnas es la carga axial debido a las fuerzas de gravedad únicamente, las cuales muestran mayor influencia que las cargas axiales debido a las fuerzas dinámicas. Esto es resultado del endurecimiento por pandeo local en la zona de rótula plástica de la columna. Por lo tanto, dado que el comportamiento depende principalmente en la carga constante de gravedad, facilita la predicción de la reducción axial con  $P_{red} = P_g$ .

La reducción de la capacidad a momento por interacción de la carga axial está dada por:

$$M_y = \begin{cases} C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e \cdot \left(1 - \frac{P_{red}}{2P_{ye}}\right), & \text{si } P_{red}/P_{ye} \leq 0.20 \\ C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e \cdot \frac{9}{8} \left(1 - \frac{P_{red}}{P_{ye}}\right), & \text{si } \frac{P_{red}}{P_{ye}} > 0.20 \end{cases}$$

Con  $P_{ye} = R_y F_y A$  y  $C_{pr} = 1.15$



### **3. MATERIALES Y MÉTODOS**

A continuación, se describen las características del prototipo de estudio, definiendo la geometría y las secciones utilizadas en el diseño. Luego se hace una descripción detallada de cada consideración tomada en la etapa de modelación: modificaciones para el uso de plasticidad concentrada, representación de la conexión (panel zone), inclusión del efecto PDelta a través de una columna fantasma sin rigidez lateral y las modificaciones necesarias para la utilización del amortiguamiento tipo Rayleigh. Seguido, se explica la serie de chequeos que se realizaron sobre el modelo para verificar que su comportamiento sea el correcto antes de ejecutar los análisis dinámicos no lineales. También se explica el procedimiento que se siguió para escalar los registros sísmicos a las diferentes intensidades a analizar y el límite de derivas residuales y máximas de acuerdo al nivel de desempeño correspondiente.

#### **3.1. Prototipo de estudio.**

##### **3.1.1. Datos del prototipo diseñado.**

Debido a que el alcance de este proyecto de titulación no comprende el diseño de una estructura en sí, el edificio a utilizar proviene del prototipo para sistemas especiales resistentes a momento usado para la evaluación de la metodología FEMA P695 (NIST, 2010, Capítulo 6), específicamente el prototipo 4RSA. Este consta de 3 vanos y 8 pisos, diseñado con los requerimientos establecidos en los códigos ASCE 7-05 y AISC 341-05.

El diseño del prototipo ha sido estudiado de tal manera que la modelación refleje la realidad lo más cercano posible, definiéndose las secciones usadas, las conexiones, las masas dinámicas, distribución de las cargas de acuerdo a la configuración, y la demás geometría en general.

El sistema lateral utilizado está compuesto por pórticos especiales de acero resistentes a momento. También el diseño contempla el uso de vigas de sección reducida (RBS), conforme los requisitos de AISC 358-05.

Es importante aclarar que este prototipo ha sido diseñado para satisfacer condiciones mínimas de cortante basal y derivas de acuerdo a ASCE 7-05, con la excepción que el coeficiente  $C_d$  fue tomado igual al  $R$ , como sugiere la metodología de evaluación al colapso FEMA P695, es decir un valor de 8.

La Figura 23 muestra la configuración en planta del prototipo, donde se considera que el sistema lateral estudiado resiste toda la carga sísmica pero solo recibe las cargas gravitacionales del área tributaria sombreada.

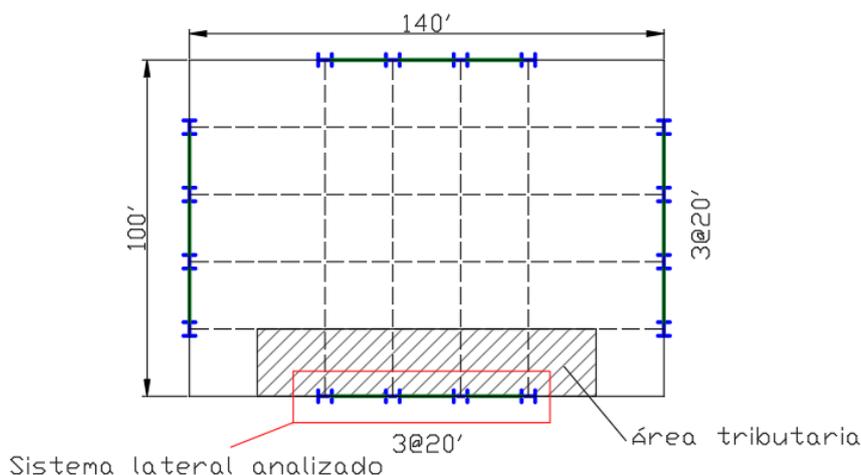


Figura 23. Configuración típica en planta del prototipo estudiado.

La altura del primer piso es de 15 pies, mientras que la altura de los demás pisos es de 13 pies. El ancho de cada vano es de 20 pies, medidos de centro a centro de las columnas. El material utilizado es acero con  $f_y=50\text{ksi}$ , diseñado con los requisitos de ASTM A992.

Las columnas externas serán diferentes a las internas, y las vigas serán iguales en su respectivo piso. También se cuenta con placas “doubler plates”, que colaboran en el cortante de las conexiones. La distribución de secciones usadas se muestra en la Tabla 9.

Tabla 9. Distribución de las secciones usadas

Piso	Elevación [in.]	Viga	Columna exterior	Columna interior	Tamaño Doubler Plate	
					Col. Exterior [in]	Col. Interior [in]
1	166.55	W30X108	W24X131	W24X162	1/16	9/16
2	322.55	W30X116	W24X131	W24X162	1/16	3/8
3	478.55	W30X116	W24X131	W24X162	1/16	11/16
4	634.55	W27X94	W24X131	W24X162	0	3/8
5	790.55	W27X94	W24X131	W24X131	0	9/16
6	946.55	W24X84	W24X131	W24X131	0	7/16
7	1102.55	W24X84	W24X94	W24X94	0	9/16
8	1258.55	W21X68	W24X94	W24X94	0	5/16

### 3.1.2. Vigas RBS

Las vigas de este prototipo cuentan con el diseño basado en conexiones precalificadas RBS según AISC 358-05. Los parámetros de estas vigas se muestran en la Tabla 10 y definirán la geometría y otras propiedades de las vigas como se muestra en la Figura 24

Tabla 10. Parámetros de las vigas RBS consideradas.

Parámetro	Valor
a	$0.625 \cdot b_f$
b	$0.750 \cdot d_b$
c	$0.250 \cdot b_f$

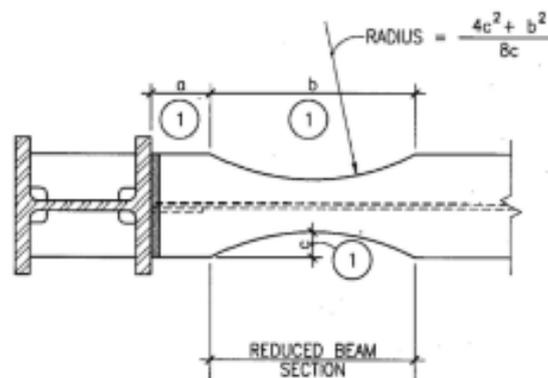


Figura 24. Distribución de los parámetros de una viga RBS

El módulo de sección plástico,  $Z_x$ , y la inercia,  $I_x$ , en la reducción de una viga RBS debe ser calculado con las siguientes expresiones:

$$Z_{x,RBS} = Z_x - 2 \cdot c \cdot t_{bf} \cdot (d - t_{bf})$$

$$I_{x,RBS} = I_x - 4 \left( \frac{(c \cdot t_f)^3}{12} + c \cdot t_f \cdot \left( \frac{d}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right)$$



### 3.2. Características del modelo

#### 3.2.1. Masas del edificio y distribución de las cargas

La carga muerta es de 90 psf distribuida uniformemente en cada piso. Se aplicó una carga “cladding” en el perímetro, con un valor de 25 psf. La carga viva es de 50 psf en todos los pisos, y en el techo toma un valor de 20 psf.

Para el cálculo de las fuerzas actuantes y masas dinámicas, se utilizó la combinación recomendada en el FEMA P695, esto es  $1.05D+0.25L$ .

Dadas las dimensiones de la estructura, el detalle de las masas y cargas en todo el piso se muestra en la Tabla 11.

*Tabla 11. Masas y cargas en la estructura.*

Piso	M [ksi]	Clading [ksi]	L [ksi]	$1.05D+0.25L$	Masa	Masa/4
1	1260.0	168.0	700.0	1674.4	2.16779	0.54195
2-7	1260.0	156.0	700.0	1661.8	2.15148	0.53787
8	1260.0	78.0	280.0	1474.9	1.90950	0.47738

Las cargas que actúan sobre el área tributaria del sistema de gravedad y el leaning column, considerando únicamente la mitad de la planta de la estructura (Figura 25) se muestra en la Tabla 12 y la distribución de las fuerzas en el modelo se realizó como se ilustra en la Figura 26. Más detalles del “leaning column” se presenta en la sección 3.2.4.

*Tabla 12. Cargas del área tributaria y leaning column.*

Piso	M [ksi]	Clading [ksi]	L [ksi]	Carga sobre el área tributaria [ksi]	Carga correspondiente a cada vano [ksi] ( $w$ )	Carga sobre el leaning column [ksi] ( $F_{lc}$ )
1	180.0	35.0	100.0	250.8	50.150	586.5
2-7	180.0	32.5	100.0	248.1	49.625	582.8
8	180.0	16.3	40.0	216.1	43.213	521.4

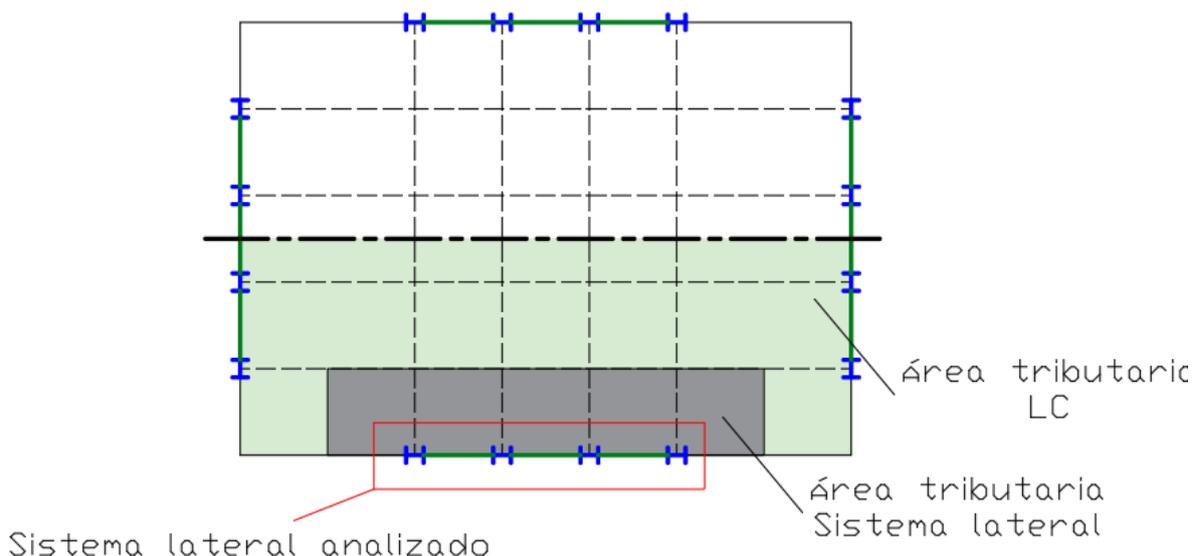


Figura 25. Vista en planta de las áreas tributarias.

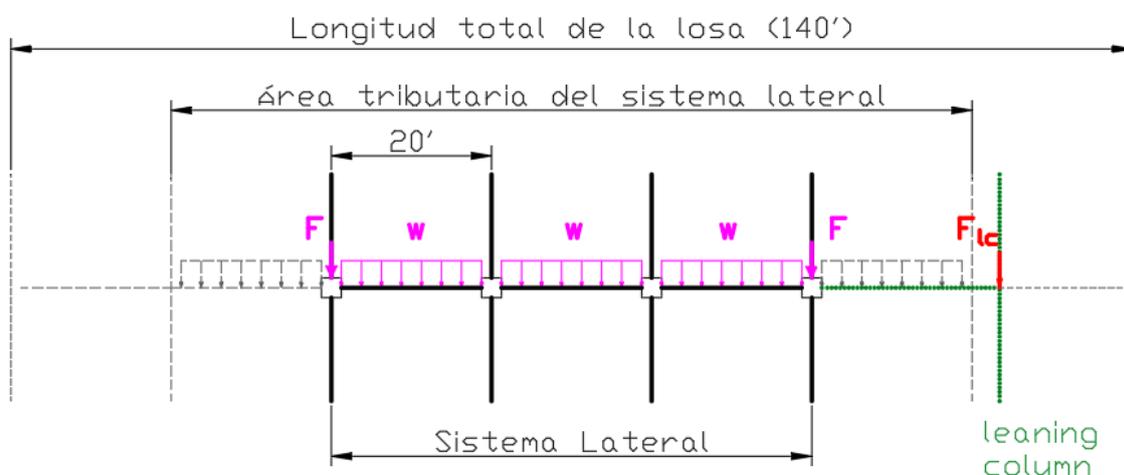


Figura 26. Distribución de las fuerzas en el modelo

### 3.2.2. Plasticidad concentrada. Resorte equivalente.

Para efectos de la no linealidad en los materiales, se modeló rotulas plásticas en vigas y columnas, usando el ya mencionado modelo de deterioro modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler. La distribución de la no linealidad de los elementos, al ser un diseño con vigas de sección reducida (RBS), se consideró como plasticidad concentrada en las rótulas formadas en la sección reducida, mientras que el resto de los elementos serán elásticos. En el caso de las columnas, la plasticidad se consideró

en los extremos de estos elementos. La ubicación típica de las rótulas se muestra a través de una vista en elevación en la Figura 27.

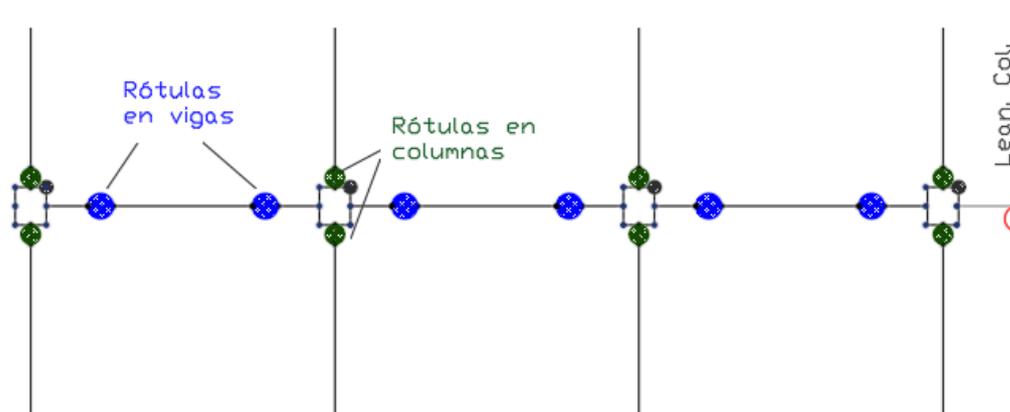


Figura 27. Configuración típica en elevación del modelo de plasticidad concentrada.

Tanto para el caso de vigas y columnas, se recurrió a una modificación de las inercias, que hace que dicha plasticidad concentrada sea equivalente a la del elemento completo, análogo a un sistema de resortes en serie. Para esto se tratará la rigidez del miembro como una composición de la rigidez del resorte y la rigidez de la parte elástica (L. Ibarra & Krawinkler, 2005).

La rigidez rotacional del miembro,  $k_{mem}$ , puede obtenerse de las propiedades estructurales. Por ejemplo, para una viga que se fleje con doble curvatura  $k_{mem} = 6EI_{beam}/L_{beam}$ . La descomposición en resortes en serie es:

$$k_{mem} = \frac{1}{\frac{1}{k_{ss}} + \frac{1}{k_{bc}}} = \frac{k_{ss} \cdot k_{bc}}{k_{ss} + k_{bc}}$$

De aquí se podría elegir dos opciones extremas

$$k_{bc} = \infty \rightarrow k_s = k_{mem}$$

$$k_{ss} = \infty \rightarrow k_{bc} = k_{mem}$$

El problema de asumir rigidez infinita en los resortes causaría dos problemas (L. Ibarra & Krawinkler, 2005):

- La rigidez sería la misma sin importar el gradiente del momento. El gradiente del momento puede variar durante un análisis tiempo historia, lo cual no se estaría considerando.

- Todo el amortiguamiento se daría al resorte rotacional, lo cual estaría alejado de la realidad.

El problema de asumir rigidez infinita en la parte elástica sería:

- Inestabilidad numérica
- No se podría poner endurecimiento por deformación ni rigidez post fluencia.

Por lo expuesto se resolvió tomar una relación entre las rigideces tal que la rigidez de los resortes sea igual a n veces la rigidez del elemento elástico, como lo sugiere la literatura. Se usó una equivalencia de n=10. Con esta solución se tiene,

$$k_{bc} = \frac{n + 1}{n} \cdot k_{mem} \quad k_{ss} = (n + 1) \cdot k_{mem}$$

Estas modificaciones se harán únicamente en las rótulas y parte central de una misma viga, como se muestra en la Figura 28, no en los dos elementos sobrantes de los extremos. Para modificar dichas rigideces de manera indirecta, se tendrá que agregar los factores a las inercias (L. Ibarra & Krawinkler, 2005).

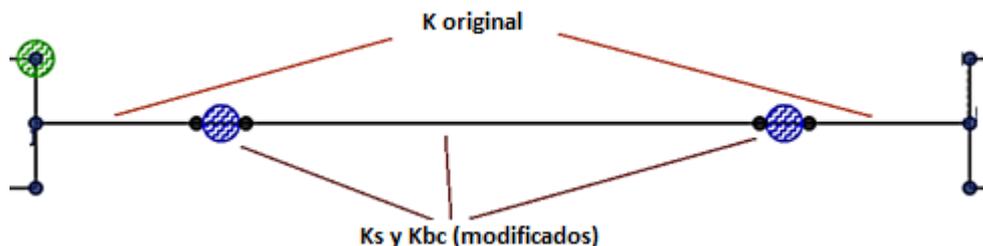


Figura 28. Modificación de las rigideces en los miembros.

Esta solución permite que se minimicen los problemas de la primera opción. Ahora se puede asignar amortiguamiento a la parte elástica y también se toma en cuenta los cambios de gradientes de momento. También permite incluir los parámetros de deterioro en la rótula. Sin embargo, estos deben ser modificados para que contemplen los cambios en todo el elemento y no solo en la rótula precisamente. El procedimiento matemático detrás de la obtención del coeficiente de endurecimiento  $\alpha_{ss}$ , en el rango plástico, se muestra:

Teniendo en cuenta las relaciones,

$$\Delta\theta_{mem} = \Delta\theta_s + \Delta\theta_{bc}$$

$$\alpha_{mem} = \frac{\Delta M_{in}}{\Delta \theta_{mem} \cdot K_{mem}}$$

Reemplazando,

$$\frac{\Delta M_{in}}{\alpha_{mem} \cdot K_{mem}} = \frac{\Delta M_{in}}{\alpha_{ss} \cdot K_{ss}} + \frac{\Delta M_{in}}{K_{bc}}$$

Sustituyendo y simplificando

$$k_{bc} = \frac{n+1}{n} \cdot k_{mem} \quad k_{ss} = (n+1) \cdot k_{mem}$$

$$\frac{1}{\alpha_{mem}} = \frac{1}{\alpha_{ss} \cdot (n+1)} + \frac{1}{\frac{n+1}{n}}$$

Despejando

$$\frac{1}{\alpha_{ss}} = \left( \frac{1}{\alpha_{mem}} - \frac{n}{n+1} \right) \cdot (n+1) = \frac{n+1 - n \cdot \alpha_{mem}}{\alpha_{mem}}$$

De donde la ecuación corregida del apéndice B de Ibarra & Krawinkler (2005) es,

$$\alpha_{ss} = \frac{\alpha_{mem}}{1 - n \cdot (1 - \alpha_{mem})}$$

### 3.2.3. Modelación de la conexión viga-columna.

La Figura 29 muestra el diagrama de las fuerzas actuantes sobre la conexión (nudo) cuando el pórtico se encuentra sujeto a cargas laterales. En el proceso de modelación se usó una técnica para asignar rigidez rotacional a las conexiones viga-columna, representando la relación entre los esfuerzos de corte y la deformación que se produce. Esto se logra a través de la modelación de un sistema llamado panel zone. Cada panel zone cuenta de 8 elementos rígidos conectados con resortes rotacionales como se muestra en la Figura 30. En este modelo no se consideró el deterioro en el panel zone.

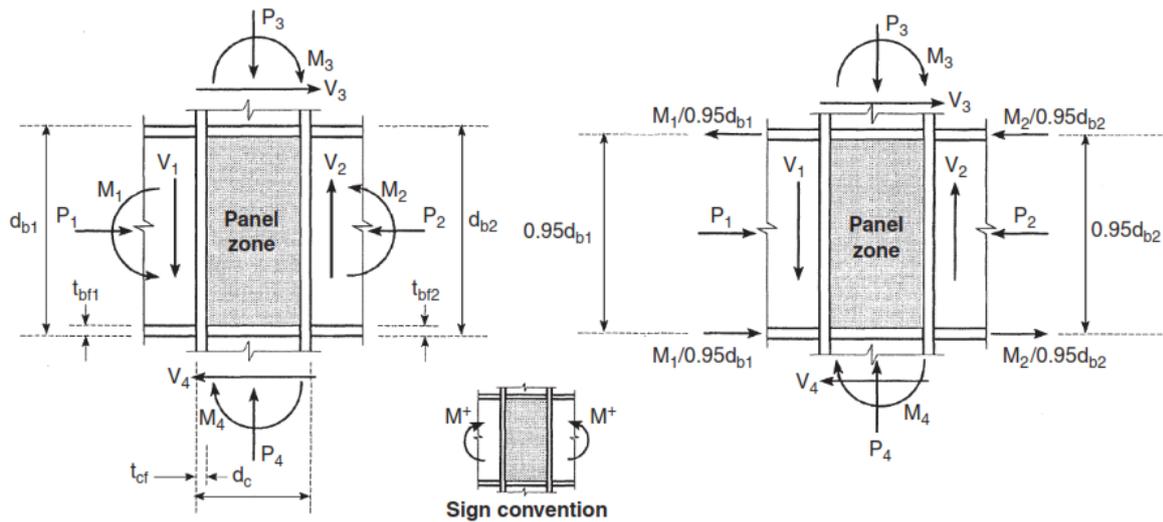


Figura 29. Esfuerzos actuantes sobre el panel zone sujeto a cargas laterales. (Bruneau et al., 2011)

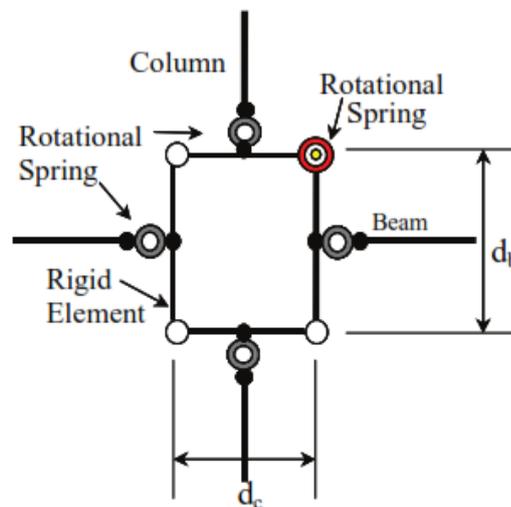


Figura 30. Configuración típica del panel zone.

Se utilizó el procedimiento rotPanelZone2D.tcl escrito por Dimitrios Lignos el cual ayuda a calibrar un material uniaxial llamado Hysteretic basado en 3 puntos para cada sentido de carga como se muestra en la Figura 31.

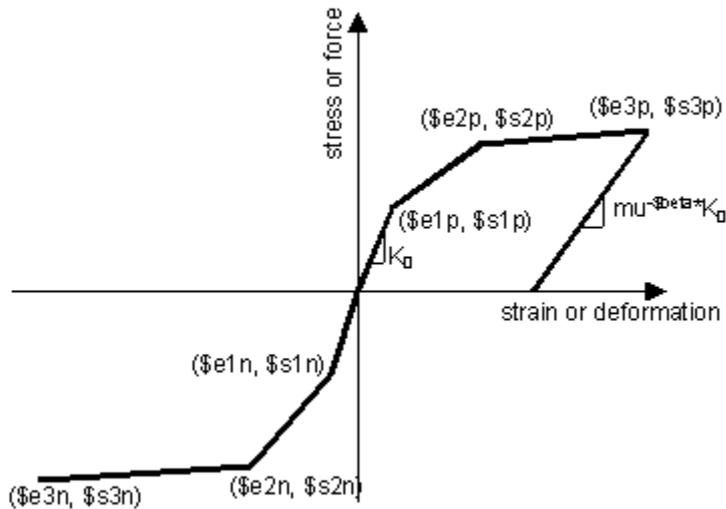


Figura 31. Comportamiento del material hysteretic. (Mazzoni et al., 2006)

El esquema de los parámetros a representar se muestra en la Figura 32.

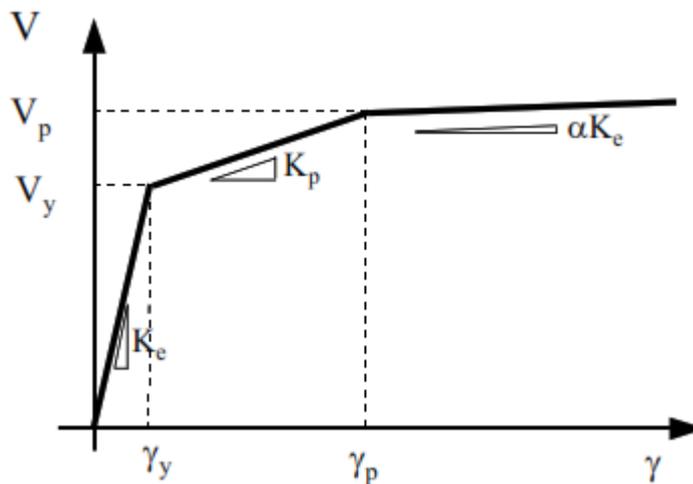


Figura 32. Relación trilineal de la fuerza cortante y la distorsión.

El esfuerzo de fluencia por corte  $V_y$  y distorsión  $\gamma_y$  en el panel zone está definido por

$$V_y = 0.55 \cdot (F_y R_y) \cdot d_c \cdot t_p$$

$$\gamma_y = \frac{(F_y R_y)}{\sqrt{3} \cdot G}$$

Donde:

$d_c$  Peralte de la columna.

$t_p$	Espesor del alma de la columna, incluido los doubler plates.
$G$	Módulo de corte

El siguiente punto queda definido por  $V_p$  y  $\gamma_p$

$$V_p = 0.55(F_y R_y) \cdot d_c \cdot t_p \cdot \left( 1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right)$$

$$\gamma_p = 4 \cdot \gamma_y$$

Donde:

$b_c$	Ancho del patín de la columna.
$t_{cf}$	Espesor del patín de la columna.
$d_b$	Peralte de la viga.

El tercer punto está establecido de tal manera que se garantice una pendiente igual a  $\alpha \cdot K_e$ .

Como se modeló el corte a través de un resorte rotacional, se multiplicó los valores de corte a calibrar por el peralte de la viga  $d_b$  mientras que la distorsión es igual a la rotación que se da en el resorte.

### 3.2.4. Leaning column – y efecto PDelta

Por otra parte, para la consideración de la no linealidad geométrica se incluyó el efecto PDelta, modelando un mecanismo leaning column para representar la influencia de las cargas gravedad en los efectos de segundo orden y obtener resultados más precisos (Flores, Charney, & Lopez-Garcia, 2014).

Un esquema de lo que se logra al incluir el leaning column se muestra en la Figura 33. Se observa que la inclusión de la carga  $P_{lc}$  genera un cortante extra  $V_{lc} = P_{lc} \cdot \delta_f/h$  sin dar carga vertical adicional al pórtico en consideración.

De la gráfica se puede observar que sin efecto PDelta el cortante es  $V = K_e \delta_0$ , mientras que con el efecto PDelta  $V + P_{lc} \delta_f/h = K_e \delta_f$ . Sustituyendo la rigidez geométrica  $K_G = P/h$ , el cortante con efecto PDelta es  $V = (K_e - K_G) \delta_f$ , pudiéndose observar que la mientras mayor es la carga para este efecto de segundo orden, la rigidez del sistema disminuye y las derivas aumentan.

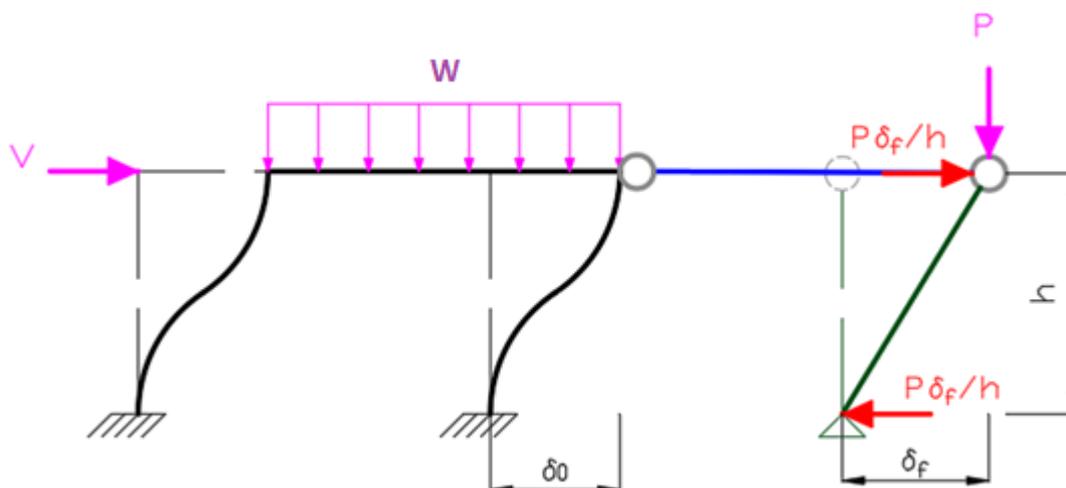


Figura 33. Comportamiento del leaning column.

En el modelo, la leaning column se cargó puntualmente con todo el peso que se encontraba fuera del área tributaria del sistema sismorresistente para cada piso, con los valores y combinación indicados previamente (Tabla 12).

Para que esta columna no aporte rigidez lateral a la estructura, se modeló con una base articulada (a diferencia de las otras columnas del sistema lateral, las cuales tienen bases empotradas) y liberaciones de momento en cada piso a través de un resorte rotacional de rigidez cero como se muestra en la Figura 34. Además, para unir este mecanismo a la estructura sismorresistente, se utilizó elementos tipo armadura, con los cuales se garantiza la articulación y por lo tanto momentos nulos en las conexiones. Además, a todos los elementos tipo elasticBeamColumn se les asignó la transformación geométrica PDelta de OpenSees. Luego de agregar esta columna fantasma al modelo, se verificó que realmente no aporte rigidez mediante el cálculo del período (el cual está en función de la rigidez).

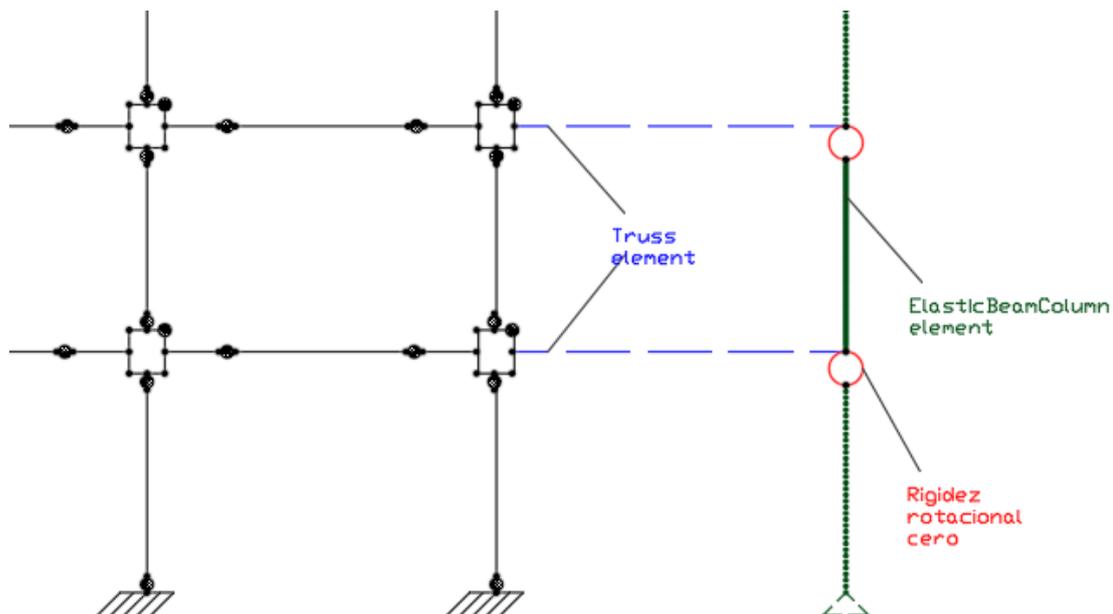


Figura 34. Detalle de la leaning column.

### 3.2.5. Asignación del amortiguamiento.

La asignación del amortiguamiento se lo hizo a través del método de amortiguamiento Rayleigh. Este método utiliza el amortiguamiento clásico, proporcional a la masa y proporcional a la rigidez.

$$C = a_0M + a_1K$$

Los coeficientes  $a_0$  y  $a_1$  se calculan en función de dos frecuencias modales previamente determinadas  $\omega_i$  y  $\omega_j$ .

$$a_0 = \zeta \cdot \frac{2 \cdot \omega_i \cdot \omega_j}{\omega_i + \omega_j}$$

$$a_1 = \zeta \cdot \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

Según el procedimiento descrito en ASCE7-16, la disipación de energía a través de las rótulas debe ser modelado directamente. Además, el amortiguamiento inherente, no asociado al comportamiento inelástico de los elementos, debe ser menor o igual a 2.5% de amortiguamiento viscoso equivalente en los modos significativos de respuesta.

Siguiendo las recomendaciones del FEMA P695, se asignó el amortiguamiento Rayleigh de 2.5% basado en el período fundamental de la estructura,  $T_1$  y  $0.2T_1$ .

Sin embargo, dado que el modelo posee plasticidad concentrada y se planteó incursionar en el rango inelástico de los materiales, la asignación del amortiguamiento Rayleigh tiene ciertas consideraciones para evitar problemas (Bernal, 1994 y Hall, 2006). Estos problemas y limitaciones se resumen en que, dado que el amortiguamiento es proporcional a la rigidez inicial, fuerzas de amortiguamiento irreales se generan en donde se producen variaciones de rigidez debido a la fluencia de los elementos y el cambio de velocidad en esos grados de libertad. Las consecuencias de estas fuerzas irreales son la subestimación del pico de demandas de desplazamiento en la estructura, sobreestimación de las fuerzas internas en los elementos que no sufren variación de rigidez e incluso la subestimación del potencial de colapso del edificio. Por otra parte, utilizar la matriz de rigidez tangencial conlleva a problemas numéricos, a más de ser muy costoso en términos computacionales, al calcular la matriz de amortiguamiento para cada paso del tiempo historia. El uso de la matriz de rigidez tangencial es aún más cuestionable cuando los elementos presentan degradación de rigidez debido al endurecimiento y deterioro del material.

La solución que se adoptó fue propuesta y comprobada por Zareian (Zareian & Medina, 2010), la cual ayuda a eliminar los errores antes mencionados a través del uso de la matriz de rigidez inicial con ciertas modificaciones. Lo que se hizo en el modelo de plasticidad concentrada es asignar el amortiguamiento proporcional a la rigidez únicamente a los elementos elásticos con la modificación del factor  $n$  según corresponde, de acuerdo a la modificación del resorte equivalente mostrada en secciones anteriores. El amortiguamiento proporcional a la masa se mantiene sin cambios, ya que la masa es constante en todo momento del análisis.

De esta manera, para los elementos elásticos de vigas y columnas con modificación de la rigidez, el factor de proporcionalidad sería  $a_{1,mod}$ , factor obtenido de un análisis de trabajo de amortiguamiento realizado por el miembro,  $W_{mem}^D$ , como suma de los trabajos realizados por la parte modelada con el elemento elástico y con los resortes.

$$W_{mem}^D = 2W_{bc}^D + 2W_s^D = 2 \left( \frac{1}{2} M \cdot \theta_{bc} \right) + 2 \left( \frac{1}{2} M \cdot \theta_s \right)$$

$$W_{mem}^D = 2 \left( \frac{1}{2} a_1 \cdot K_{bc} \cdot \theta_{bc} \cdot \dot{\theta}_{bc} \right) + 2 \left( \frac{1}{2} a_1 \cdot K_s \cdot \theta_s \cdot \dot{\theta}_s \right)$$

$$K_s = n \cdot K_{bc}$$

$$\theta_s = \frac{1}{n} \theta_{bc}$$

$$\dot{\theta}_s = \frac{1}{n} \dot{\theta}_{bc}$$

$$W_{mem}^D = 2 \left( \frac{1}{2} a_1 \cdot K_{bc} \cdot \theta_{bc} \cdot \dot{\theta}_{bc} \right) + \frac{2 \left( \frac{1}{2} a_1 \cdot K_{bc} \cdot \theta_{bc} \cdot \dot{\theta}_{bc} \right)}{n}$$

$$W_{mem}^D = 2 \left( \frac{1}{2} a_1 \cdot K_{bc} \cdot \theta_{bc} \cdot \dot{\theta}_{bc} \right) \cdot \left( \frac{1+n}{n} \right)$$

$$a_{1.mod} = \frac{1+n}{n} \cdot a_1$$

### 3.2.6. Otras consideraciones del modelo

Siguiendo las recomendaciones dadas para vigas de acero (D. G. Lignos & Krawinkler, 2011) se tomaron los siguientes valores, a más de las ecuaciones ya expuestas, para el proceso de calibración del material Bilin de las rótulas plásticas:

- La máxima capacidad a momento, debido al endurecimiento, es 1.1 veces el momento plástico.  $\frac{M_c}{M_y} = 1.1$ .
- La capacidad residual de los elementos será igual al 40% del momento plástico.  $\frac{M_r}{M_y} = \kappa = 0.4$ .
- De igual manera, se limita la deformación máxima de los elementos a 0.2 radianes.  $\theta_u = 0.2$ .
- No se consideró efectos de las losas, ni ningún comportamiento asimétrico, por lo tanto  $D = 1.0$ ,  $\Lambda = 1.0$  y  $c = 1.0$ . Estos parámetros son necesarios para calcular cual es el factor de la tasa de deterioro como se mostró en el capítulo 2.5 referente a la teoría modificada de IMK.

### 3.3. Convención de nomenclatura

Para facilitar la programación y el manejo del complejo modelamiento, se adoptó una convención de la nomenclatura usada para nodos, elementos y rótulas. El resumen de esta notación se muestra en la Tabla 13.

Tabla 13. Convención de la nomenclatura

NODOS		
Nodos principales	xy	<ul style="list-style-type: none"> <li>x: #Pilar</li> <li>y: #Piso</li> </ul>
Nodos de las rótulas plásticas	xya	<ul style="list-style-type: none"> <li>x: #Pilar</li> <li>y: #Piso</li> <li>a: Ubicación relativa al nudo viga-columna.                             <ul style="list-style-type: none"> <li>1,2: Derecha</li> <li>3,4: Izquierda; (usado para vigas)</li> <li>5,6 = Abajo</li> <li>7,8 = Arriba; (usado para columnas)</li> </ul> </li> </ul>
Nodos para el panelzone	xybc	<ul style="list-style-type: none"> <li>x: #Pilar</li> <li>y: #Piso</li> <li>bc: Ubicación relativa al nudo viga-columna.                             <ul style="list-style-type: none"> <li>01,02: Superior Izquierda del nudo</li> <li>03,04: Superior Derecha del nudo</li> <li>05: Medio Derecha del nudo;</li> <li>06,07: Inferior Derecha del nudo;</li> <li>08,09: Inferior Izquierda del nudo;</li> <li>10: Medio Izquierda del nudo</li> </ul> </li> </ul>
ELEMENTOS		
Columna	1xy	<ul style="list-style-type: none"> <li>1: Columna</li> <li>x: #Pilar</li> <li>y: #Entrepiso</li> </ul>
Viga (Elemento entre rótulas)	2xy	<ul style="list-style-type: none"> <li>2: Viga</li> <li>x: #Vano</li> <li>y: #Piso</li> </ul>
Viga (Elemento entre rótula y panelzone: eleID)	2xya	<ul style="list-style-type: none"> <li>2: Viga</li> <li>x: #Vano</li> <li>y: #Piso</li> <li>a: Ubicación en el vano                             <ul style="list-style-type: none"> <li>1: Izquierda del vano</li> <li>2: Derecha del vano</li> </ul> </li> </ul>
Elementos del panelzone	500xya	<ul style="list-style-type: none"> <li>500: Elemento del panelzone</li> <li>x: #Pilar</li> <li>y: #Piso</li> <li>a: Ubicación del elemento en el panel                             <ul style="list-style-type: none"> <li>1: Superior izquierda</li> <li>2: Superior derecha</li> <li>3: Derecho superior</li> <li>4: Derecho inferior</li> <li>5: Inferior derecho</li> <li>6: Inferior izquierdo</li> <li>7: Izquierdo inferior</li> <li>8: Izquierda superior</li> </ul> </li> </ul>
Leaning column, elemento armadura	6xy	<ul style="list-style-type: none"> <li>6: Enlace tipo armadura</li> <li>x: #Vano</li> <li>y: #Piso</li> </ul>
Leaning column, elemento columna	7xy	<ul style="list-style-type: none"> <li>7: Columna del leaning column</li> <li>x: #Pilar</li> <li>y: #Entrepiso</li> </ul>
RESORTES (Spring)		
Rótula de las columnas	3xya	<ul style="list-style-type: none"> <li>3: Rótula de la columna</li> <li>x: #Pilar</li> <li>y: #Entrepiso</li> <li>a: Ubicación en el entrepiso</li> </ul>

		<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 1: Inferior del Entrepiso</li> <li>○ 2: Superior del Entrepiso</li> </ul>
Rótula de las vigas	4xya	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 4: Rótula de la viga</li> <li>• x: #Vano</li> <li>• y: #Piso</li> <li>• a: Ubicación en el vano                             <ul style="list-style-type: none"> <li>○ 1: Final de la izquierda</li> <li>○ 2: Final de la derecha</li> </ul> </li> </ul>
Resorte del panelzone	4xy00	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 4: Resorte del panelzone</li> <li>• x: #Pilar</li> <li>• y: #Piso</li> </ul>
Resorte del leaning column	5xya	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 5: Resorte de la leaning column.</li> <li>• x: #Pilar</li> <li>• y: #Entrepiso</li> <li>• a: Ubicación en el entrepiso                             <ul style="list-style-type: none"> <li>○ 1: Inferior del entrepiso</li> <li>○ 2: Superior del entrepiso</li> </ul> </li> </ul>

Para ejemplificar el uso de esta notación, la Figura 35 muestra la notación usada en los nodos, elementos y resortes usados alrededor del nodo en el pilar 2 – piso 3.

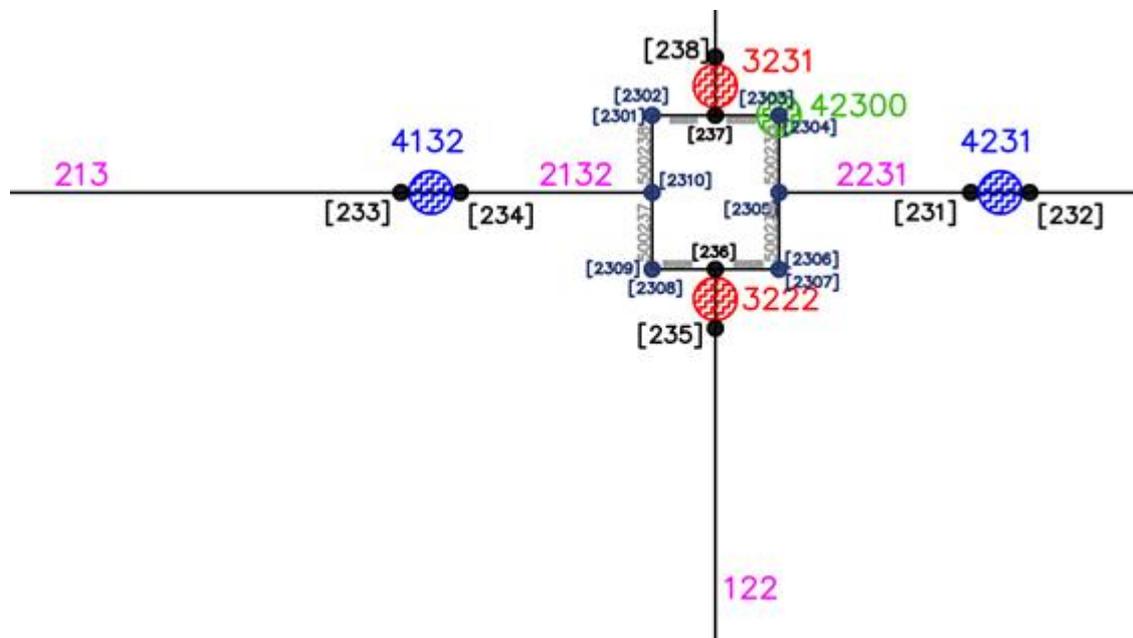


Figura 35. Ejemplo de la nomenclatura.

### 3.4. Chequeos del modelo

El gran avance de las capacidades computacionales permite que se creen modelos más completos para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras a través de análisis dinámicos no lineales. Sin embargo, la representación de modelos más complejos también provoca que los errores durante este proceso aumenten e incluso



induce a que se de menor importancia al entendimiento del comportamiento de la estructura. Por lo tanto, en el proceso de modelación se realizó chequeos (análisis modal, comportamiento histerético de las rótulas plásticas, análisis pushover con y sin PDelta y vibración libre) que garantizarán que el modelo esté listo para la ejecución de análisis más complicados como los dinámicos no lineales a más de brindar un correcto entendimiento del comportamiento de la estructura modelada. (F. Flores et al., 2018). Para los análisis se debe crear las herramientas de preprocesamiento y post procesamiento necesarias. Cada uno deberá ser programado con diferentes definiciones de análisis en OpenSees, precisando el test de convergencia, algoritmos de solución, integradores para control de carga o deformaciones.

#### **3.4.1. Análisis modal**

El análisis modal es el estudio de las propiedades dinámicas de un sistema en el dominio de sus frecuencias. Básicamente, en estructuras, el análisis modal usa la matriz de masa y matriz de rigidez del sistema para encontrar los períodos y modos de vibración naturales a través del problema de valor propio generalizado. Los modos de vibración indican la forma de la estructura (desplazamientos iniciales) que produce una respuesta armónica bajo vibración libre.

Por ende, los períodos calculados en OpenSees, al ser comparados con los de la literatura ayudarán a verificar que el modelo esté bien ensamblado y que las masas y rigideces del modelo representen las suposiciones del prototipo, incluso se podrá comparar el efecto PDelta en la reducción de la rigidez. Estos períodos también son útiles para obtener las aceleraciones correspondientes en el espectro.

#### **3.4.2. Comportamiento histerético**

Con los materiales y elementos calibrados, se procede a comprobar su comportamiento histerético asignando las propiedades de un elemento a un resorte infinitesimal, en este caso el material Bilin de uno de las rótulas plásticas al elemento ZeroLengthElement de OpenSees. Esta asignación permite imponer un patrón de deformaciones (rotaciones) para obtener el momento donde su relación nos muestra la histéresis del material y el área encerrada la energía disipada.

Se debe verificar el comportamiento de las rotulas en las vigas y columnas, así como el resorte rotacional asignado en los panel zone para luego comprobar con lo que se espera de la literatura. Con esta revisión también se valida el cumplimiento del

requisito de columna fuerte viga débil y se confirma que el deterioro y la degradación sean las esperadas.

### 3.4.3. Análisis Pushover

También conocido como análisis estático no lineal incremental, consiste en asignar una fuerza lateral que aumentará hasta causar el colapso en la estructura. Para el cálculo, se ha tomado como referencia lo establecido en el FEMA P695, donde la fuerza es proporcional al modo de vibración multiplicado por la masa correspondiente a ese nivel.

La curva Pushover corresponde a la relación entre el cortante basal y el desplazamiento del nodo del techo. La utilidad de esta curva radica en que sirve de base para la obtención de los parámetros de sobrerresistencia y ductilidad (ilustrados en la Figura 36), los cuales también han sido calculados siguiendo el procedimiento descrito en FEMA P695.

#### 3.4.3.1. Sobrerresistencia

Esta es la relación entre el cortante máximo alcanzado, dividido para el cortante de diseño. El cortante de diseño de este prototipo, es de  $0.039V_s/W$  (NIST, 2010). El peso muerto de toda la estructura,  $W$ , calculado anteriormente es de 11262 kips, dando un cortante basal de diseño  $V_s = 219.6 \text{ kips}$  para el sistema lateral analizado.

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_s}$$

#### 3.4.3.2. Ductilidad

Se sigue el método de ductilidad basado en el período de la estructura. Se define a la ductilidad como la relación entre la deformación última y la deformación de fluencia efectiva, siendo la deformación última la deformación correspondiente al punto donde se ha perdido el 20% de capacidad del cortante basal, es decir, cuando se alcanza  $0.8V_{max}$ . Por lo tanto, la ductilidad está representada por:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}}$$

Donde la deformación de fluencia efectiva se calcula como sigue.

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[ \frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T, T1))^2$$

El factor  $C_0$  ayuda a considerar los modos altos y se calcula con la siguiente expresión:

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}^2}$$

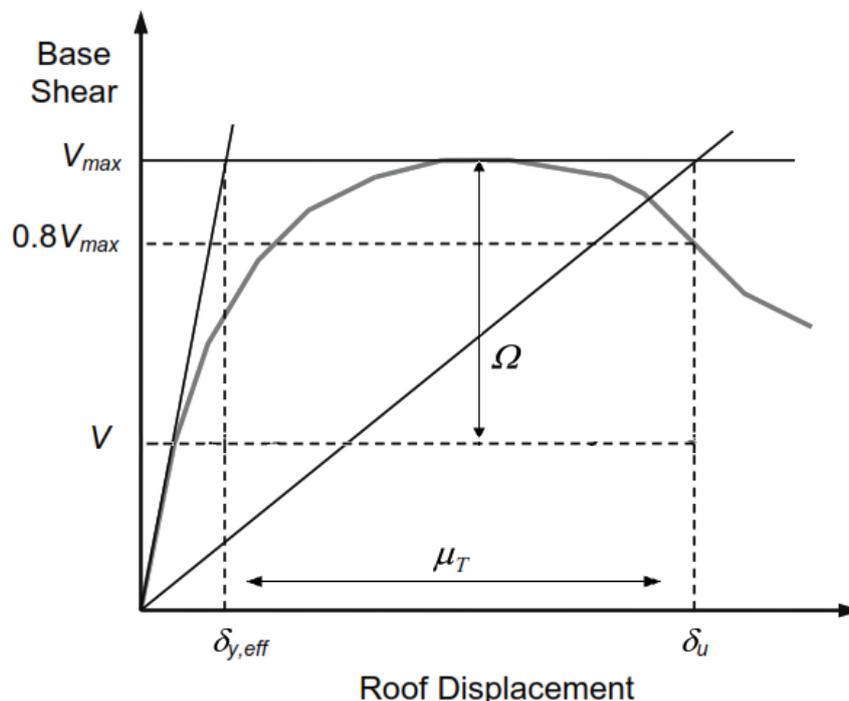


Figura 36. Curva Pushover idealizada. (FEMA P-695, 2009)

### 3.4.4. Vibración libre

El análisis de vibración libre consiste en dar un desplazamiento inicial a la estructura, siguiendo un modo de vibración para garantizar que haya una respuesta armónica. Esto permite obtener la gráfica de desplazamiento en el tiempo, y por ende la curva de decaimiento logarítmico asociada al amortiguamiento. Este análisis se realizó para la comprobación del amortiguamiento Rayleigh asignado, proporcional a la masa y la rigidez de la estructura.

Para la asignación de dicho amortiguamiento, se hace importante haber verificado la participación modal de cada modo de vibración y el amortiguamiento generado para dicho modo, esto para garantizar que no se dé un sobre amortiguamiento en modos de alta participación, como establece ASCE41-13. (ASCE 41, 2013).

### 3.5. Selección y escalamiento de sismos.

#### 3.5.1. Espectro de servicio, diseño y MCE.

Para el análisis tiempo historia, se considerará la acción de 3 niveles de intensidad sísmica, uno de servicio con período de retorno de 72 años, otro sismo de diseño con período de retorno de 475 años y un último sismo MCE con período de retorno de 2500 años.

El prototipo, había sido diseñado para una categoría  $D_{max}$  descrita en FEMA P695. Las características que da FEMA P695 para esta categoría se exponen en la Tabla 14. La Figura 37 muestra los espectros suavizados con las intensidades a las que se evaluará la estructura.

Tabla 14. Características del espectro de diseño.

Categoría de diseño	$S_{DS}$ (g)	$S_{D1}$ (g)	$T_s$ (sec)
$D_{max}$	1.0	0.6	0.6

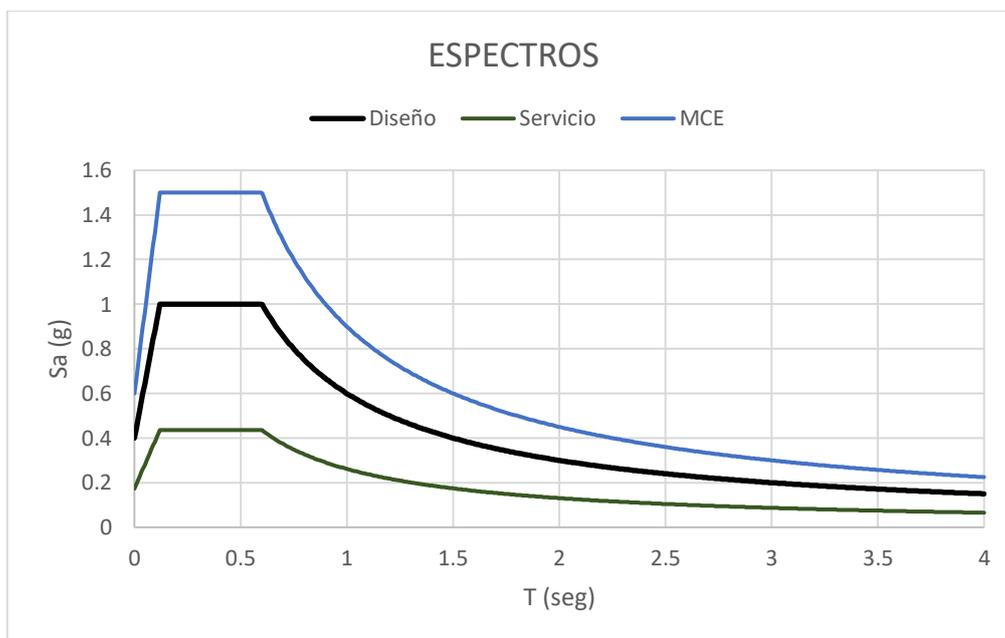


Figura 37. Espectros de servicio, diseño y MCE.

Para escalar el espectro de diseño a MCE se multiplicó por 1.5 mientras que para escalar al sismo de servicio (de 72 años de período de retorno), se multiplicó por 0.436, siguiendo la fórmula establecida en FEMA 356, con  $n=0.44$ :



$$S_i = S_{i,10/50} \cdot \left(\frac{PR}{475}\right)^n = 0.436$$

### 3.5.2. Selección de los sismos

Se utilizó la base de datos de PEER NGA (PEER, 2006), en la cual constan los 22 eventos sísmicos empleados en el set Far-Field de la metodología FEMA P695, cada uno de estos con dos componentes. Los registros correspondientes a este set Far-Field han sido escogidos basados en los criterios de selección de esta metodología: magnitud de la fuente, tipo de la fuente, condiciones de sitio, distancia al sitio, número de registros por evento, registros de movimiento de tierra más fuertes, capacidad de los instrumentos de medición y ubicación de los instrumentos.

Para satisfacer los requisitos del código, se eligió 11 de estos sismos, con sus respectivas dos componentes. Los registros escogidos y sus características se exponen en la Tabla 15 y la Tabla 16.

*Tabla 15. Registros sísmicos escogidos.*

Evento No.	Nombre	Año	M	Comp	Component Name	Registro No.
1	Manjil, Iran	1990	7.4	a	Manjil-Abbar	1
				b	Manjil-Abbar	2
2	Duzce, Turkey	1999	7.1	a	Duzce-Bolu	3
				b	Duzce-Bolu	4
3	Loma Prieta	1989	6.9	a	Loma Prieta-Capitola	5
				b	Loma Prieta-Capitola	6
4	Kocaeli, Turkey	1999	7.5	a	Kocaeli-Duzce	7
				b	Kocaeli-Duzce	8
5	Loma Prieta	1989	6.9	a	Loma Prieta-Gilroy	9
				b	Loma Prieta-Gilroy	10
6	Hector Mine	1999	7.1	a	Hector-Hector	11
				b	Hector-Hector	12
7	Northridge	1994	6.7	a	Northridge-CC	13
				b	Northridge-CC	14
8	Northridge	1994	6.7	a	Northridge-BH	15
				b	Northridge-BH	16
9	Kobe, Japan	1995	6.9	a	Kobe-Nishi Akashi	17
				b	Kobe-Nishi Akashi	18
10	Cape Mendocino	1992	7	a	Cape Mendocino-Rio Dell	19
				b	Cape Mendocino-Rio Dell	20
11	Kobe, Japan	1995	6.9	a	Kobe-Shin Osaka	21
				b	Kobe-Shin Osaka	22



Tabla 16. Características de los registros sísmicos.

Registro No.	Filename	npts	dt	PGD (in.)	PGV(in./sec)	PGA(g)	OpenSees ID
1	ABBAR--L.AT2	2676	0.02	5.944	17.039	0.407	0
2	ABBAR--T.AT2	2676	0.02	8.663	21.315	0.392	-
3	BOL000.AT2	5590	0.01	9.092	22.255	0.458	1
4	BOL090.AT2	5590	0.01	5.344	24.475	0.518	-
5	CAP000.AT2	7991	0.005	3.613	13.797	0.576	-
6	CAP090.AT2	7991	0.005	2.090	11.513	0.483	2
7	DZC180.AT2	5437	0.005	17.373	23.181	0.215	-
8	DZC270.AT2	5437	0.005	6.937	18.279	0.247	3
9	G03000.AT2	7989	0.005	3.244	14.064	0.488	4
10	G03090.AT2	7989	0.005	7.607	17.598	0.323	-
11	HEC000.AT2	4531	0.01	8.872	11.259	0.289	-
12	HEC090.AT2	4531	0.01	5.502	16.451	0.367	5
13	LOS000.AT2	1999	0.01	4.603	16.948	0.340	-
14	LOS270.AT2	1999	0.01	4.930	17.887	0.400	6
15	MUL009.AT2	2999	0.01	5.180	23.224	0.270	-
16	MUL279.AT2	2999	0.01	4.362	24.739	0.336	7
17	NIS000.AT2	4096	0.01	3.757	14.694	0.525	8
18	NIS090.AT2	4096	0.01	4.438	14.451	0.518	-
19	RIO270.AT2	1800	0.02	8.454	17.263	0.316	9
20	RIO360.AT2	1800	0.02	7.810	16.576	0.450	-
21	SHI000.AT2	4096	0.01	3.367	14.918	0.268	-
22	SHI090.AT2	4096	0.01	3.011	11.008	0.233	10

### 3.5.3. Escalamiento de sismos

Para cada registro sísmico se obtuvo el espectro de aceleración en un período entre 0 y 4 segundos. Luego, para cada par de componentes se aplicó un método de combinación típico que es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, por sus siglas en inglés).

Con los espectros SRSS de cada evento sísmico, se procedió a calcular su respectivo factor  $F_s$ , el cual modifica la amplitud de los espectros de manera que su aceleración coincida con la aceleración del espectro suavizado de diseño para el período de la estructura  $T_{est}$ .

Luego, obteniendo un espectro promedio se busca un factor  $S_s$  tal que las aceleraciones de este espectro promedio no sean menores a las del espectro de diseño para rango de períodos entre  $0.2T_{est}$  y  $1.5T_{est}$ .



A la final, el factor por el cual se debe escalar el registro sísmico para analizar el desempeño bajo una intensidad igual a la del sismo de diseño es igual a  $F_s \cdot S_s$ . Para otras intensidades solo se debe multiplicar este factor como se muestra en la Tabla 17.

*Tabla 17. Factores de escalamiento en función de la intensidad sísmica.*

	Intensidad		
	Servicio	Diseño	MCE
Factor	$0.436 \cdot F_s \cdot S_s$	$F_s \cdot S_s$	$1.5 \cdot F_s \cdot S_s$

Para la ejecución de los análisis dinámicos no lineales se escogió una de las componentes para cada evento sísmico, modificada con los factores encontrados.

### 3.6. Análisis dinámico no lineal.

Del análisis tiempo historia de los 11 registros sísmicos, para cada uno de los 3 niveles de intensidad sísmica, se obtuvo los desplazamientos para calcular las derivas de cada piso. También se obtuvo las curvas de momento rotación de las rótulas para animar su fluencia y verificar su comportamiento.

Los resultados se compararán con la

Tabla 18, tanto para los valores máximos transitorios y para derivas permanentes o residuales, en base a la norma ASCE 7-16 y prenorma FEMA 356 (en la cual se basa la NEC-SE-RE).

*Tabla 18. Límites de derivas para cada nivel de intensidad.*

	Intensidad		
	Servicio	Diseño	MCE
Deriva máxima	0.7%	2%	4%
Deriva residual	≈0%	1%	4%

## 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados de este trabajo de titulación están divididos en los resultados referentes a los chequeos del modelo, acompañados de la interpretación de los valores y parámetros obtenidos para la validación de las suposiciones, los resultados del escalamiento sísmico y finalmente los resultados del análisis por desempeño basado en derivas. Durante la interpretación, se da un enfoque a los efectos de la reducción de capacidad por interacción con la carga axial y efectos de segundo orden sobre la predicción del colapso.

### 4.1. Chequeos del modelo.

Tras un proceso iterativo en la modelación, buscando satisfacer los resultados esperados según la literatura técnica, se expone a continuación los resultados finales de los chequeos previos al análisis dinámico no lineal.

#### 4.1.1. Análisis modal.

El análisis modal de la estructura dio un periodo fundamental de 2.281seg. con un factor de participación de masa del 79.9%. Este valor del modo de vibración se asemeja al que refleja la literatura que es de 2.29seg. Además, se recalca la importancia de calcular la participación de cada modo ya que esto se utilizará para comprobar que los modos con participación importante no estén sobre amortiguados dado el método Rayleigh que se usó. Una captura de la animación de los modos se muestra en la Figura 38 mientras que un resumen de los demás modos, su masa efectiva y participación modal se muestra en la Tabla 19 y anexos.

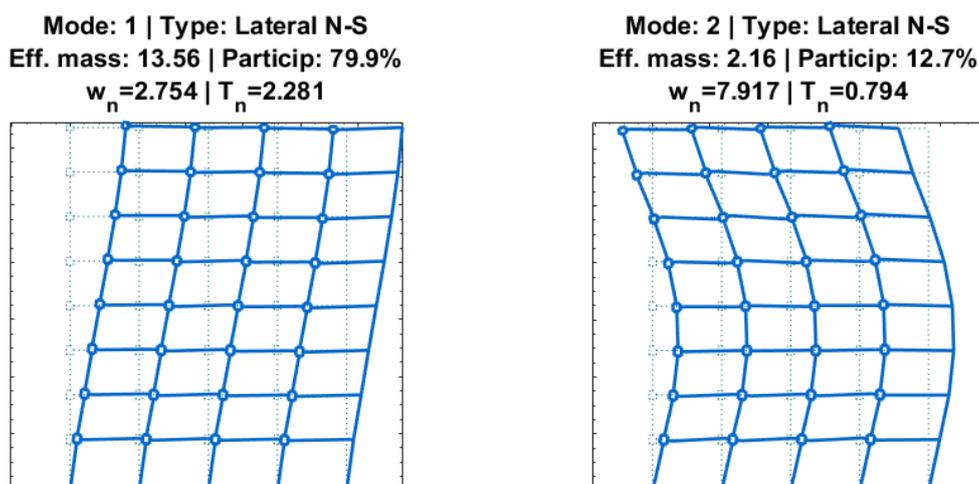


Figura 38. Animación de los modos de vibración.



*Tabla 19. Resumen de los modos de vibración, incluyendo efecto PDelta.*

Modo	Período	Masa efectiva	Participación modal	Participación acumulada
1	2.281	13.56	79.9%	79.90%
2	0.794	2.16	12.7%	92.60%
3	0.435	0.64	3.8%	96.40%
4	0.279	0.31	1.8%	98.20%
5	0.198	0.17	1.0%	99.20%
6	0.147	0.08	0.5%	99.70%
7	0.114	0.04	0.2%	99.90%
8	0.092	0.01	0.1%	100.00%

También se realizó este análisis, pero sin incluir el efecto PDelta para verificar la influencia del mismo. Los resultados se muestran en la Tabla 20.

*Tabla 20. Resumen de los modos de vibración, sin efecto PDelta.*

Modo	Período	Masa efectiva	Participación modal	Participación acumulada
1	2.218	13.54	79.7%	79.70%
2	0.778	2.17	12.8%	92.50%
3	0.428	0.65	3.9%	96.40%
4	0.276	0.31	1.8%	98.20%
5	0.196	0.17	1.0%	99.20%
6	0.146	0.08	0.5%	99.70%
7	0.113	0.04	0.2%	99.90%
8	0.091	0.02	0.1%	100.00%

Como lo esperado según la literatura, el período del modelo que incluye el efecto PDelta es mayor, producto de la reducción de la rigidez por dicha no linealidad geométrica.

Durante esta etapa se observó la ventaja de animar los modos, evitando posibles errores de código. En la Figura 39 se muestra uno de los errores que se hubiera tenido de no haber animado. Esto se debe a la forma de entrada de datos, sin una interfaz gráfica, donde puede generarse elementos aislados (sin conexión entre sí) e incluso puede darse problemas en las restricciones asignadas a ciertos grados de libertad. Por ejemplo, en la asignación de restricción de grados de libertad a través del

comando EqualDOF, si se establece como nodo master el nodo A y el nodo esclavo el nodo B, luego se asigna el nodo B como master y el nodo C como esclavo, hará que se anulen los efectos del nodo B en lugar de hacer que el nodo C actúe como esclavo del nodo A.

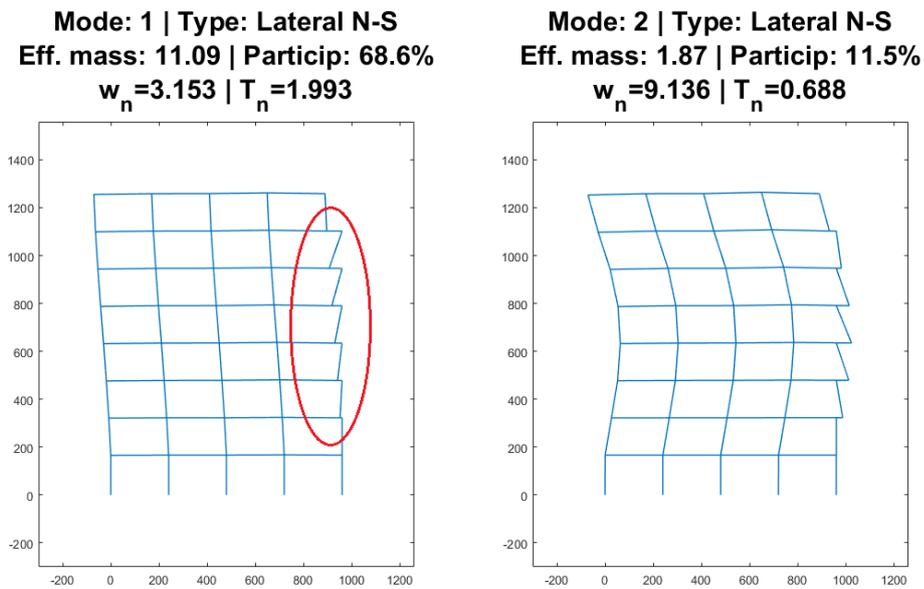


Figura 39. Error en la modelación por error en el código de restricción.

También se ilustra, en la Figura 40, la diferencia entre la inclusión del panel zone, causando una rigidización de la estructura, por ende, una disminución del período.

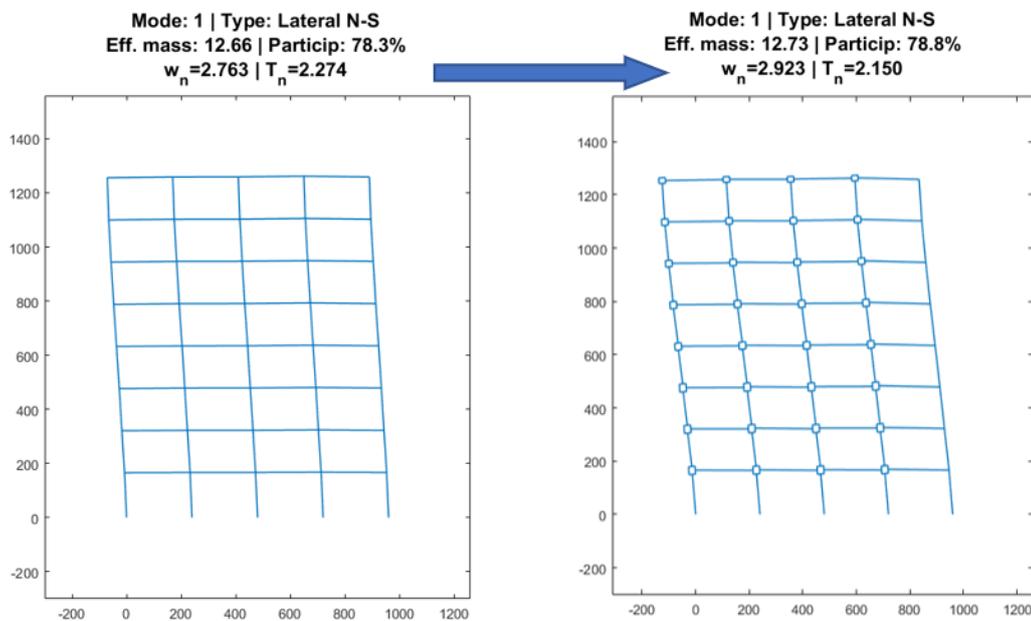


Figura 40. Inclusión del panel zone.

### 4.1.2. Comportamiento histerético.

Para conocer si la calibración de los elementos causa el comportamiento esperado en los elementos, incluso verificar si se satisface la condición de columna fuerte – viga débil, se realiza un análisis de momento rotación, para obtener las curvas histeréticas. La Figura 41 deja ver los resultados de diferentes suposiciones, entre ellas el uso de Zx en lugar de Sx para sacar el momento de fluencia ya que, al no ser una modelación por fibras, esto compensaría el efecto brusco de cambio de rigidez.

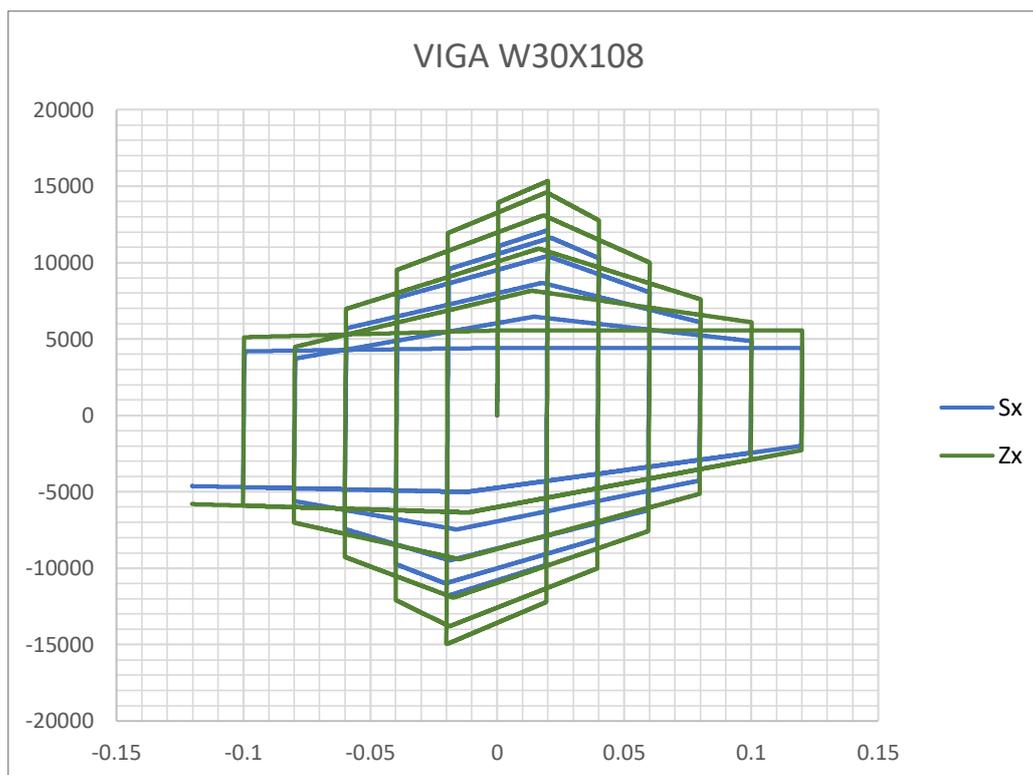


Figura 41. Curvas histeréticas de una viga W30x108

En esta figura se puede observar la degradación de resistencia durante el ciclo y degradación de las distintas rigideces (post fluencia, post endurecimiento, descarga y recarga). También se muestra el comportamiento histerético cuando el elemento queda con capacidad residual; en resumen, el uso de la teoría modificada de IMK implementada en las rótulas del modelo.

La Figura 42 muestra la comparación entre los resortes 3111 y 4121, correspondientes al comportamiento histerético con el que se calibró la rótula inferior

de la columna del pilar 1 – entrepiso 1 y la rótula izquierda de la viga del vano 1 – nivel 2, en otras palabras, los elementos de la conexión inferior izquierda de la estructura. Aquí se observa que la columna presenta mayor capacidad que la viga.

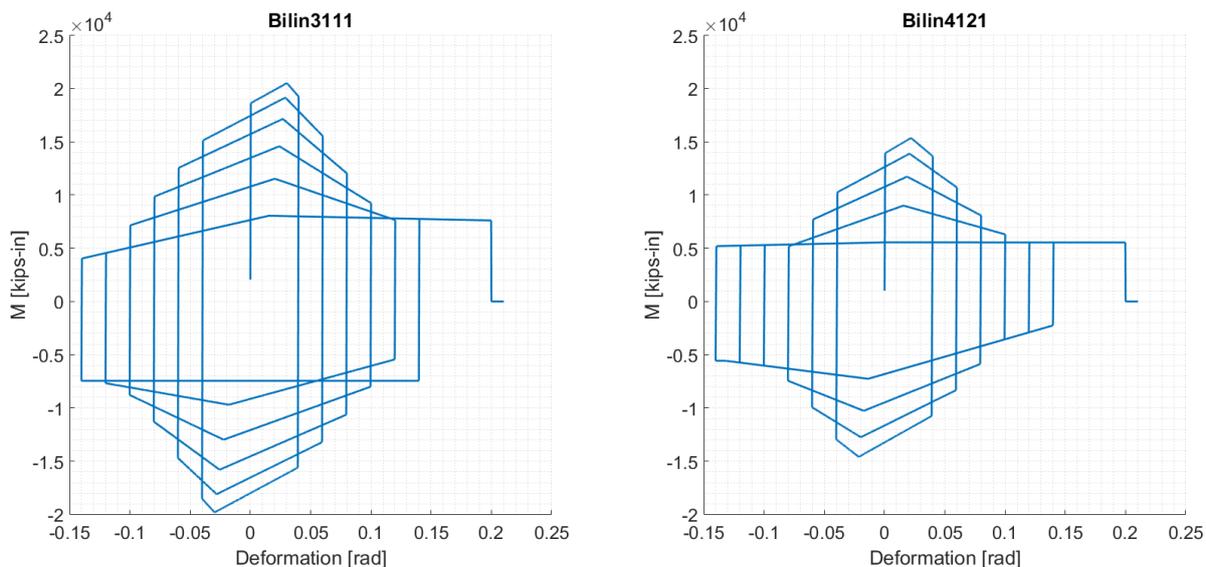


Figura 42. Comparación de las curvas histeréticas Columna-Viga.

En la Figura 43 se muestra también el comportamiento del panel zone, modelado a través del material hysteretic, sin calibraciones de deterioro. Se nota el comportamiento totalmente diferente al de las vigas y columnas ya que este tiene comportamiento pinching. Cuando se supera el momento de fluencia, la rigidez de descarga se mantiene constante para cada ciclo, pero la rigidez de recarga disminuye tal que, para la nueva deformación dada, se llegue al último momento registrado.

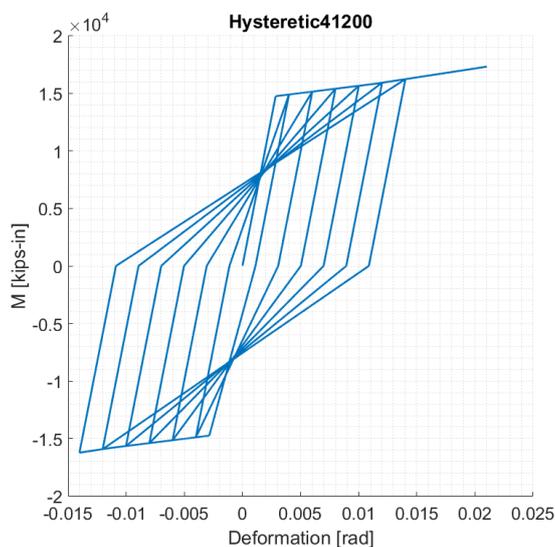


Figura 43. Comportamiento del panel zone.

### 4.1.3. Análisis Pushover.

Este es uno de los análisis más importantes, ya que sirve como base para obtener los valores de sobrerresistencia y ductilidad. Durante este proceso, se vio el efecto de las diferentes suposiciones en la modelación y calibración del comportamiento de las rótulas. La Figura 44 muestra distintas curvas pushover bajo estas diversas consideraciones. Lo más importante es la influencia de la reducción del momento plástico por la interacción con la carga axial en las columnas a más de los efectos PDelta.

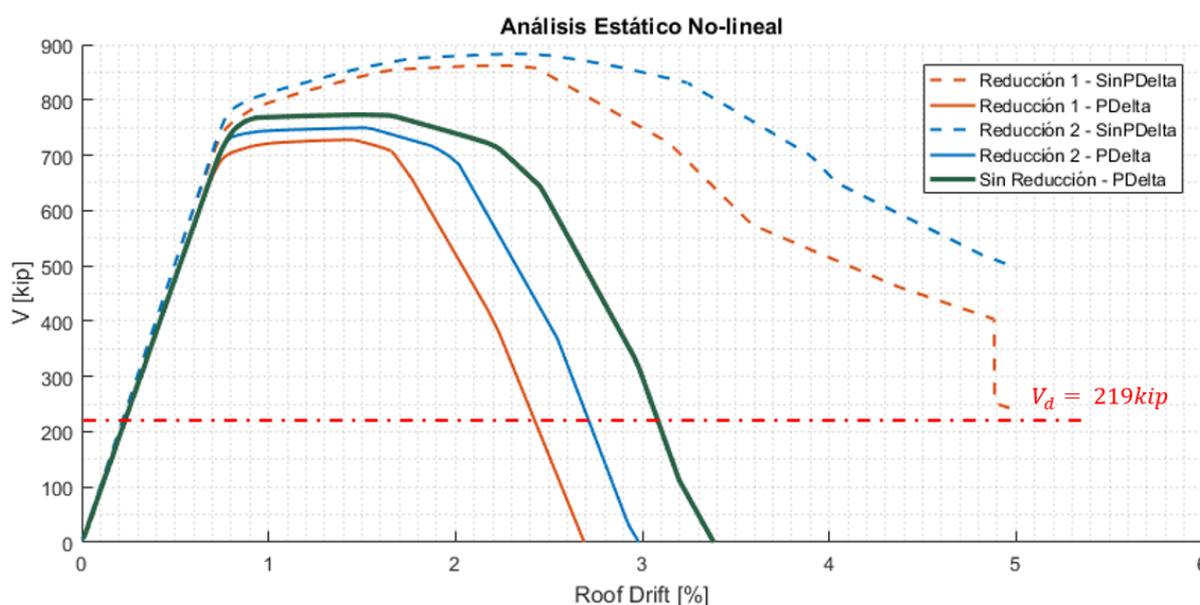


Figura 44. Curvas pushover bajo diferentes suposiciones.

La interacción de la carga axial con el momento en las columnas, y por ende la reducción de su capacidad no hace variar mayormente la sobre resistencia, pero tiene una gran influencia en la ductilidad de la estructura. Los parámetros de ductilidad y sobrerresistencia calculados para los modelos presentados se resumen en la Tabla 21.

Tabla 21. Ductilidad y sobrerresistencia.

Modelo	Ductilidad	Sobrerresistencia
Reducción 1 – Sin PDelta	4.078	3.935
Reducción 1 – PDelta	2.677	3.324
Reducción 2 – Sin PDelta	4.745	4.033
Reducción 2 – PDelta	2.960	3.422
Sin Reducción – PDelta	3.313	3.530

Respecto al efecto PDelta, se observa que la no modelación de este podría causar falsas sobreestimaciones de la ductilidad y sobrerresistencia. Por tal razón, los análisis dinámicos se realizaron sobre el modelo con Reducción 1 y Reducción 2, ambos con efecto PDelta. También se ve que a diferencia del pushover sin efecto PDelta que se tiene del uso de otros materiales, aquí el deterioro del material causa una caída brusca en la gráfica.

A continuación, en la Figura 45 se muestra a manera de ejemplo, el cálculo de los parámetros de ductilidad y sobrerresistencia del modelo con reducción 2 y efecto PDelta. El máximo cortante es igual a  $V_{max} = 749.4 kips$ , dando un factor de sobrerresistencia  $\Omega = \frac{749.4}{219} = 3.42$ . El desplazamiento último, considerado en el punto en el que se pierde el 20% del cortante basal es  $d_u = 27.45 in$ . El desplazamiento efectivo de fluencia toma el siguiente valor de acuerdo a la fórmula del FEMA P695:

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[ \frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T, T1))^2 = 1.367 \frac{749.4}{11262/2} \left[ \frac{386.4}{4\pi^2} \right] (2.281)^2 = 9.274 in$$

Por lo tanto, el parámetro de ductilidad es igual a  $\mu = \frac{27.45}{9.274} = 2.96$ . Es importante recalcar que si no se tomara un valor de  $\delta_{y,eff}$  de acuerdo a la fórmula, sino se encontrara este punto de manera gráfica como se distingue en la misma Figura 45 (trazando una tangente a la curva, lo cual representaría la rigidez inicial del sistema, hasta la intersección con el cortante máximo) se tendría un valor de  $\delta_{y,eff} = 9.946 in$  y por ende una ductilidad de  $\mu = \frac{27.45}{9.946} = 2.76$ . Sin embargo, los valores anteriormente reportados corresponden al obtenido con la fórmula.

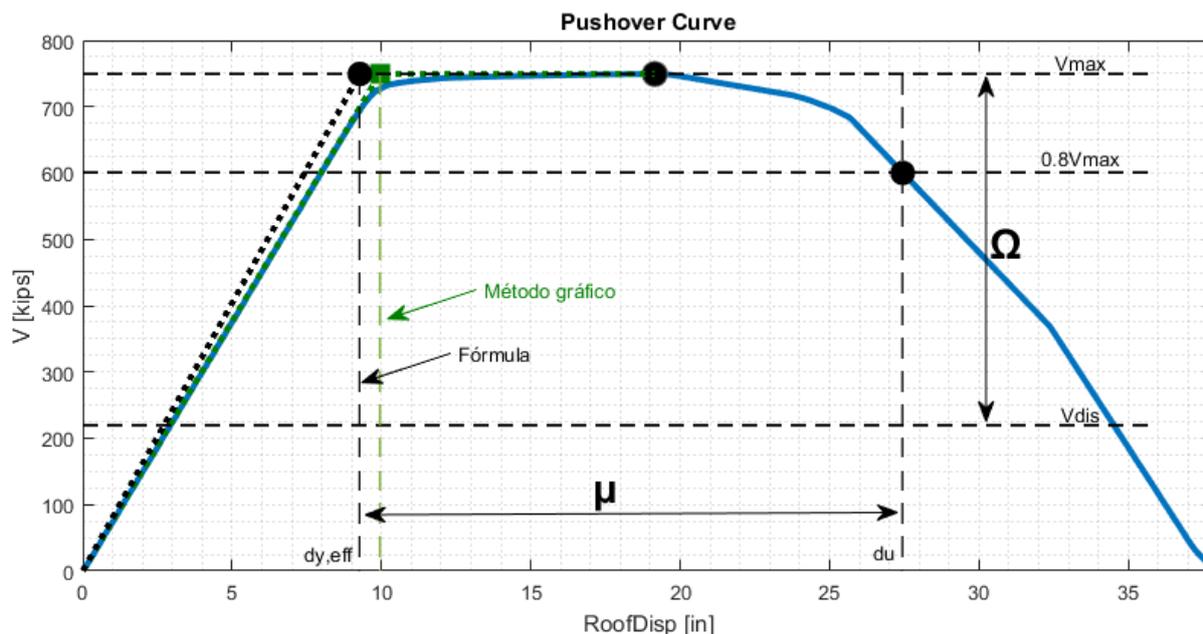


Figura 45. Cálculo de los parámetros de ductilidad y sobrerresistencia.

#### 4.1.3.1. Detalles de la reducción de capacidad.

Las reducciones se realizaron en base a la capacidad efectiva a fluencia de las columnas  $P_{ye} = R_y F_y A$ . Debe notarse que el pushover se lo realizó únicamente hacia la derecha, por lo tanto, se usarán los valores de las reducciones de los pilares 3 y 4 (pilares en compresión) en los pilares 2 y 1 (pilares en tracción), es decir, columnas internas y externas respectivamente.

La Tabla 22 muestra las cargas axiales consideradas y el factor calculado para reducir la capacidad de momento ( $\varphi$ ) de las columnas internas. El método 1 hace referencia a  $P_{red} = P_g + 0.5P_E$ , donde las cargas  $P_E$  se cogieron cuando se presentaba una caída del 20% en Pushover sin reducción, mientras que para el método 2 se usó  $P_{red} = P_g$ . De manera similar, la Tabla 23 muestra las reducciones para las columnas externas.

Las capacidades reducidas son  $M_{y,red} = \varphi \cdot M_y$



*Tabla 22. Reducción de capacidad a momento – Columnas internas.*

Columnas internas		Pye	$P_{red}$		$\phi$	
			Método 1	Método 2	Método 1	Método 2
Entrepiso	8	1523.5	52.67	47.69	98.27%	98.43%
	7	1523.5	116.32	103.41	96.18%	96.61%
	6	2117.5	171.43	159.1	95.95%	96.24%
	5	2117.5	224.23	215.85	94.71%	94.90%
	4	2623.5	277.97	272.41	94.70%	94.81%
	3	2623.5	333.46	329.99	93.64%	93.71%
	2	2623.5	385.18	385.9	92.66%	92.65%
	1	2623.5	437.36	440.49	91.66%	91.60%

*Tabla 23. Reducción de capacidad a momento – Columnas externas.*

Columnas externas		Pye	$P_{red}$		$\phi$	
			Método 1	Método 2	Método 1	Método 2
Entrepiso	8	1523.5	68.1	60.94	97.77%	98.00%
	7	1523.5	157.65	130.4	94.83%	95.72%
	6	2117.5	267.69	200.2	93.68%	95.27%
	5	2117.5	393.7	269.45	90.70%	93.64%
	4	2117.5	522.66	338.98	84.73%	92.00%
	3	2117.5	679.32	408.1	76.41%	90.36%
	2	2117.5	839.38	478.81	67.90%	87.06%
	1	2117.5	976.89	552	60.60%	83.17%

Se observa que los factores de reducción para las columnas internas no tienen mayor variación entre los métodos. Sin embargo, para las columnas exteriores, especialmente los cuatro pisos inferiores, si hay una diferencia considerable. Esto tendrá efectos importantes en el desempeño de la estructura bajo los análisis estáticos y dinámicos como se indica en secciones siguientes, dando menor ductilidad y resistencia al modelo con el método 1.

**4.1.3.2. Secuencia de fluencia**

Determinar y animar la secuencia de fluencia de los elementos es de gran importancia porque se puede verificar que el objetivo del diseño por capacidad se esté cumpliendo. Como se explicó, el diseño por capacidad busca la disipación de energía a través del daño localizado, el cual debe producirse en las vigas para un sistema basado en pórticos especiales sismorresistentes. Aquí también se puede verificar que

las columnas tengan más capacidad que las vigas para una determinada conexión y así evitar el mecanismo de colapso de piso débil con falla en las columnas antes de alcanzar una ductilidad suficiente, que es lo más indeseado en este tipo de sistema. Al mismo tiempo, la animación del pushover permite conocer si existe una concentración de derivas prematuramente en alguno de los pisos.

Los colores que toman las rótulas plásticas están en función de su rigidez, siguiendo el comportamiento de su curva histerética. Por ejemplo, en Figura 46 se muestra los colores que tomaría la rótula de una viga calibrada con el material Bilin, dependiendo del máximo estado que se ha alcanzado siguiendo la teoría de deterioro modificada de IMK.

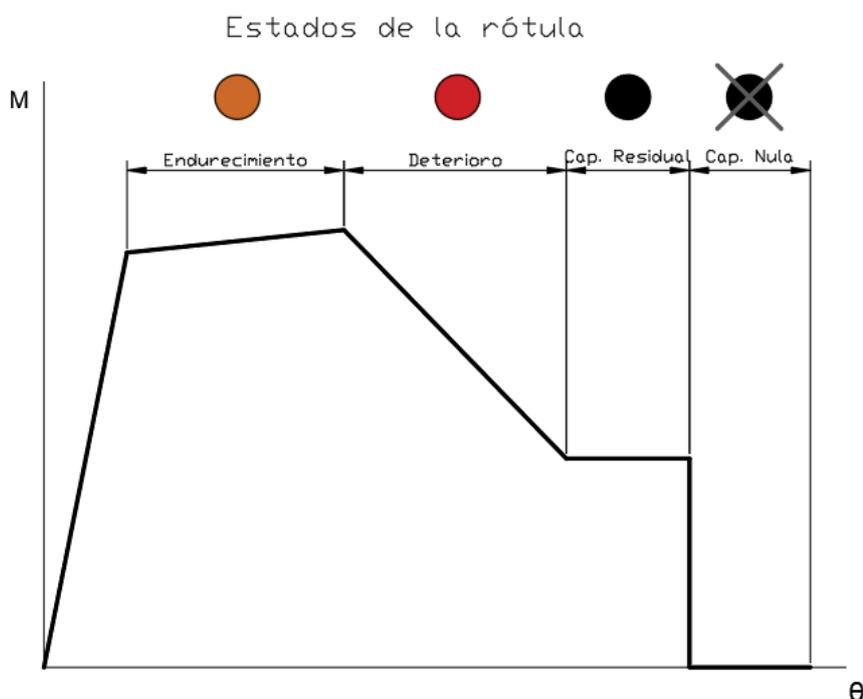


Figura 46. Colores de la rótula en la animación.

Para el análisis estático no lineal realizado sobre el modelo con reducción 1 y considerando el efecto PDelta, se analizó la secuencia de fluencia para interpretar como se relaciona el comportamiento de los elementos con las variaciones de la curva Pushover (Figura 47). Para cada uno de los puntos de interés marcados, en la Figura 48 se muestra la animación.

El punto 1 indica la primera fluencia, que en este caso se produce en la base de las columnas exteriores del Piso 1, dada su alta reducción por carga axial. En el punto 2

se observa que empieza a fluir la primera viga y es donde empieza a haber la curvatura en la curva pushover. Para el punto 3, varias de las vigas de la parte inferior ya han fluido y se encuentran en la etapa de endurecimiento, también se observa que ocurre el endurecimiento en las columnas interiores del primer piso. En la curva pushover ya no hay mayor crecimiento de cortante basal. El punto 4 muestra el máximo cortante basal de la estructura, y se relaciona con el deterioro de las vigas del primer piso. Desde ahí empieza una caída no tan pronunciada hasta llegar al punto 5 donde ocurre el deterioro de las columnas exteriores del primer piso y la fluencia de las columnas del segundo piso, causando una caída de mayor pendiente en la curva pushover. Al llegar al punto 6, ocurre el deterioro en las columnas interiores del primer piso y la pendiente de caída del cortante basal aumenta. En el punto 7 se observa que las vigas del primer piso ya se han deteriorado hasta llegar a tener rigidez cero, pero manteniendo su capacidad residual.

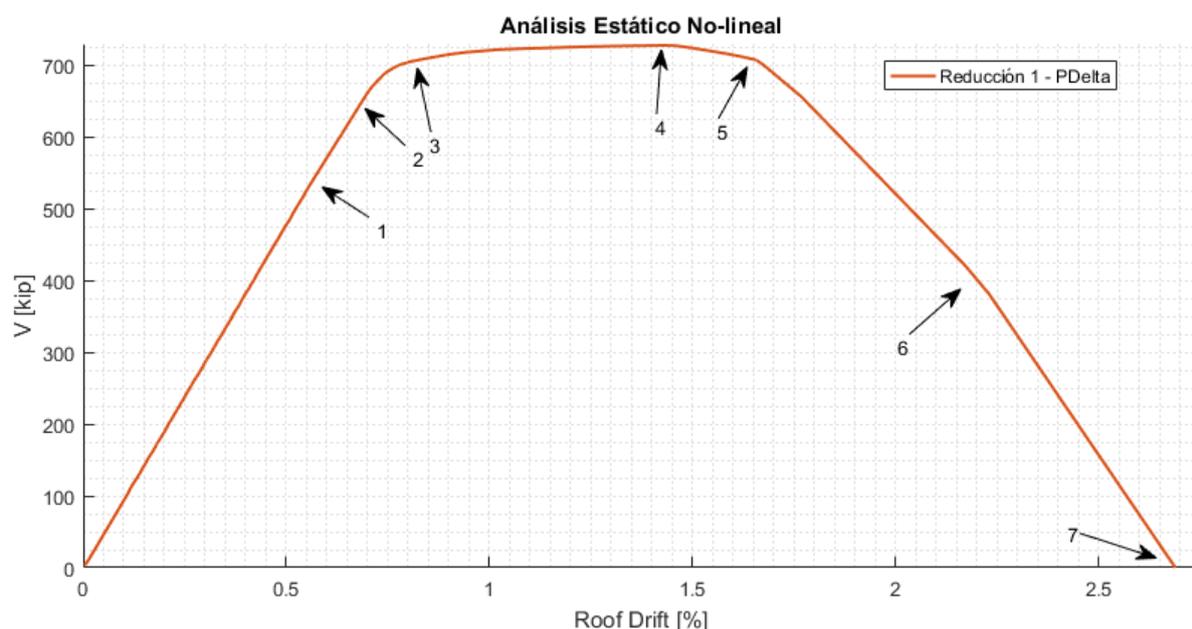


Figura 47. Pushover. Reducción 1 - PDelta.

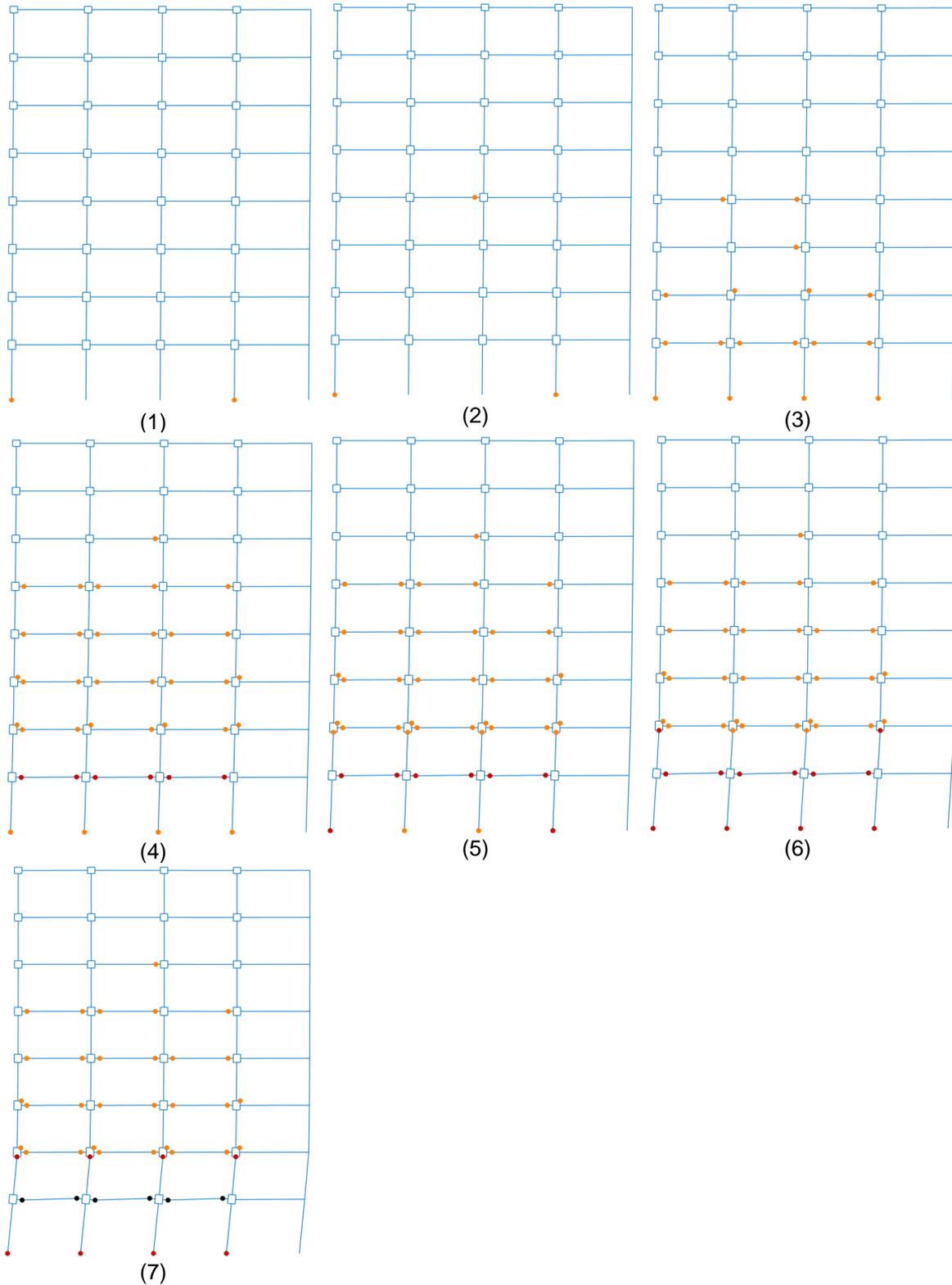


Figura 48. Animación del Pushover indicado en Figura 47.

Para el análisis estático no lineal, con reducción tipo 2 y efectos PDelta, se realizó el mismo análisis. Los gráficos correspondientes a este modelo están en la Figura 49 y

Figura 50. Se puede observar que con la nueva reducción la primera fluencia, indicada en el punto 1, se da en la viga del cuarto piso y ya no en las columnas, como es lo esperado en el diseño. De igual manera el punto 2 es donde empieza a haber fluencias significativas, hasta el punto 3 donde se presenta endurecimiento en las columnas de la base. El punto 4 muestra el máximo cortante basal donde también se presenta el primer deterioro de una viga. En el punto 5 ya todas las vigas del primer piso muestran deterioro. Los puntos 6 y 7 son productos del deterioro en columnas del primer y segundo piso respectivamente. Para finalizar, las vigas llegan a su capacidad residual en punto 8.

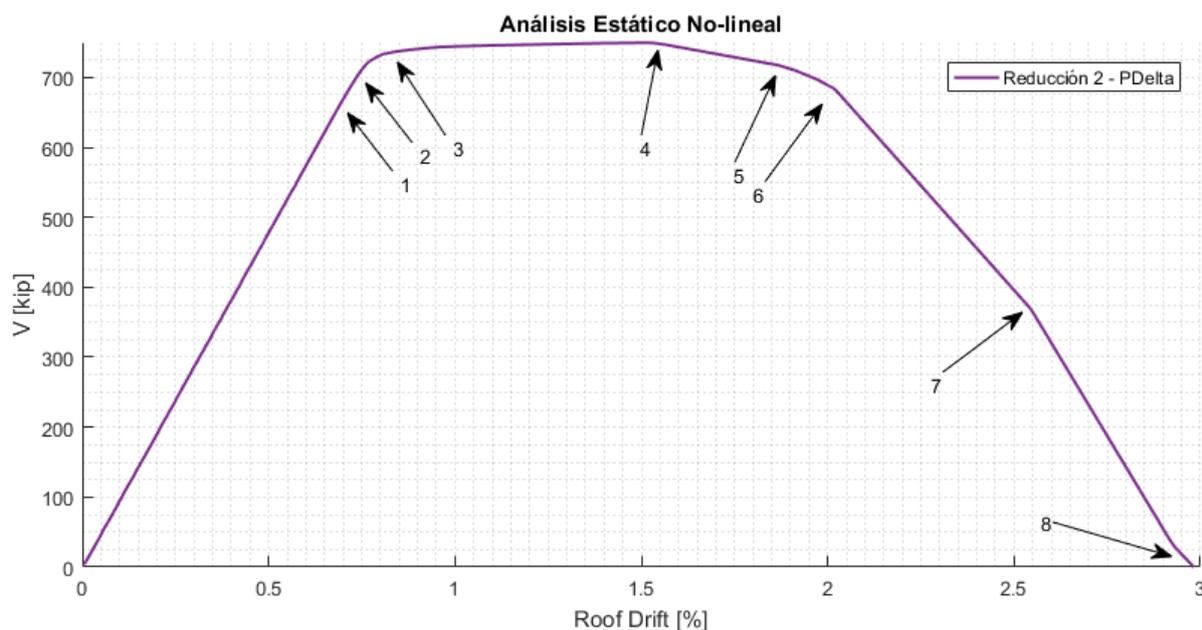
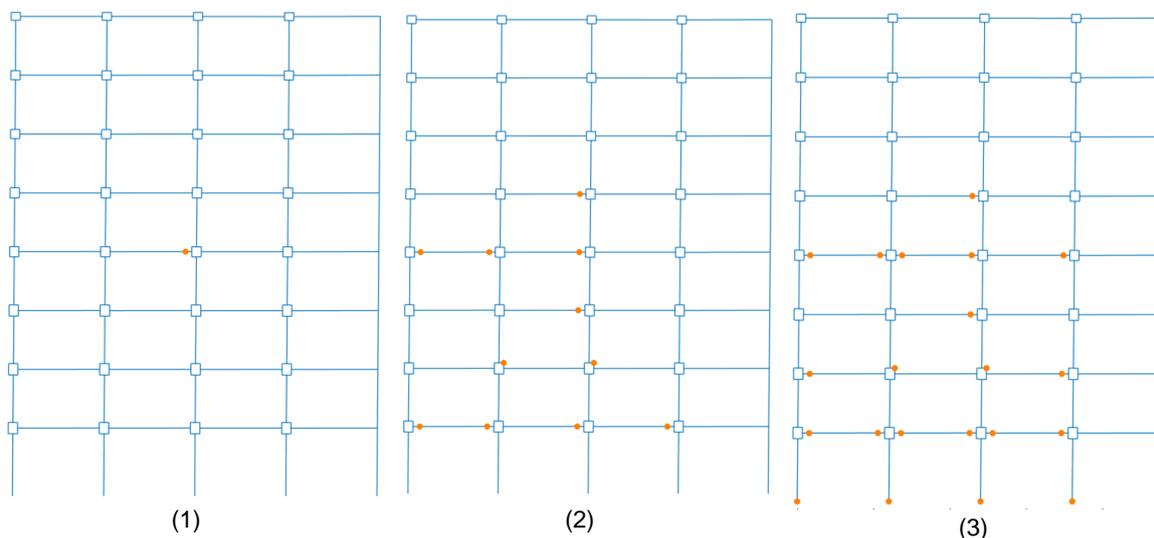


Figura 49. Pushover. Reducción 2 - PDelta.



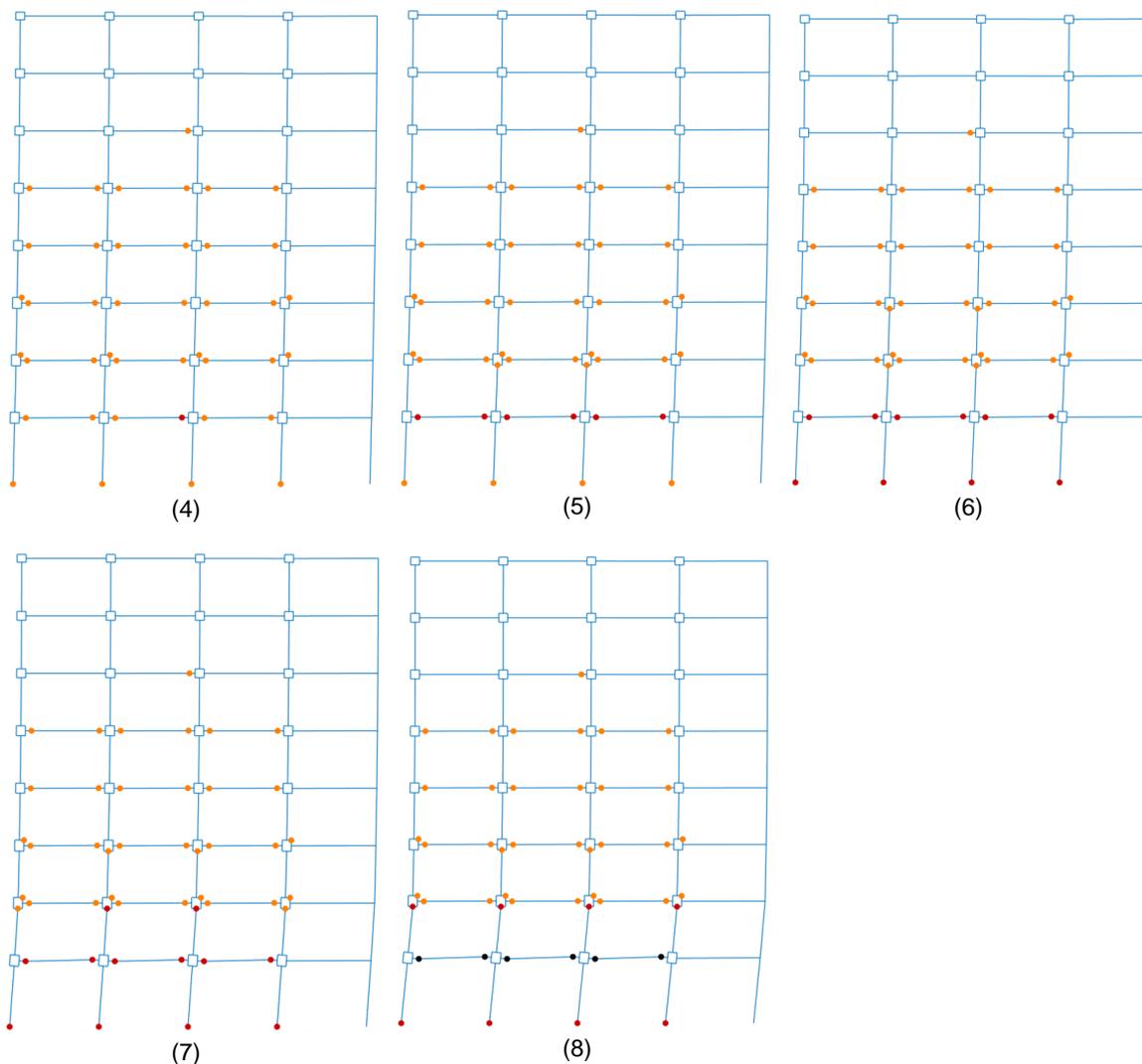


Figura 50. Animación del Pushover indicado en Figura 49.

Una de las mayores diferencias entre las curvas pushover de los dos modelos, y que influye en el aumento de ductilidad, es la deriva que hay entre el punto donde empieza a darse el deterioro de las vigas y el deterioro de las columnas, es decir puntos 4-5 y puntos 4-6 respectivamente para cada curva.

#### 4.1.4. Vibración libre.

Se observa en la Figura 51 la respuesta en el tiempo del desplazamiento del techo, el cual tiene un decaimiento logarítmico dado el amortiguamiento empleado. Sin embargo, al calcular el verdadero amortiguamiento aplicado, este alcanza en promedio 2.43% y presenta variación entre paso y paso. Esta variación a lo largo del tiempo, podría considerarse como errores numéricos y son presentados en la Figura 52.

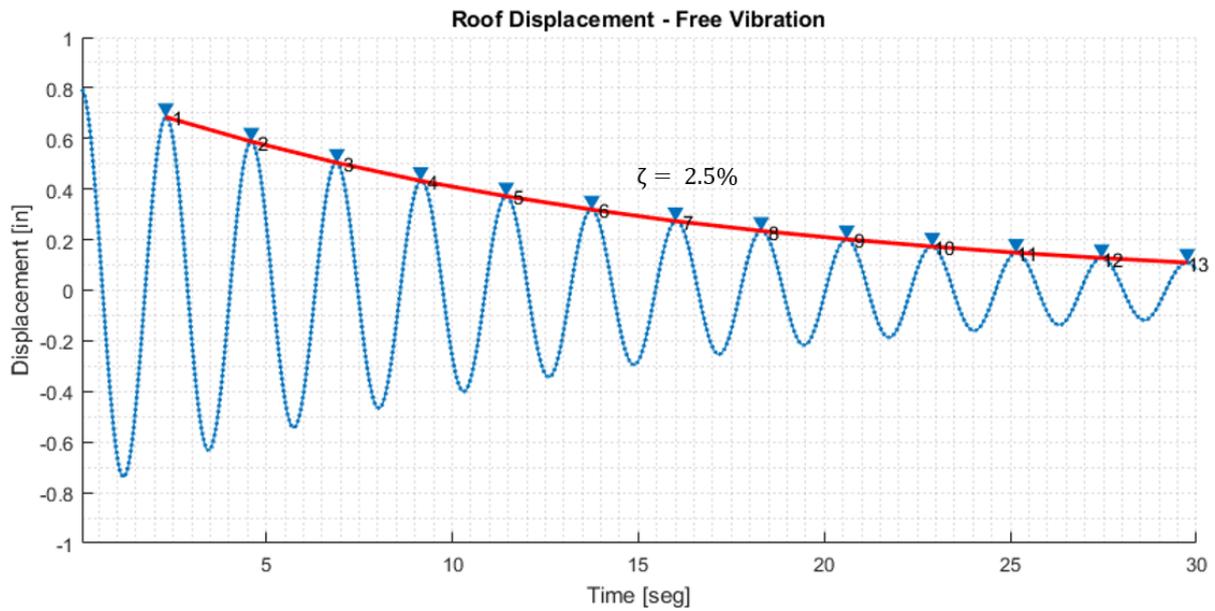


Figura 51. Vibración libre en el primer modo.

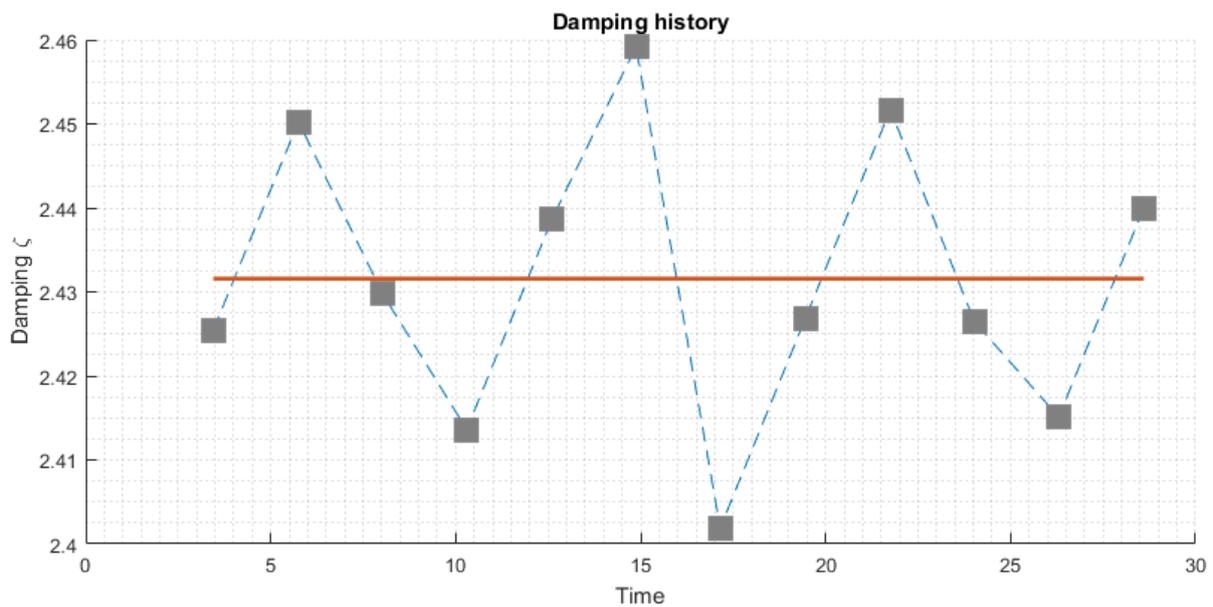


Figura 52. Amortiguamiento efectivo en el tiempo.

Uno de los inconvenientes encontrados en la aplicación del amortiguamiento Rayleigh con las modificaciones para evitar la proporcionalidad a los elementos no lineales es que, al parecer un error en el código de OpenSees, hace que la aplicación del amortiguamiento proporcional a la rigidez hace que se elimine el amortiguamiento proporcional a la masa asignado anteriormente. Este problema se solucionó

asignando una primera etapa proporcional a la masa, y luego proporcional a rigidez y masa al mismo tiempo. Parte del código necesario para esta solución se muestra en la Figura 53. Este error se identificó al imprimir toda la información del modelo que se ejecutaba, y percatarse que para un nodo que tenía masa, el amortiguamiento no era el adecuado.

```
#Region4: Assign mass proportional damping to structure (only assigns to nodes with mass)
#since it's mass proportional, the nodes with zero mass will get zero damping? (YES)
region 4 -nodeRange 1 9910 -rayleigh $a0 0.0 0.0 0.0

#Region1: Assign stiffness proportional damping to frame beams & columns w/ n modifications
region 1 -eleRange 111 299 -rayleigh $a0 0.0 $a1_mod 0.0
#Region2: Assign stiffness proportional damping to frame beams & columns w/out n modifications
region 2 -eleRange 2111 2992 -rayleigh $a0 0.0 $a1 0.0
#Assign stiffness proportional damping to panel zone elements
region 3 -eleRange 500000 599999 -rayleigh $a0 0.0 $a1 0.0
```

Figura 53. Asignación del amortiguamiento.

También se realizó la verificación del amortiguamiento en los otros modos de vibración (Figura 54). El promedio de amortiguamiento asignado, ponderando el amortiguamiento de cada modo por su participación, es de 2.52%, lo cual corresponde correctamente al amortiguamiento que se tuvo como objetivo.

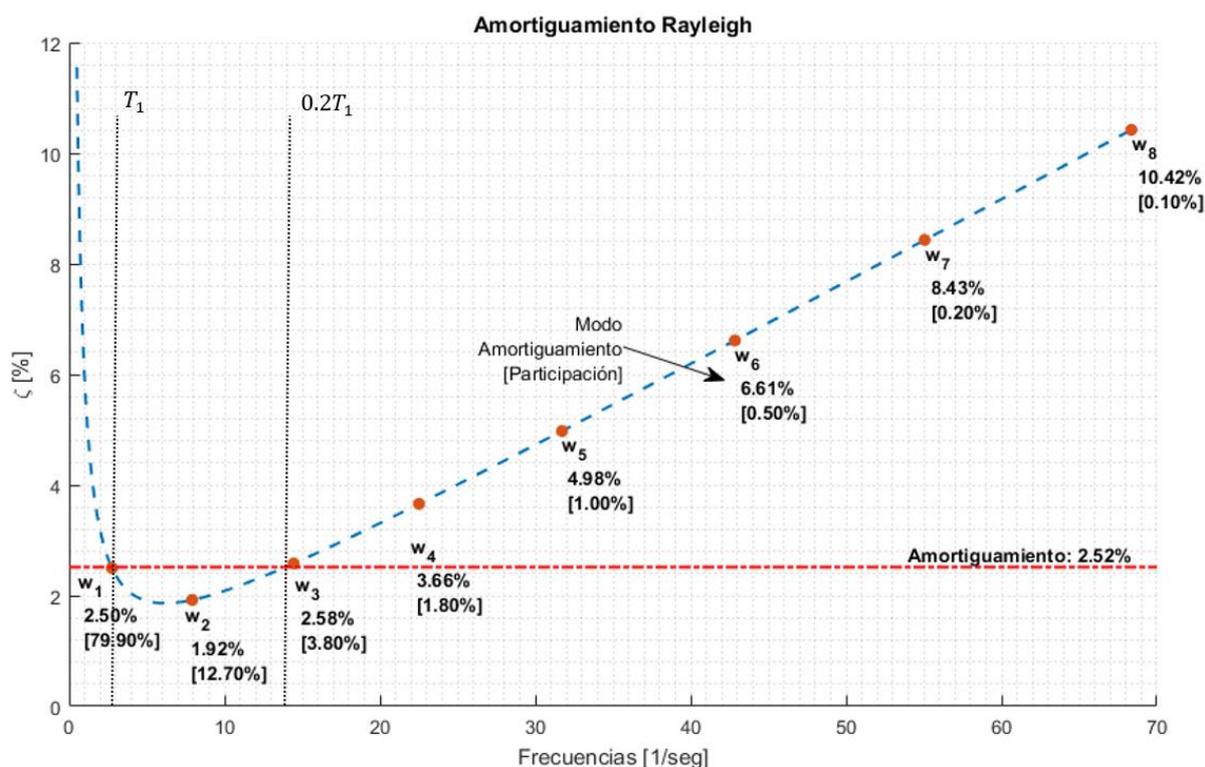


Figura 54. Verificación del amortiguamiento Rayleigh.

### 4.2. Sismos escalados

El espectro SRSS obtenido para cada par de registros, sin escalar, se presentan en la Figura 55.

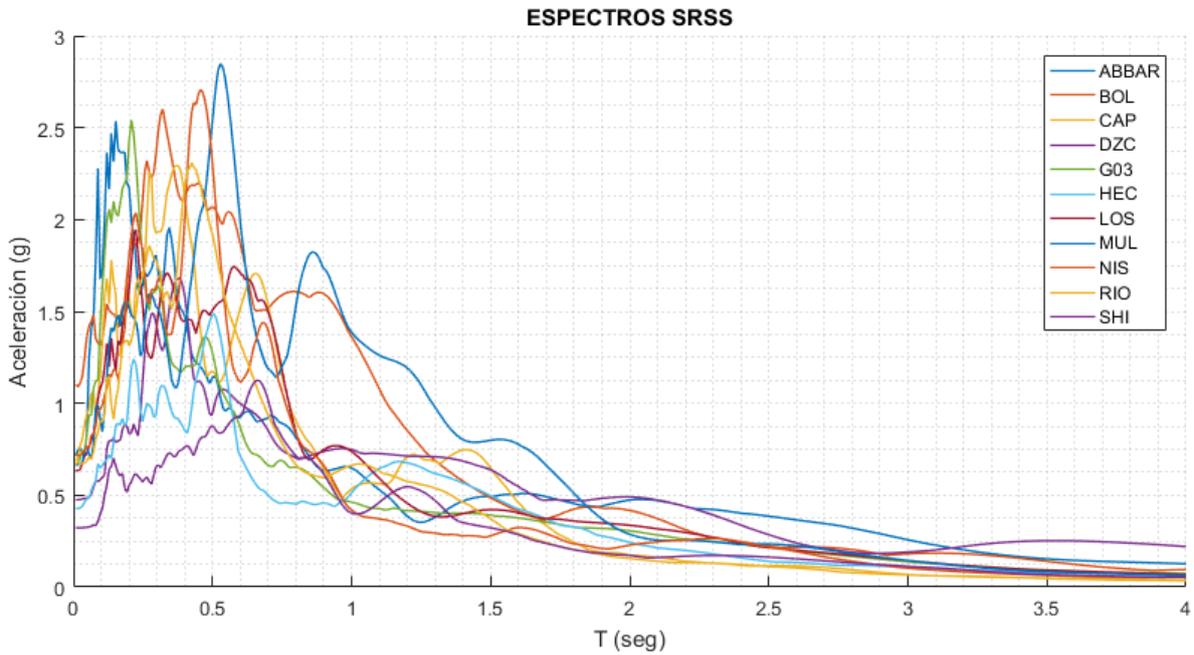


Figura 55. Espectro SRSS de cada evento, sin escalar.

La Figura 56 y Figura 57 muestran el proceso de escalamiento con el factor  $F_s$  y  $S_s$ . En esta última se puede ver los espectros finalmente escalados.

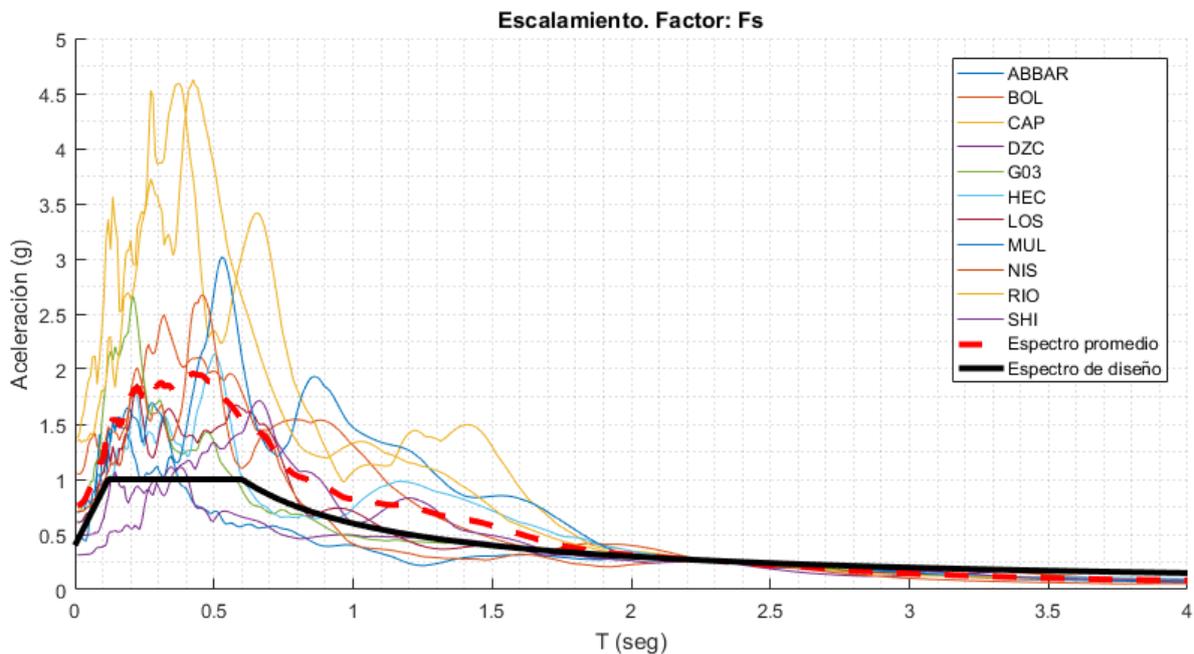


Figura 56. Escalamiento: Factor  $F_s$ .

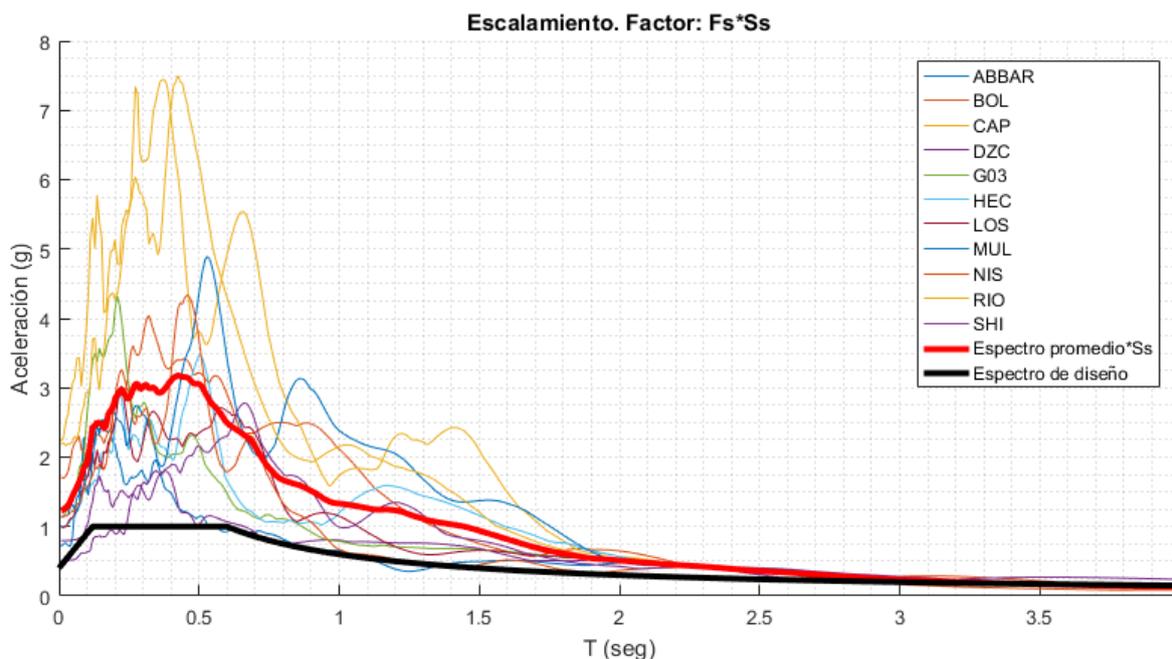


Figura 57. Escalamiento: Factor Ss.

Es importante notar que, para ciertos sismos, la contribución de los modos de vibración altos será más fuerte ya que sus espectros difieren en mayor medida al espectro de diseño para períodos bajos. Los coeficientes necesarios para el escalamiento de sismos, tanto para representar el sismo de servicio, diseño y MCE, se presentan resumidos en la Tabla 24.

Tabla 24. Coeficientes para escalamiento.

OpenSees ID	Filename	Leyenda del SRSS	dt [seg]	FS	SS	Factores de modificación		
						Servicio	Diseño	MCE
0	ABBAR--L.AT2	'ABBAR'	53.52	0.619	1.622	0.438	1.004	1.506
1	BOL000.AT2	'BOL'	55.90	0.959	1.622	0.678	1.555	2.333
2	CAP090.AT2	'CAP'	39.96	2.001	1.622	1.415	3.245	4.868
3	DZC270.AT2	'DZC'	27.19	0.661	1.622	0.467	1.072	1.608
4	G03000.AT2	'G03'	39.95	1.049	1.622	0.742	1.702	2.553
5	HEC090.AT2	'HEC'	45.31	1.438	1.622	1.017	2.332	3.498
6	LOS270.AT2	'LOS'	19.99	0.960	1.622	0.679	1.557	2.336
7	MUL279.AT2	'MUL'	29.99	1.060	1.622	0.749	1.719	2.579
8	NIS000.AT2	'NIS'	40.96	0.988	1.622	0.698	1.602	2.403
9	RIO270.AT2	'RIO'	36.00	2.003	1.622	1.417	3.249	4.874
10	SHI090.AT2	'SHI'	40.96	1.523	1.622	1.077	2.470	3.705

### 4.3. Análisis dinámico no lineal

Los valores residuales y máximos de derivas por piso han sido obtenidos de cada análisis tiempo historia como se muestra en la Figura 58. Aquí se señala, a manera de ejemplo, las derivas residuales y máximas del piso 1 y piso 8 para el análisis dinámico no lineal del sismo con identificador 8, escalado a una intensidad MCE del modelo con reducción de capacidad 2. El mismo post procesamiento se dio a las derivas de cada piso (8), de cada registro sísmico (11), escalado a cada intensidad (3) y de cada modelo analizado (2). Estos resultados se encuentran resumidos desde la Figura 59 hasta la Figura 64 de acuerdo a la intensidad a la que se escalaron los registros, y según el método de reducción de capacidad 1 o 2, para comprar su efecto. También se presentan las derivas promedio por piso que son las que han sido comparadas con los valores requeridos por las normativas, tanto para los valores máximos de deriva, como para las derivas residuales.

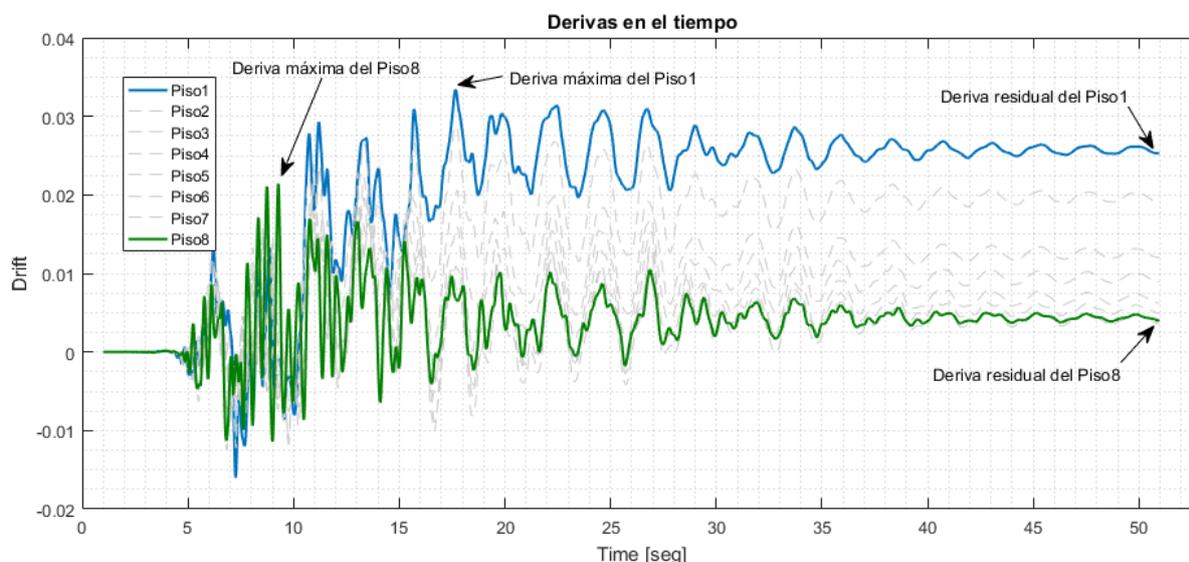


Figura 58. Derivas en el tiempo. Sismo 8 – Intensidad MCE.

#### 4.3.1. Nivel de servicio

Los resultados de las derivas para el nivel de servicio, usando el método de reducción 1 se presentan en la Figura 59. Para cada uno de los 11 registros se obtuvo las derivas residuales (mostradas en las barras más cortas) y las derivas máximas (mostradas en las barras largas de menor opacidad) en cada uno de los pisos. Las barras rojas representan los valores promedio para un piso en específico y su valor se encuentra al lado de las mismas. Así, por ejemplo, se puede identificar que, para este conjunto



de análisis, la máxima deriva promedio se produjo en el piso 7 con un valor de 1.15% donde el sismo con mayor deriva fue el de identificador 9 con aproximadamente 2.40%. Respecto a las derivas residuales, se puede identificar que la mayor deriva residual promedio se produce en el piso 6 con un valor de 0.15% y el sismo de mayor deriva residual para ese piso también es el de identificador 9 con un valor de 0.75% aproximadamente.

Las mismas interpretaciones se pueden dar a los demás conjuntos de resultados.

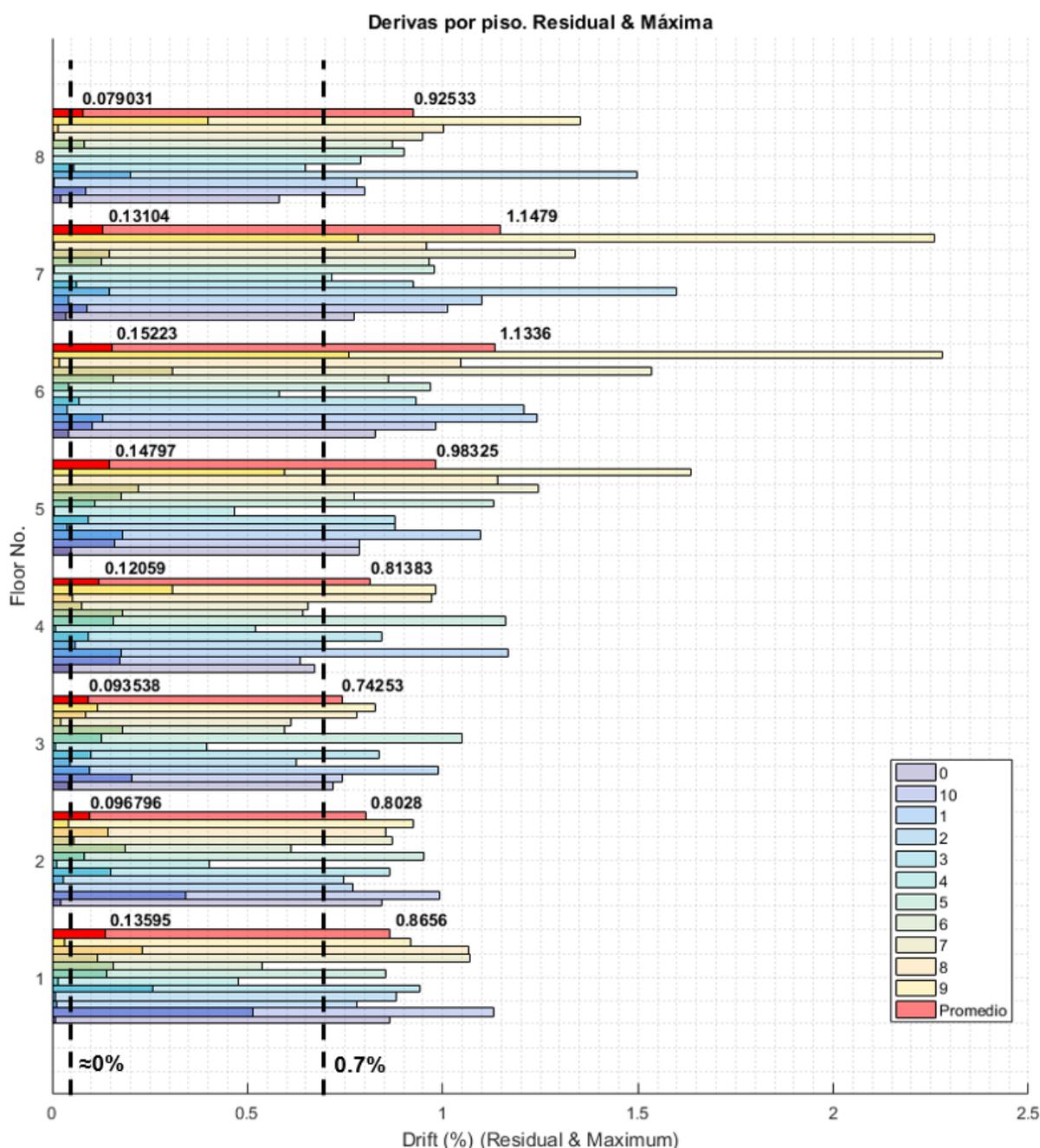


Figura 59. Derivas residuales y máximas – Nivel de servicio – Reducción 1.



En la Figura 60 se muestran los resultados de los análisis dinámicos no lineales con los mismos factores escalares (para un nivel de desempeño de servicio) pero aplicando el método de reducción 2 en la capacidad de momento de las columnas. Aquí se pueden observar valores similares a los obtenidos con el anterior método de reducción, lo cual fue esperado ya que para este nivel bajo de intensidad no debería influenciar el momento máximo de las columnas.

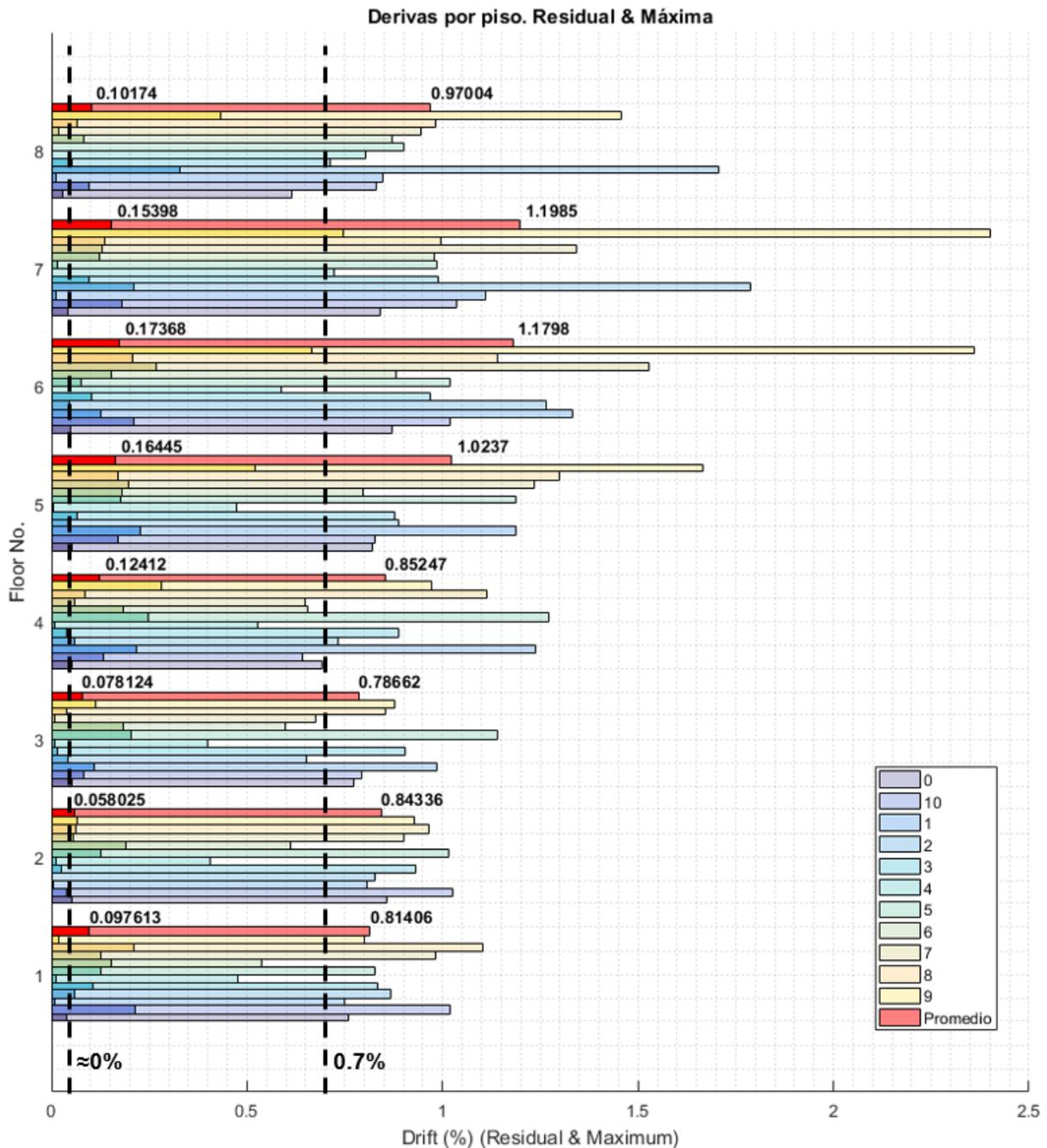


Figura 60. Derivas residuales y máximas – Nivel de servicio – Reducción 2.



#### 4.3.2. Nivel de diseño

En la Figura 61 y Figura 62 se muestran los resultados para los análisis dinámicos con los registros escalados al nivel de desempeño. En el primer caso se observa que las derivas en el primer piso se tornan más críticas que las de los otros pisos, incluso llegando a ser levemente mayor al 2% limitado por las normativas, mientras que las derivas residuales alcanzan un valor considerable de 0.7% en este piso.

En el caso 2 también aumenta las derivas en el primer piso, pero lo hace en menor magnitud, cumpliendo aún con las normativas. Aquí se observa claramente la importancia y efecto de la reducción de la capacidad de momento debido a carga axial, ya que si se espera que los elementos se comporten alrededor de sus límites de fluencia y el caso 1 tiene aproximadamente 20% más reducción en las columnas extremas del primer piso, mientras que para los pisos superiores se mantiene en valores similares.

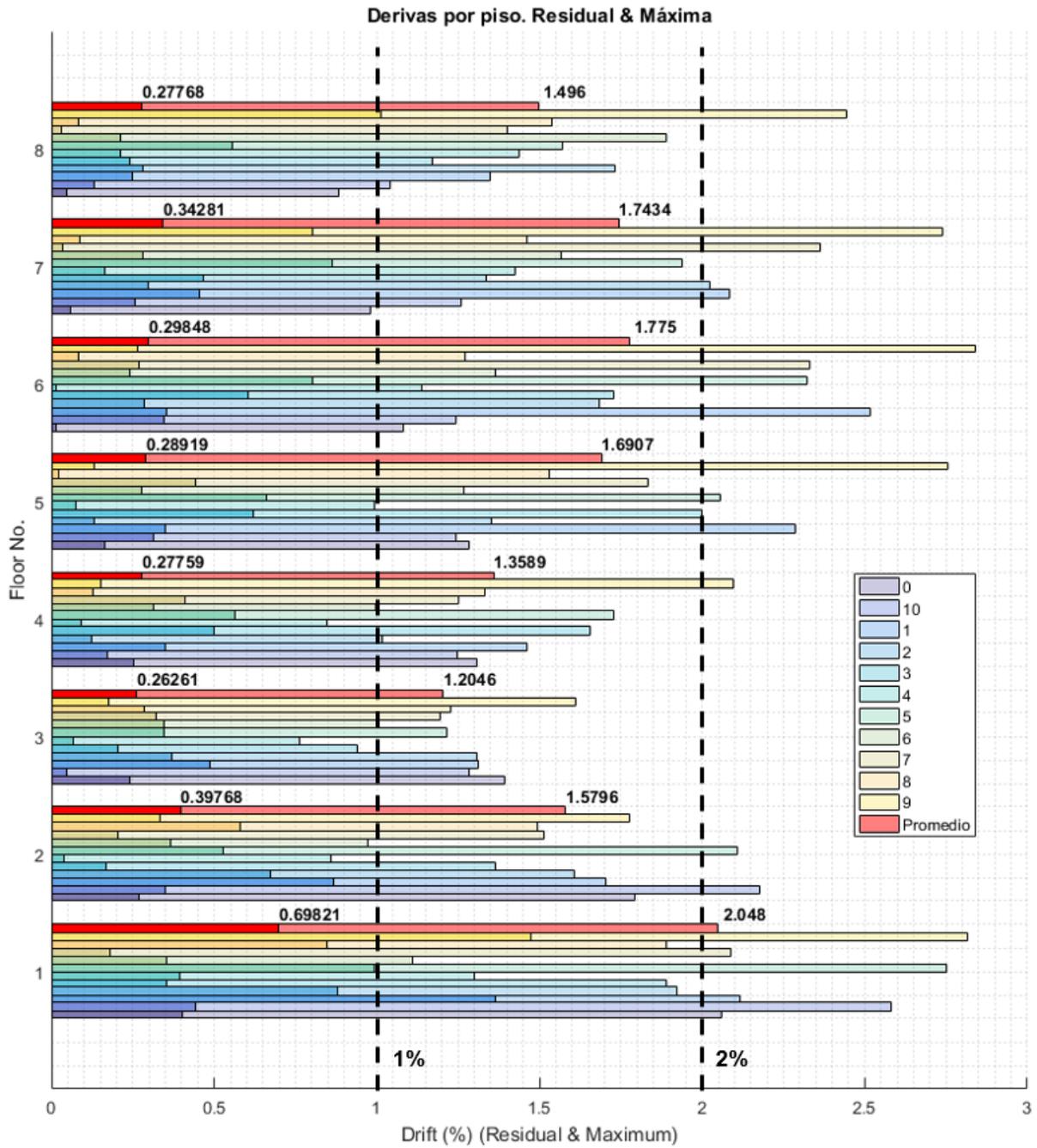


Figura 61. Derivas residuales y máximas – Nivel de diseño – Reducción 1.

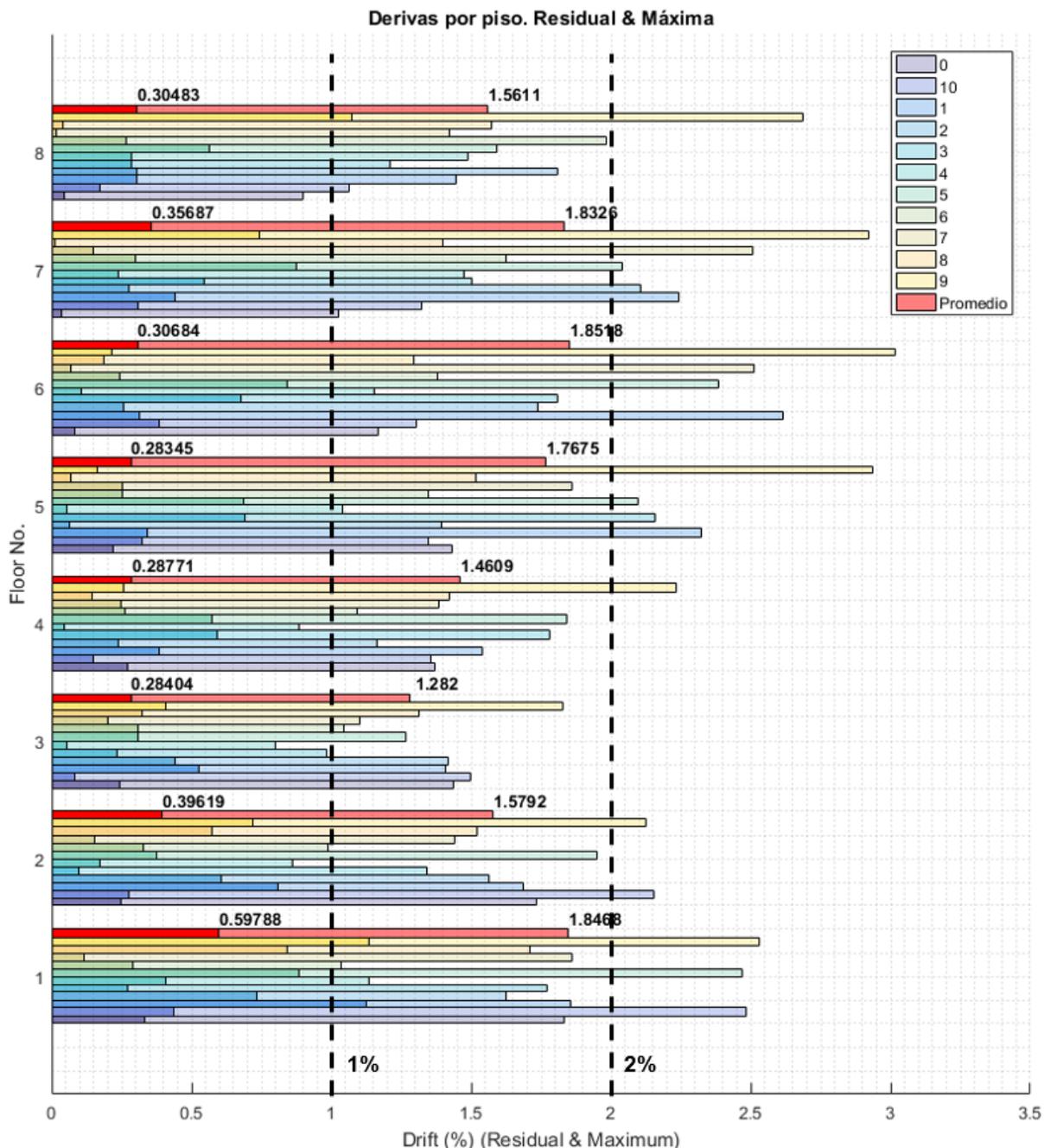


Figura 62. Derivas residuales y máximas – Nivel de diseño – Reducción 2.

### 4.3.3. Nivel MCE

En la Figura 63 y Figura 64 se muestran las derivas de los análisis dinámicos bajo esta intensidad. Como se esperó, bajo estas altas intensidades se hace más evidente la influencia de la modelación del deterioro en los elementos para la predicción del



colapso, y también es más trascendental las reducciones de capacidad de los elementos (especialmente del primer piso).

Para el caso 1, los sismos con identificador 2 y 7 generan colapso en la estructura, con derivas superiores al 10% lo cual causa una inestabilidad dinámica, donde la estructura pierde completamente su capacidad de resistencia. El hecho de que 2 de los 11 análisis hayan causado colapso no concuerda con los requisitos de una probabilidad de colapso menor al 10% una estructura con categoría de riesgo II.

El caso 2, bajo las consideraciones de reducción ya mencionadas, no presenta el colapso bajo ningún registro. El sismo que genera mayor deriva es el de identificador 9, llegando hasta 4.9% de deriva máxima y 4% de deriva residual en el primer piso. El primer piso tiene una deriva promedio máxima de 3% (aproximadamente 60% más que la deriva obtenida bajo el nivel de diseño), lo cual está dentro de los rangos permitidos en el análisis por desempeño.

Es importante notar que el primer piso es el más susceptible a tomar derivas grandes, lo cual concuerda con la literatura referente a pórticos especiales sismorresistentes.

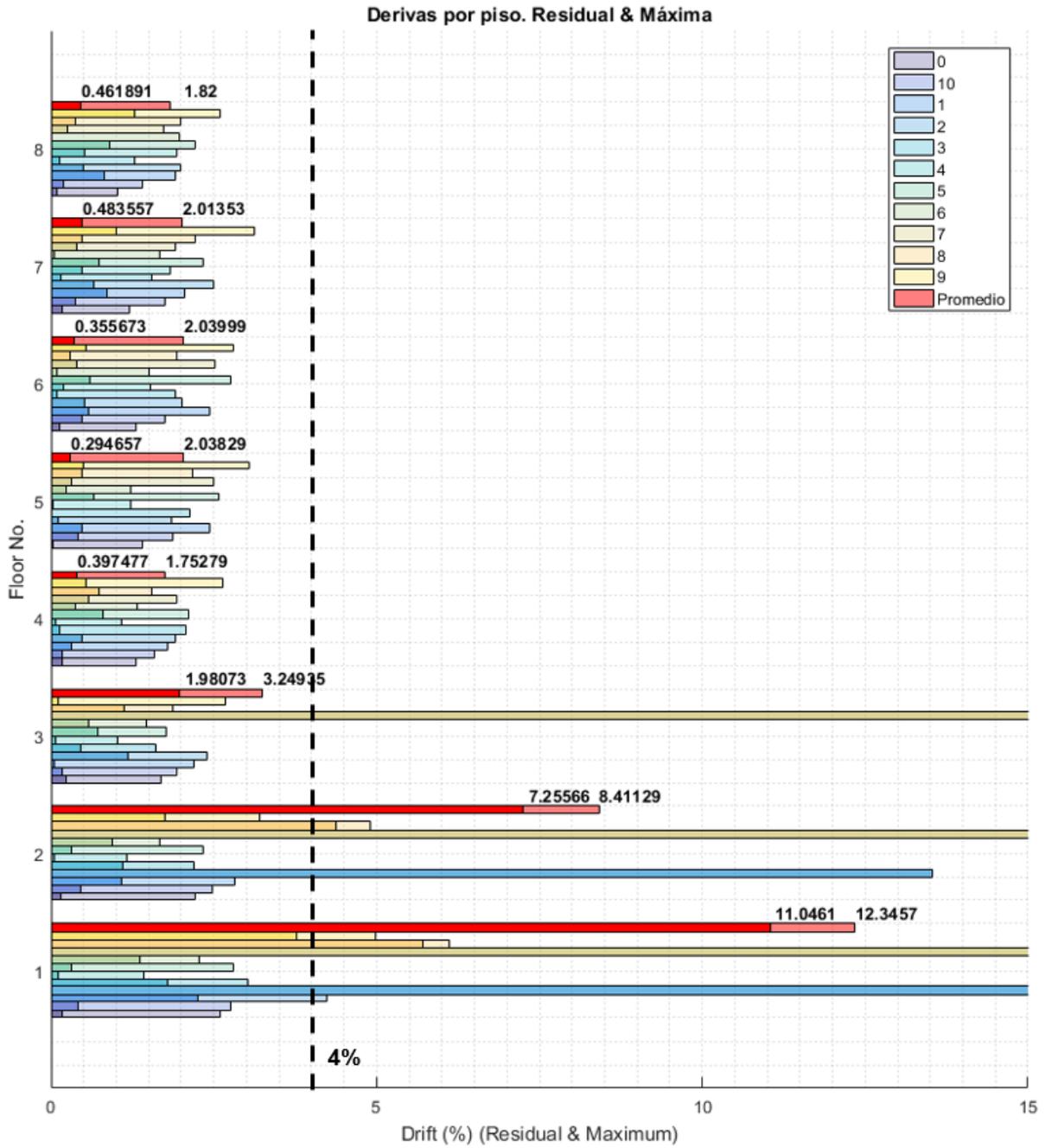


Figura 63. Derivas residuales y máximas – Nivel MCE– Reducción 1.

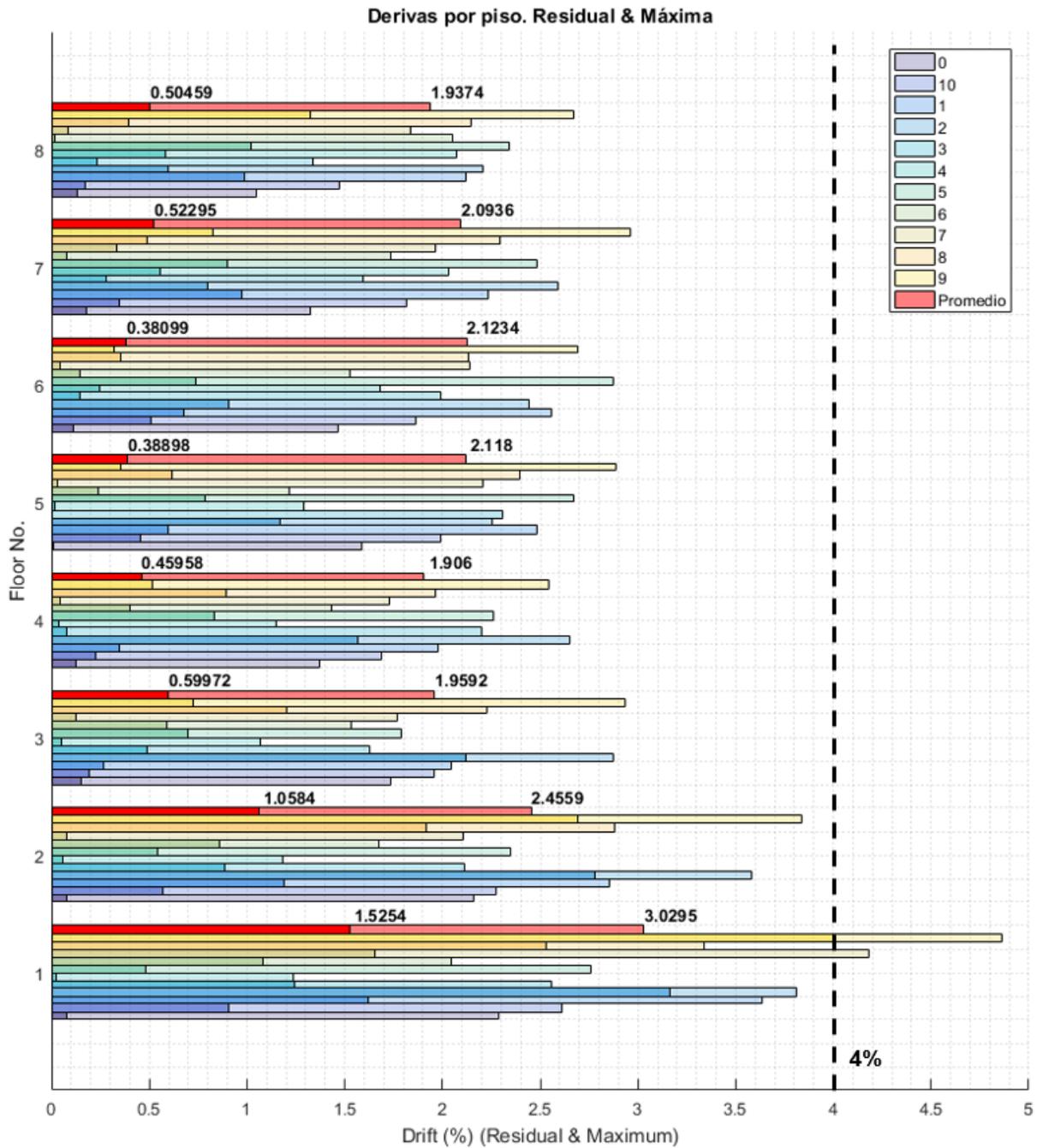


Figura 64. Derivas residuales y máximas – Nivel MCE– Reducción 2.

#### 4.3.4. Resumen del análisis por desempeño.

La Tabla 25 muestra el análisis cualitativo del desempeño de la estructura, bajo los 3 niveles de intensidad sísmica propuestos.



*Tabla 25. Resumen del análisis por desempeño.*

Modelo	Intensidad		
	Servicio	Diseño	MCE
Reducción 1 – PDelta	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
Reducción 2 - PDelta	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Lo sustancial es notar como el efecto de la reducción de la capacidad a momento de las columnas es decisivo en el comportamiento del modelo a niveles de sismicidad altos como el MCE. Esto está directamente ligado a que los elementos alcanzan más temprano el deterioro y pueden conllevar al colapso.

#### **4.3.5. Efecto PDelta en el colapso.**

Para evaluar el efecto PDelta sobre el colapso, se analizó el modelo con la reducción 1 bajo el sismo con identificador 7 escalado al nivel MCE, ya que presentó colapso en los resultados expuestos anteriormente.

La Figura 65 muestra las derivas residuales y máximas del análisis dinámico no lineal bajo dos suposiciones: Considerando el efecto PDelta y sin considerar el efecto PDelta. En el primer caso, se llega a derivas mayores al 10%, lo cual implica el colapso de la estructura. En contraste, el segundo análisis, sin considerar este efecto, llega a la deriva máxima de 4% en el piso más desfavorable, es decir, no colapsa. Estos resultados son consistentes con el análisis estático no lineal, donde el modelo sin PDelta mostraba mayor sobrerresistencia y mayor ductilidad.

Este resultado remarca la importancia de la inclusión de esta no linealidad geométrica, a más de la modelación del deterioro en los componentes, para predecir el colapso en las estructuras.

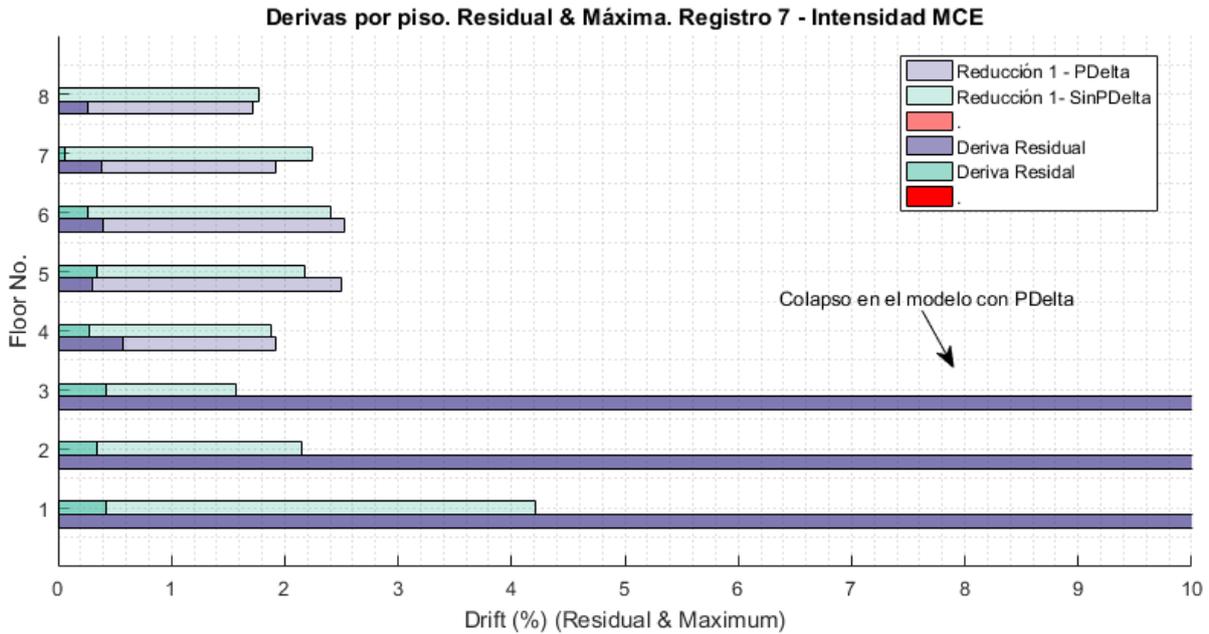


Figura 65. Derivas residuales y máximas con y sin PDelta.

Los resultados de las derivas en el tiempo bajo las dos consideraciones, para el primer piso, se muestran en la Figura 66. En esta figura se observa la inestabilidad dinámica producida a los 20 segundos en el modelo que incluye los efectos PDelta, y por ello el análisis no converge. También es interesante notar que en los primeros segundos (antes de llegar al pico producido a los 7 segundos), para derivas pequeñas, los resultados son similares.

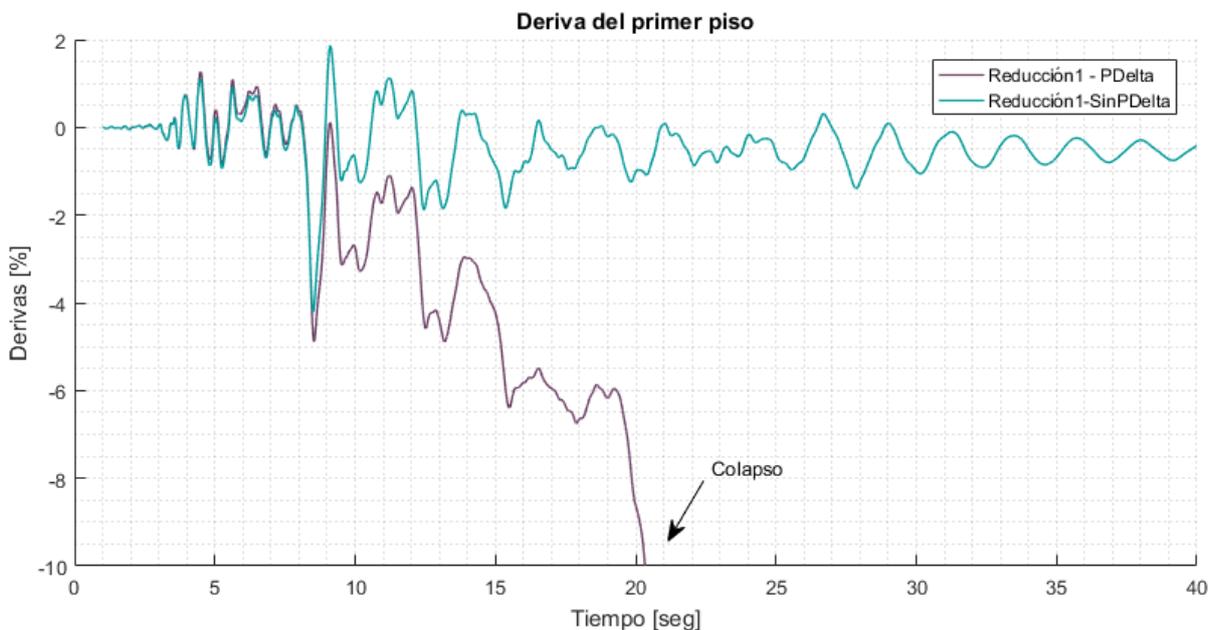


Figura 66. Derivas en el tiempo, con y sin PDelta

### 4.3.6. Animaciones del tiempo historia

A continuación, se presentan las derivas en el tiempo, para cada piso del modelo con reducción 1 y efecto PDelta, sometidas al análisis dinámico no lineal con el sismo de identificador 7, escalado al MCE (Figura 67). Este sismo causó colapso en el modelo 1 como se indicó en los resultados anteriores de deriva máxima.

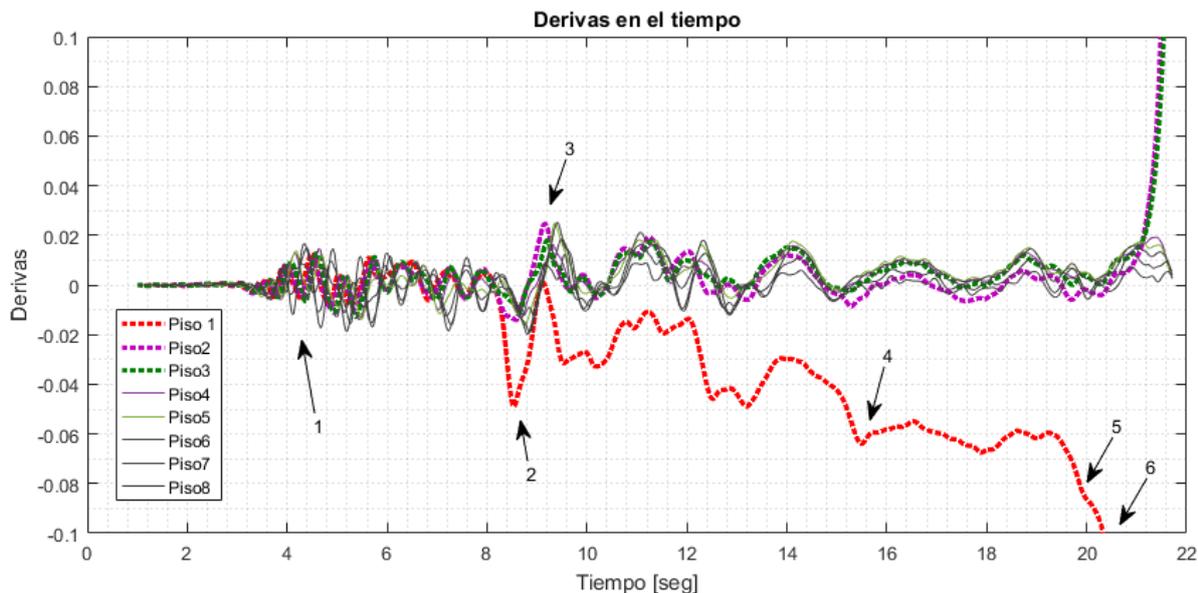


Figura 67. Derivas en el tiempo – Sismo 7, intensidad MCE.

En la Figura 68 se muestra la animación del análisis en el tiempo y la fluencia de los elementos (similar a la que se realizó para los análisis estáticos) para los puntos indicados en el gráfico de derivas.

En el punto 1 ya se cuenta con la fluencia de la mayoría de las vigas y las columnas de la base, alcanzando derivas de alrededor del 2% en todos los pisos. En el punto 2 se puede observar que la deriva del piso 1 crece significativamente hasta aproximadamente 5%. Esto se relaciona con el deterioro que empieza a presentarse en las columnas de este piso, produciendo derivas residuales para los siguientes pasos. Seguido, en el punto 3, el segundo piso experimenta un pico en su deriva, de aproximadamente 3%. Se observa que aquí ocurre la fluencia de sus columnas, pero no llegan al deterioro. En el punto 4, la parte superior de las columnas de la base también alcanzan la etapa de deterioro y la deriva crece hasta el 6%. Para el punto 5, las columnas de la base alcanzan su capacidad residual en la parte superior e inferior,

con lo cual las derivas crecen significativamente. En el punto 6, llegando a una deriva de 10%, la base de las columnas falla, perdiendo totalmente su capacidad y causando el colapso de la estructura.

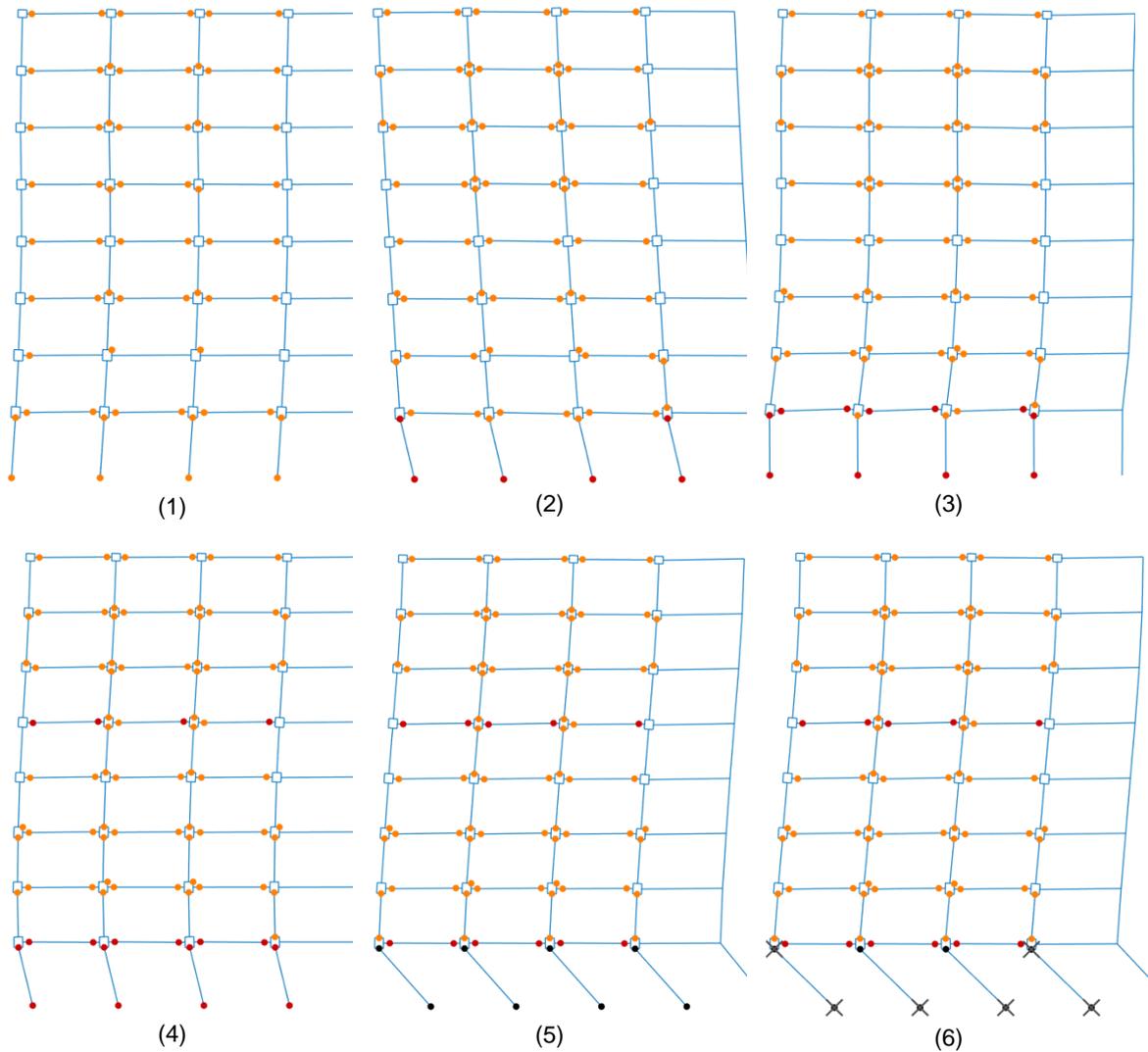


Figura 68. Animación del análisis dinámico: Sismo 7, intensidad MCE.

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La estructura estudiada, presenta un mal desempeño ante un sismo con período de retorno de 72 años ya que supera las derivas límite, sin embargo, normativas como el ASCE 7 no presenta límites de derivas para esta intensidad. El resultado obtenido indica que, bajo un sismo de esta intensidad, las paredes de estructura sufrirán fisuras mayores a las que se esperaría. Es interesante notar que las mayores derivas se presentan en los pisos superiores del edificio.

Respecto al sismo de 475 años de período de retorno, la estructura cumple satisfactoriamente el desempeño a nivel de derivas, tanto para las derivas máximas, como para las derivas residuales. Esto implica que pese a sufrir daño moderado en los componentes no estructurales (como el sistema arquitectónico), el edificio se mantiene económicamente reparable.

Para el máximo sismo considerado, con un período de retorno de 2500 años, los resultados varían entre las estrategias usadas para la reducción de la capacidad a momento de las columnas. En el caso 1, con reducciones de hasta 45% de capacidad en las columnas del primer nivel, ocurren 2 colapsos. Esto supera la probabilidad de colapso esperada ante un evento de esta magnitud. Por otra parte, en el caso 2, donde las reducciones de la capacidad en las columnas del primer nivel llegan hasta el 20%, la estructura no presenta colapso y las derivas en todos los pisos son menores al 4%. A diferencia del análisis con la intensidad de servicio, en esta intensidad los pisos con mayor deriva son los 2 primeros. Se concluye que esta estructura si se desempeña correctamente bajo esta intensidad dado que la segunda estrategia de reducción de capacidad es más actual, mientras que la antigua es muy conservadora.

Además, se verificó que el deterioro de los elementos es un parámetro fundamental para el análisis por desempeño, especialmente ante intensidades como MCE por llegarse a derivas altas. Por el mismo razonamiento, el uso de curvas histeréticas que presenten este comportamiento, tendría una gran influencia para la realización de análisis incrementales dinámicos y la obtención de curvas de probabilidad de colapso. El material Bilin, pese a requerir una gran cantidad de parámetros de entrada, permitió identificar el efecto de la zona de deterioro en los análisis estáticos, cambiando bruscamente la pendiente de la curva Pushover, y en los análisis dinámicos permitiendo que la estructura llegue al colapso luego de que se presente una deriva



alta. Es importante la actualización del procedimiento generado para que la calibración de los parámetros esté acorde a nuevas experimentaciones que se realicen.

Asimismo, la inclusión de los efectos de segundo orden o no linealidad geométrica no puede dejarse de lado para evaluar el desempeño de la estructura. Este efecto provocó la disminución de la sobrerresistencia y ductilidad de la estructura, por lo tanto, la omisión de este efecto pudiera alejar al modelo de la predicción de un posible colapso, incitando falsos resultados de desempeño como se observó en el sismo de identificador 7. El uso de la leaning column, resultó muy beneficioso y de fácil implementación para la consideración de las masas que no estaban sobre el área tributaria del sistema de gravedad.

Se recalca que el uso de OpenSees resulta muy favorable para la ejecución de análisis dinámicos no lineales, incluso pudiendo realizar estos análisis en paralelo. Se debe tener precaución ya que el hecho de no contar con una interfaz gráfica dificulta la modelación y pueden llegar a cometerse errores que pasen desapercibidos. Para evitar estos errores en la modelación y por ende falsos resultados, es vital la ejecución iterativa de la serie de chequeos propuestos. Por ejemplo, se debe tener especial cuidado en la asignación de restricciones de los grados de libertad, verificando que realmente se esté cumpliendo lo que la lógica deseada. Otro ejemplo en el que se debe prestar atención es en la asignación del amortiguamiento, ya que hubo un error que eliminaba el amortiguamiento proporcional a la masa. La animación de la secuencia de fluencia también apoyó en la verificación del comportamiento de la estructura, permitiendo determinar que el comportamiento del modelo si estuvo acorde al de una estructura sismorresistente de pórticos de acero. Se recomienda añadir a la lista de chequeos la realización de balances de energía en los análisis dinámicos, y ver la influencia del deterioro de los componentes sobre la energía disipada.

También se confirmó la gran ventaja de contar con más herramientas de postprocesamiento, con el uso de Matlab en este caso, para, por ejemplo, poder establecer las derivas máximas y residuales de cada uno de los ocho pisos de los 66 análisis dinámicos no lineales a través de un solo clic.



Dada la desventaja de que la teoría modificada de IMK no capta la interacción de la carga axial y el momento, y dado el efecto de la reducción de capacidad en las columnas sobre la ductilidad y sobrerresistencia en la estructura, es necesario realizar una buena predicción de la reducción a hacerse; ahí radica la importancia de la ejecución de los análisis estáticos no lineales a manera de chequeo para la cuantificación de estos parámetros en las curvas Pushover. Otra alternativa puede ser modelar las rótulas de las columnas de la base, que son las de mayor reducción de capacidad, con fibras a través del elemento ZeroLengthFiber en Opensees. Para esta última alternativa se debe revisar artículos que tratan acerca de cómo adaptar la bibliografía dada para la calibración de la plasticidad concentrada a esta nueva alternativa híbrida.

Para mejorar el modelo actual del edificio, se recomienda incluir los traslapes de las columnas como otro punto de plasticidad. También se sugiere calibrar las vigas con comportamiento asimétrico, considerando el efecto de las losas. Además, para análisis mucho más complejos, se debe considerar la interacción suelo – estructura.

Para un análisis más exhaustivo del desempeño de la estructura, a más de la verificación de las derivas, se motiva a hacer la verificación a nivel de elemento, comprobando los esfuerzos y/o deformaciones alcanzadas.

Para investigaciones futuras, se puede reutilizar el modelo generado de plasticidad concentrada y compararlo con modelos de plasticidad distribuida. Una de las posibles comparaciones es evaluar los efectos de la modelación sobre las aceleraciones de piso y afecciones a los componentes no estructurales; también se puede analizar hasta que niveles de intensidad, los modelos de plasticidad distribuida, teóricamente más simples de modelar, pueden predecir el desempeño de la estructura respecto a este modelo que incluye deterioro.

El modelo generado en esta tesis también puede ser utilizado en estudios referentes al amortiguamiento. Por ejemplo, contrastando la evaluación por desempeño, reemplazando el amortiguamiento Rayleigh por nuevas propuestas de amortiguamiento viscoso.



## 6. REFERENCIAS

- AISC 341. (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute for Steel Construction., Chicago, Ill.
- AISC 358. (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. American Institute for Steel Construction., Chicago, Ill.
- AISC 360. (2005). *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute for Steel Construction., Chicago, Ill.
- Applied Technology Council. (2017a). *Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. part I - general* (No. NIST GCR 17-917-46v1). Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1>
- Applied Technology Council. (2017b). *Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. part IIa - steel moment frames* (No. NIST GCR 17-917-46v2). Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v2>
- ASCE 7. (2005). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ASCE 7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ASCE 41. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Bernal, D. (1994). Viscous Damping in Inelastic Structural Response. *Journal of Structural Engineering*, 120(4), 1240–1254. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:4\(1240\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:4(1240))



- Bosco, M., & Tirca, L. (2017). Numerical simulation of steel I-shaped beams using a fiber-based damage accumulation model. *Journal of Constructional Steel Research*, 133, 241–255. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.02.020>
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures*. New York; Toronto: McGraw-Hill. Recuperado de <http://www.myilibrary.com?id=335745>
- Chisari, C., & Rizzano, G. (2018). Comparative analysis of cyclic models for steel beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 145, 315–329. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.01.021>
- Chopra, A. K., & Chintanapakdee, C. (2004). Inelastic Deformation Ratios for Design and Evaluation of Structures: Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems. *Journal of Structural Engineering*, 130(9), 1309–1319. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:9\(1309\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:9(1309))
- Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design, a guide for practicing engineers. NIST GCR 10-917-5. National Institute of Standards and Technology. *Gaithersburg MD*.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- FEMA P-440A. (2009). *Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response*. Federal Emergency Management Agency.
- FEMA P-695. (2009). *QUANTIFICATION OF BUILDING SEISMIC PERFORMANCE FACTORS*. Federal Emergency Management Agency.
- Flores, F. X., Charney, F. A., & Lopez-Garcia, D. (2014). Influence of the gravity framing system on the collapse performance of special steel moment frames.



*Journal of Constructional Steel Research*, 101, 351–362.

<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.05.020>

Flores, F., Charney, F., Pozo, S., & Astudillo, B. (2018, June). Structural behavior checks prior performing nonlinear dynamic analysis. In Proceedings of the 11th US National Conference on Earthquake Engineering (11NCEE).

Hall, J. F. (2006). Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(5), 525–545.

<https://doi.org/10.1002/eqe.541>

Hartloper, A., & Lignos, D. (2017). Updates to the ASCE-41-13 provisions for the nonlinear modeling of steel wide-flange columns for performance-based earthquake engineering. *Ce/Papers*, 1(2–3), 3072–3081.

<https://doi.org/10.1002/cepa.359>

Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), 1489–1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>

Ibarra, L., & Krawinkler, H. (2005). *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations*. John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report 152. Stanford Digital Repository. Recuperado de <http://purl.stanford.edu/dj885ym2486>

Krawinkler, H. (2006). Importance of good nonlinear analysis. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 15(5), 515–531. <https://doi.org/10.1002/tal.379>

Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2011). Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading. *Journal of Structural Engineering*, 137(11), 1291–1302. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000376](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000376)



- Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2013). *Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems Under Seismic Excitations*. John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report 177. Stanford Digital Repository. Recuperado de <http://purl.stanford.edu/yg701cw5473>
- Lignos, Dimitrios G., & Krawinkler, H. (2007). A Database in Support of Modeling of Component Deterioration for Collapse Prediction of Steel Frame Structures. En *Structural Engineering Research Frontiers* (pp. 1–12). Long Beach, California, United States: American Society of Civil Engineers. [https://doi.org/10.1061/40944\(249\)31](https://doi.org/10.1061/40944(249)31)
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). OpenSees command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, 264.
- McKenna, F. (2014). *What is OpenSees?* Recuperado de <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/videos/WhatIsOpenSees.mp4>
- Medina, Ricardo A, & Krawinkler, H. (2004). Influence of hysteretic behavior on the nonlinear response of frame structures. Presentado en 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- Medina, Ricardo Antonio, & Krawinkler, H. (2004). Seismic demands for nondeteriorating frame structures and their dependence on ground motions.
- NEC-SE-DS. (2015). *Cargas Sísmicas. Diseño Sismo resistente*. Norma Ecuatoriana de la Construcción. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Quito, Ecuador.
- NEC-SE-RE. (2015). *Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. Norma Ecuatoriana de la Construcción. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Quito, Ecuador.



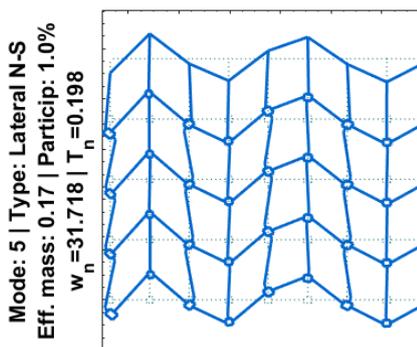
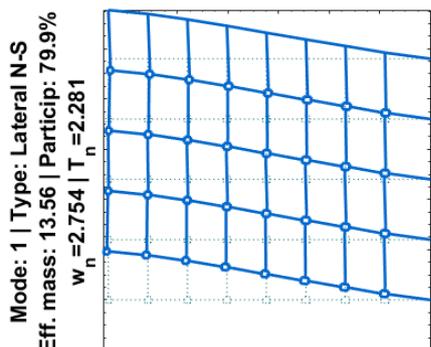
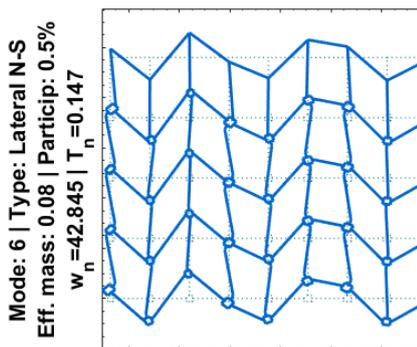
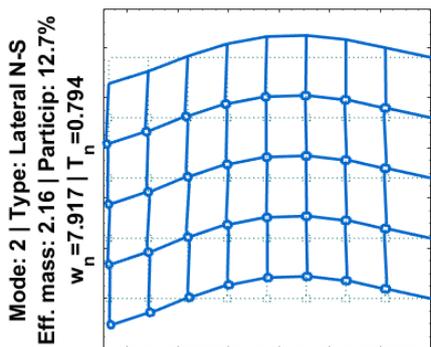
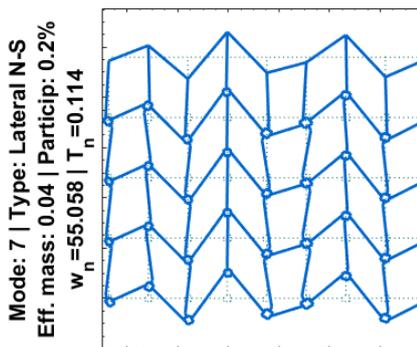
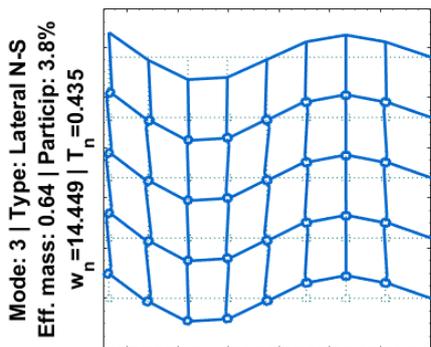
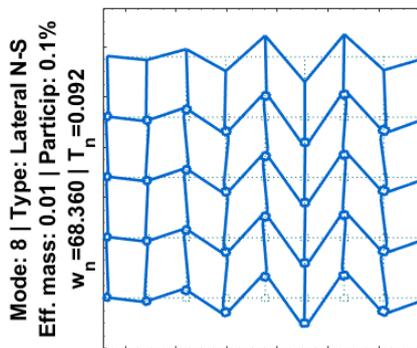
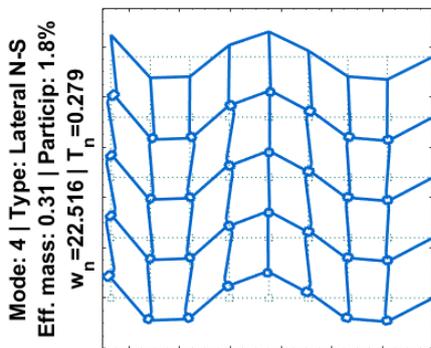
- Newell, J. D., & Uang, C.-M. (2008). Cyclic Behavior of Steel Wide-Flange Columns Subjected to Large Drift. *Journal of Structural Engineering*, 134(8), 1334–1342. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:8\(1334\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:8(1334))
- NIST. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*. USA: National Institute of Standards and Technology.
- PEER. (2006). *PEER NGA Database*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California. Recuperado de <http://peer.berkeley.edu/nga/>
- Penzien, J., 1960b, "Dynamic response of elastoplastic frames," Proc. American Society of Civil Engineers, Vol. 86, No. 7, pp 81-94.
- Rahnama, M, and Krawinkler, H., 1993, Effects of Soft Soil and Hysteretic Models on Seismic Demands, Report No. 108, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California, 258 pages.
- Ruiz-García, J., & Miranda, E. (2006). Residual displacement ratios for assessment of existing structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(3), 315–336. <https://doi.org/10.1002/eqe.523>
- Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam–Column Elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2), 244–252. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2006\)132:2\(244\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:2(244))
- Steneker, P., Wiebe, L., & Filiatrault, A. (2018). *A Comparison of Recently Developed Analytical Models for Steel Moment-Resisting Frame Connections*.



- Suzuki, Y., & Lignos, D. (2015). Large scale collapse experiments of wide flange steel beam-columns. Presentado en 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA).
- Veletsos, A.S. and Newmark, N.M., 1960, "Effects of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake ground motions," Proc. Second World Conf. on Earthquake Engineering, Vol. II, Tokyo and Kyoto, Japan, pp 895-912.
- Wang, M., Shi, Y., Wang, Y., & Yang, W. (2015). Influencing factors analysis of degradation and damage and the effect on steel frame. *International Journal of Steel Structures*, 15(1), 17–30. <https://doi.org/10.1007/s13296-015-3002-8>
- Zareian, F., & Medina, R. A. (2010). A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems. *Computers & Structures*, 88(1–2), 45–53. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2009.08.001>
- Zareian, F., Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2010). Evaluation of Seismic Collapse Performance of Steel Special Moment Resisting Frames Using FEMA P695 (ATC-63) Methodology (pp. 1275–1286). American Society of Civil Engineers. [https://doi.org/10.1061/41130\(369\)116](https://doi.org/10.1061/41130(369)116)

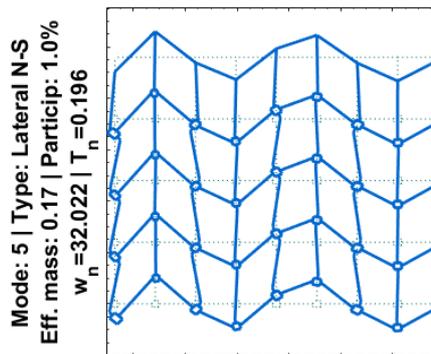
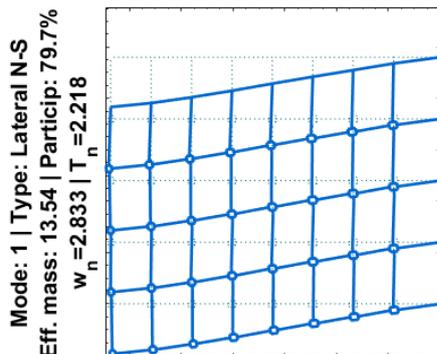
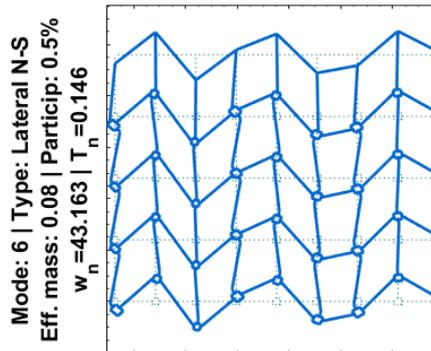
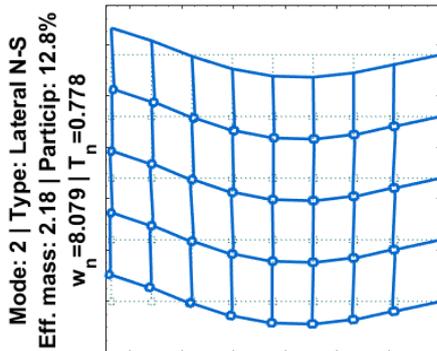
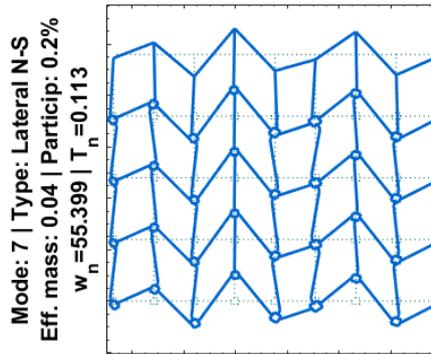
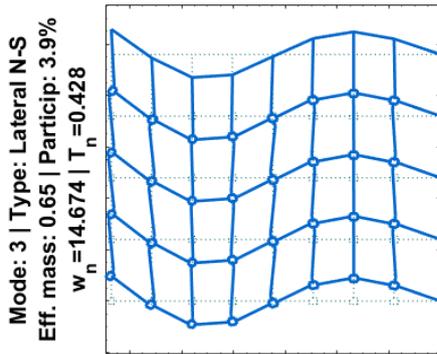
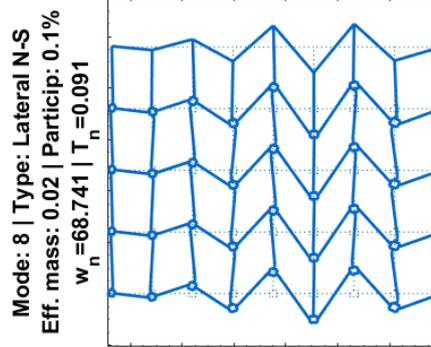
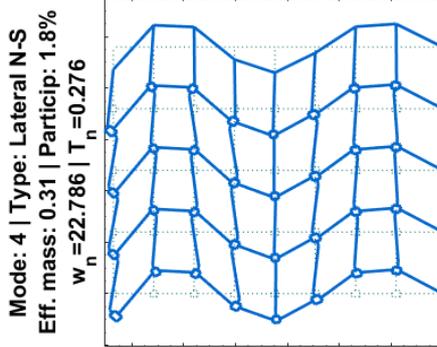
## 7. ANEXOS

### 7.1. Modos de vibración con efecto PDelta



Modos de vibración con efecto PDelta

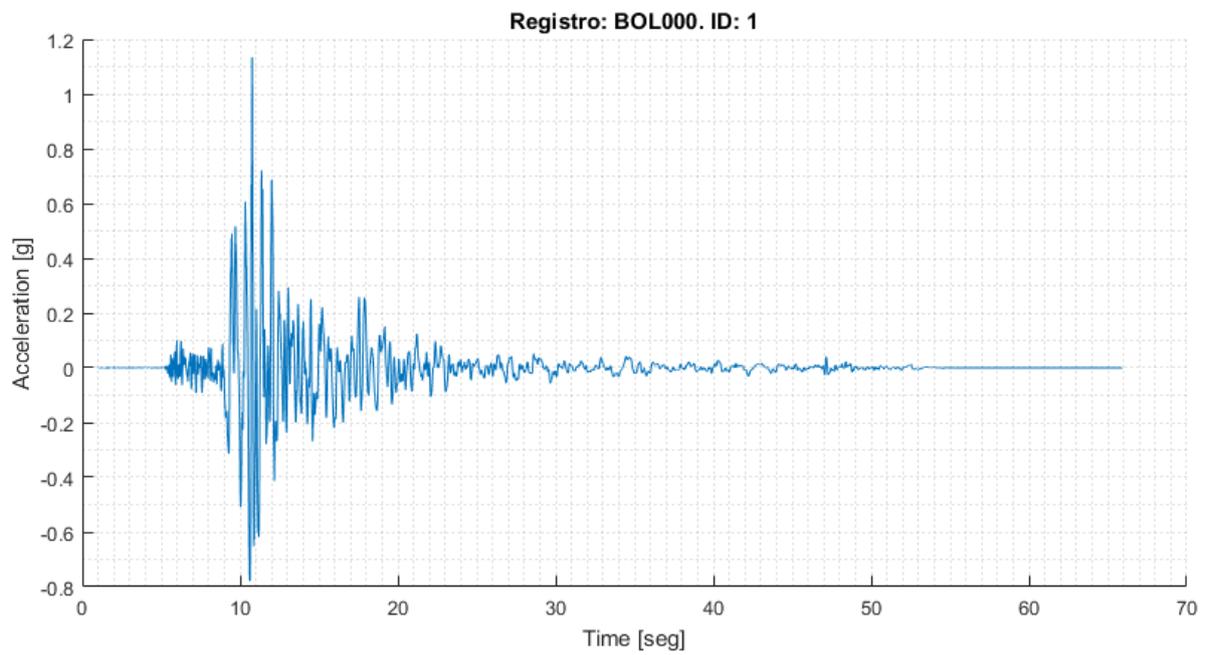
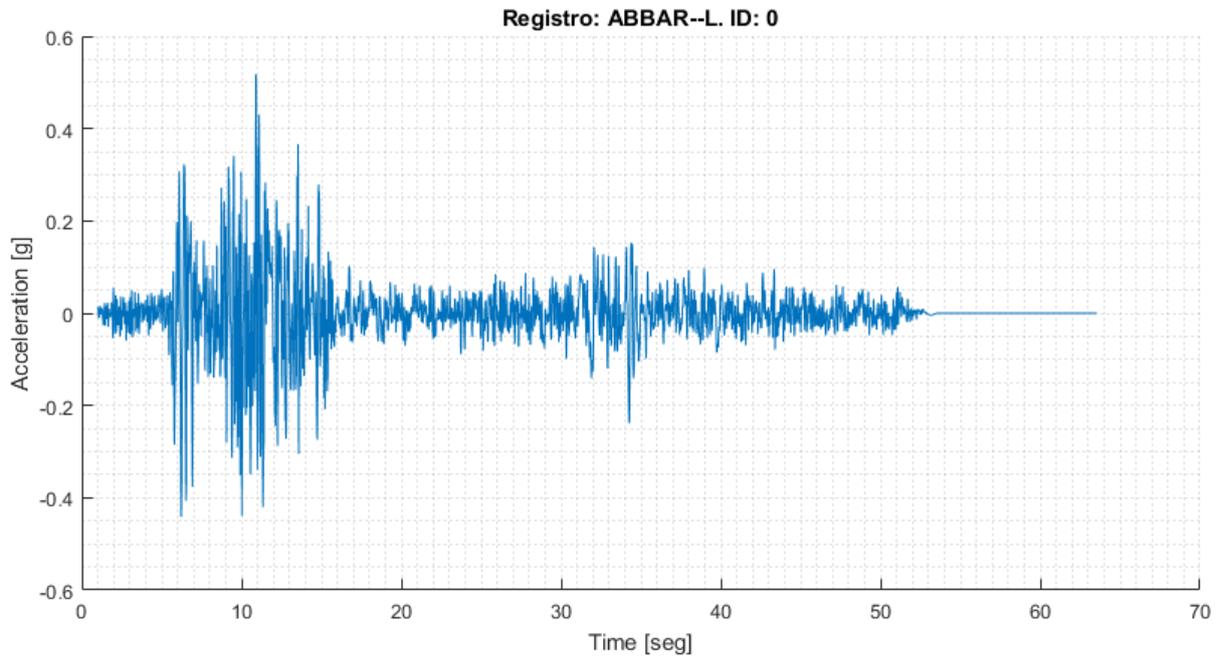
## 7.2. Modos de vibración sin efectos PDelta



Modos de vibración sin efecto PDelta

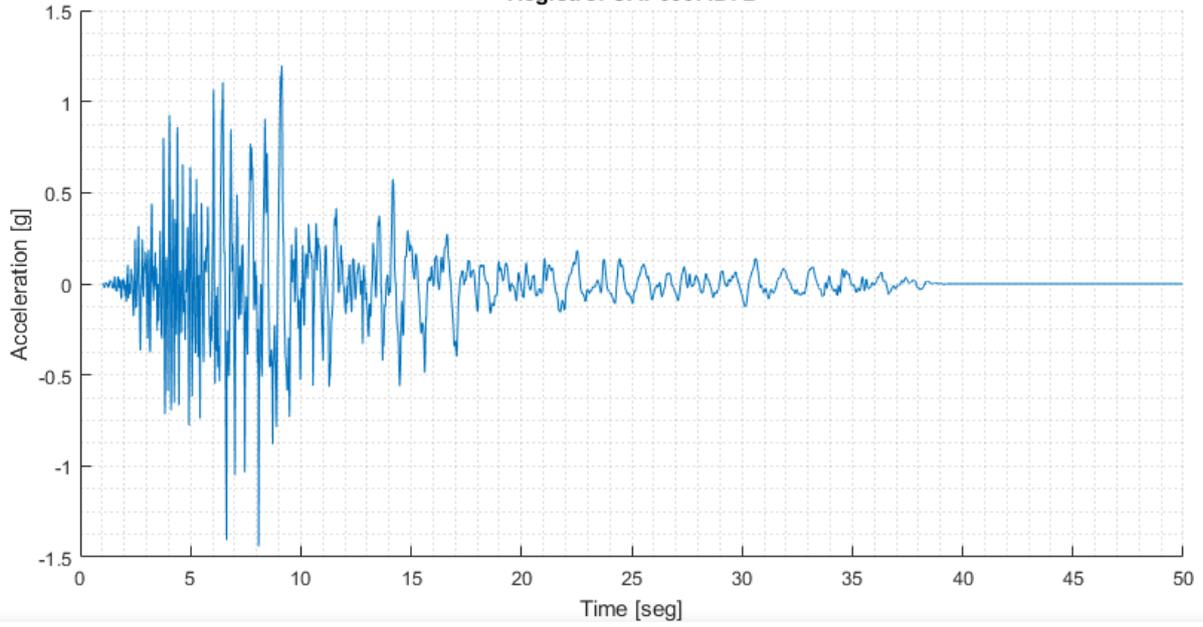


### 7.3. Acelerogramas usados para los análisis dinámicos no lineales

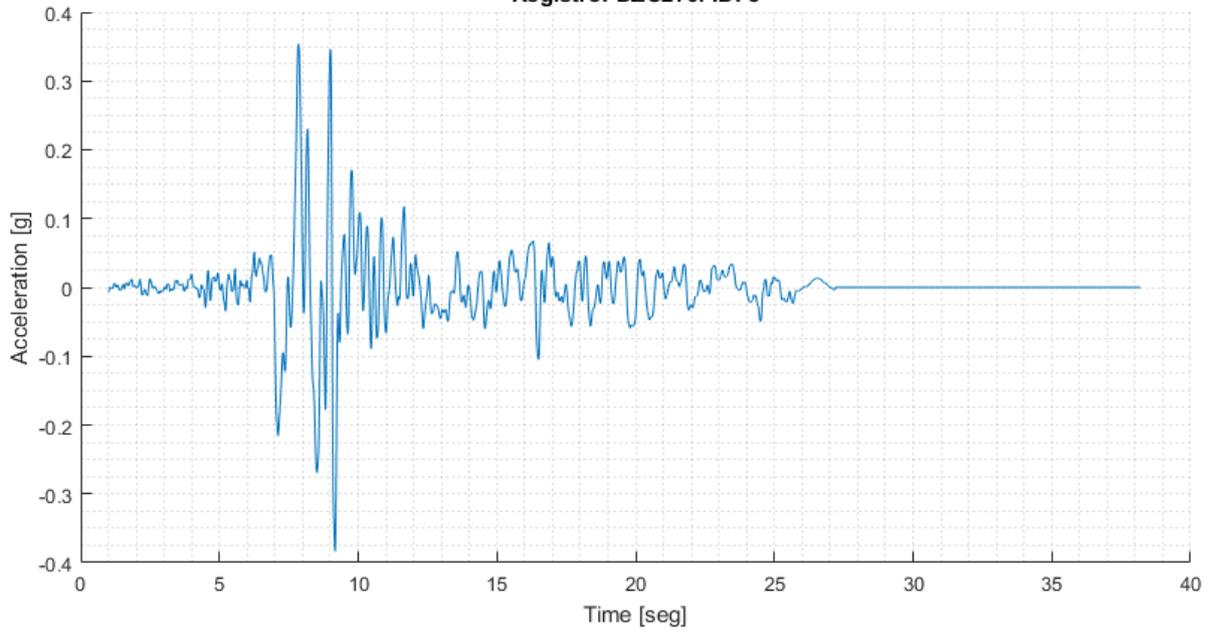


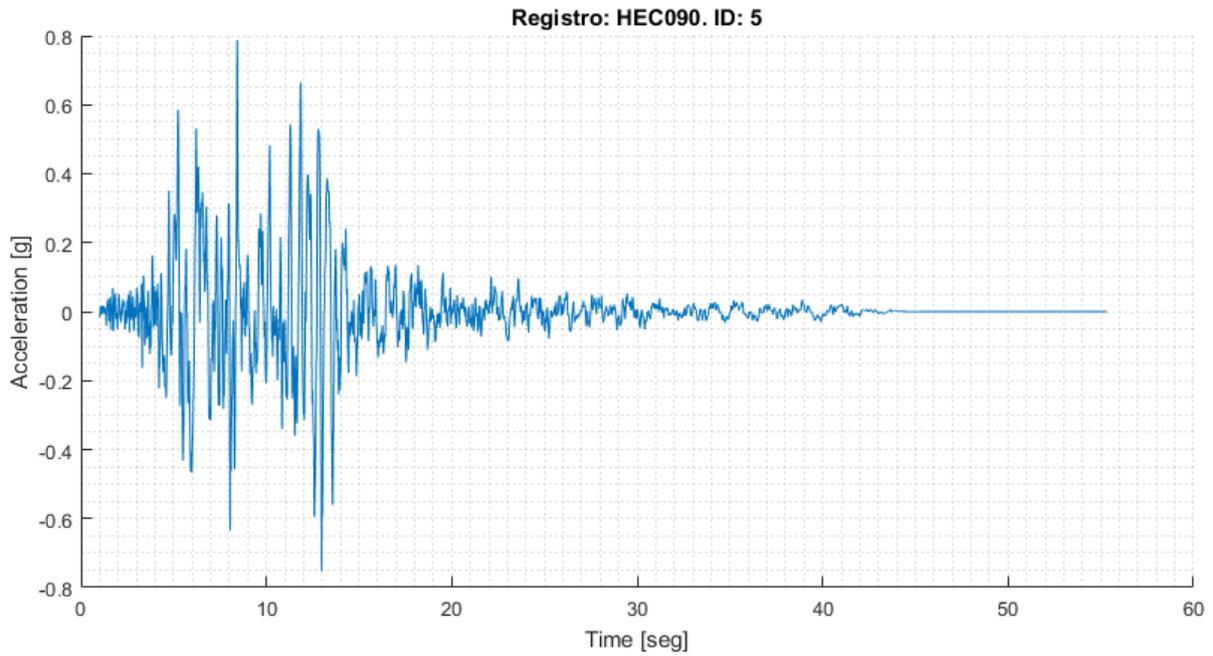
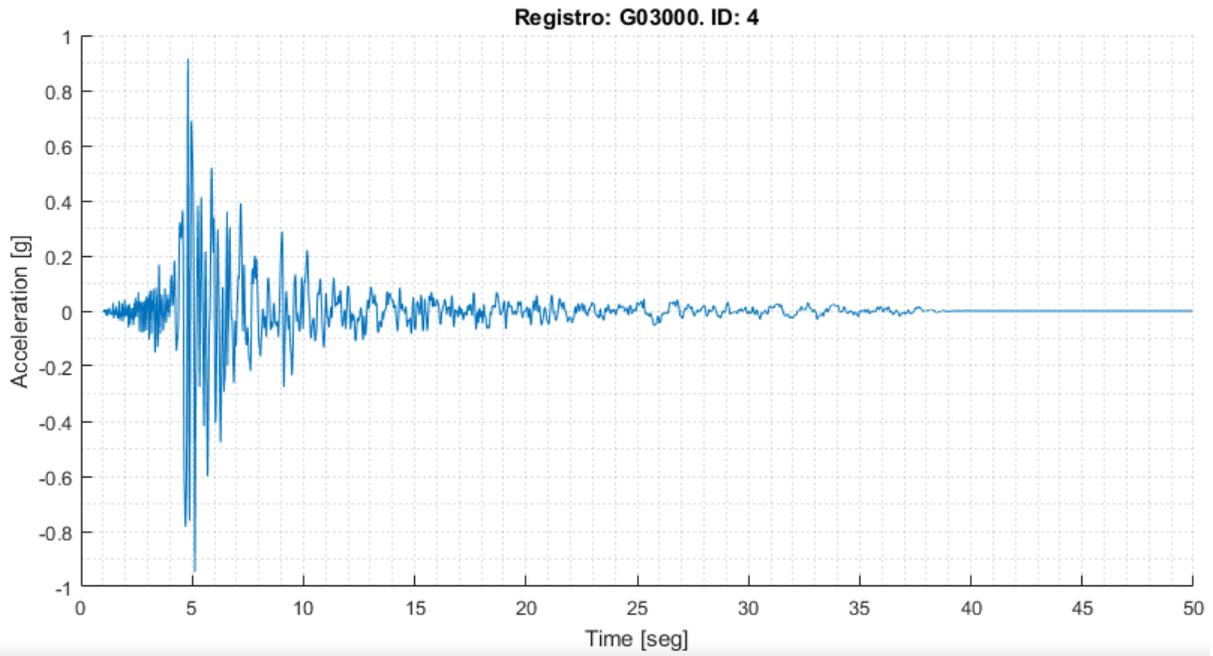


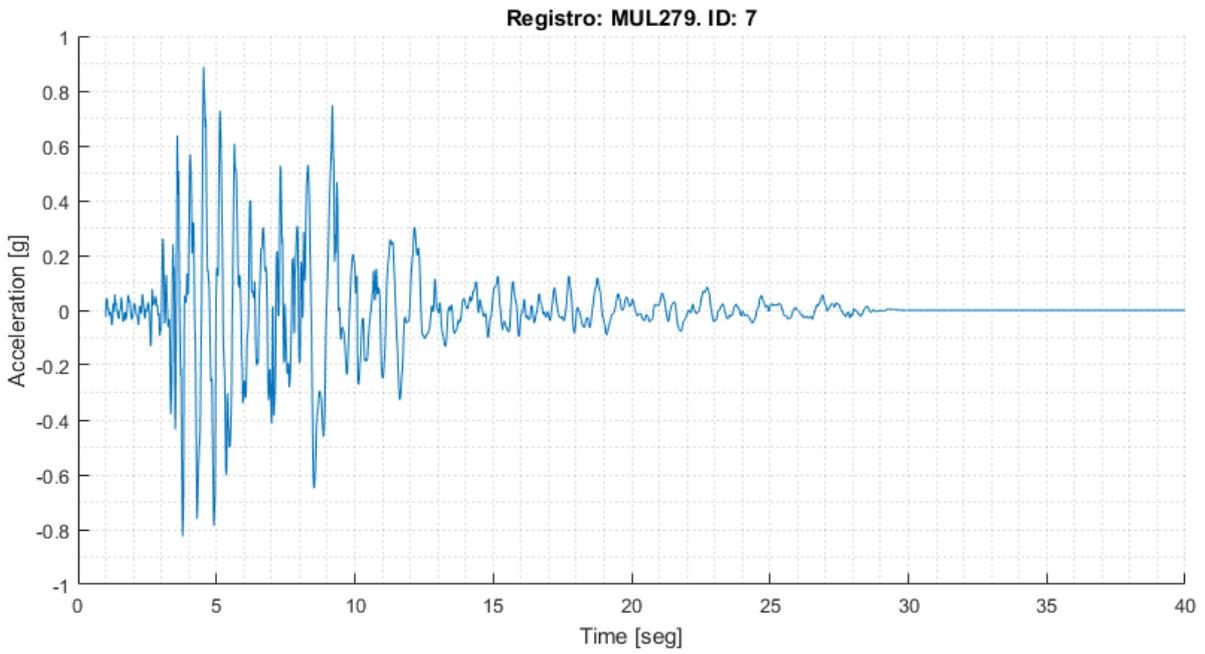
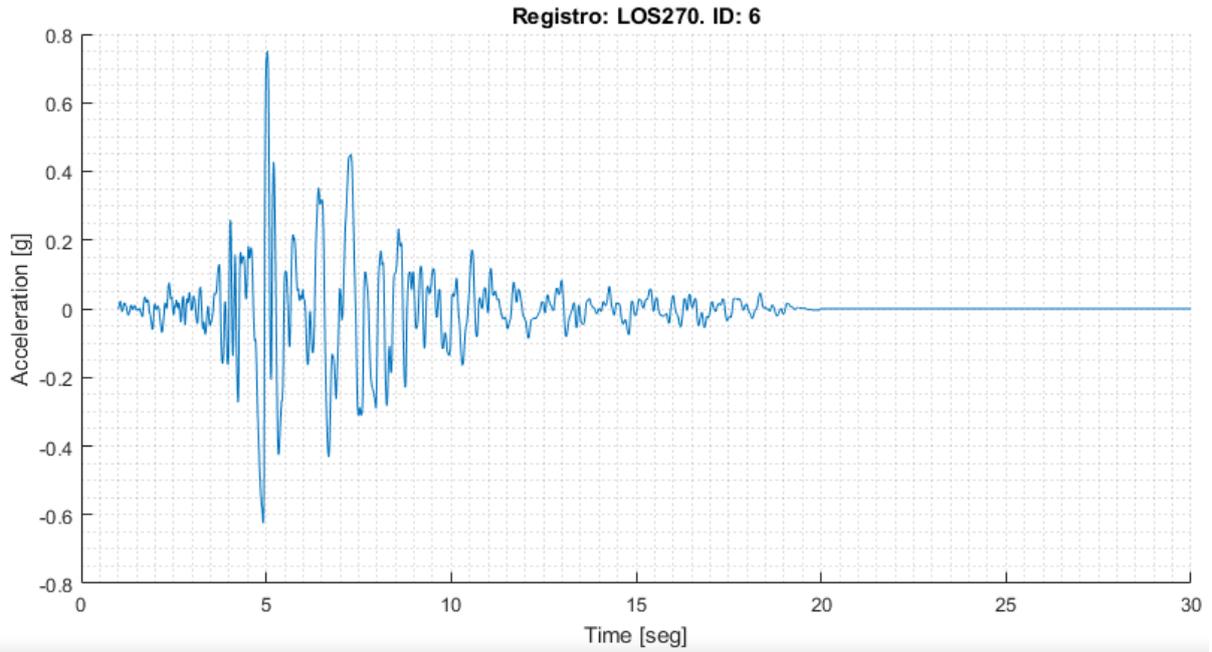
Registro: CAP090. ID: 2

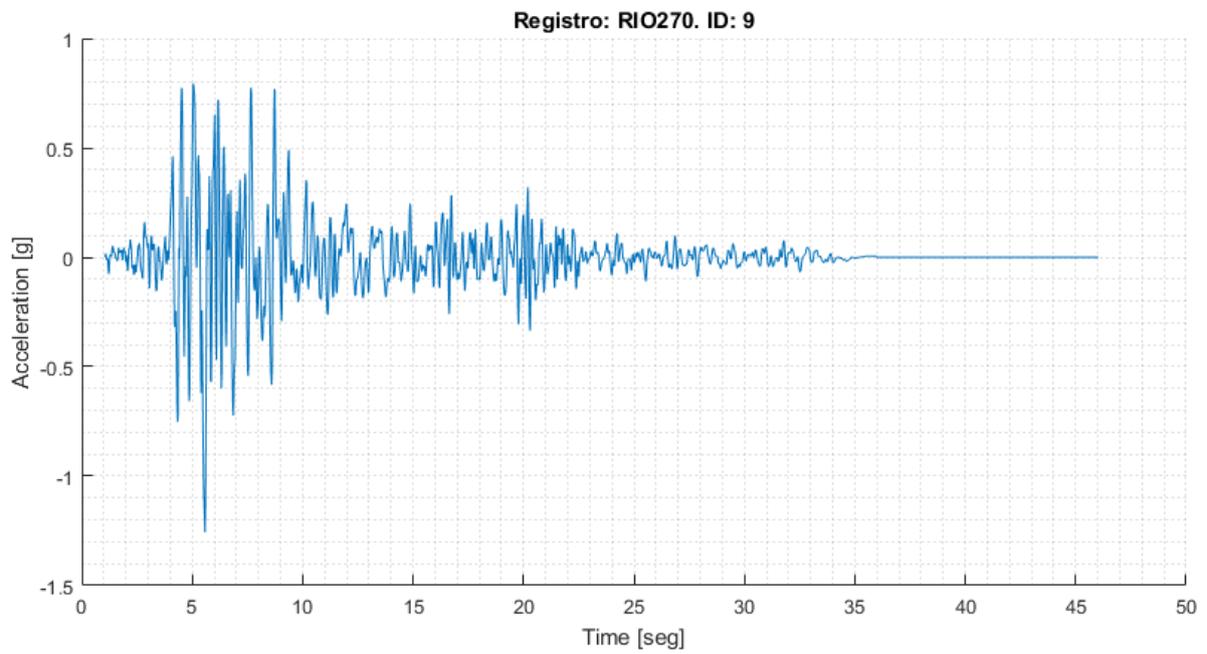
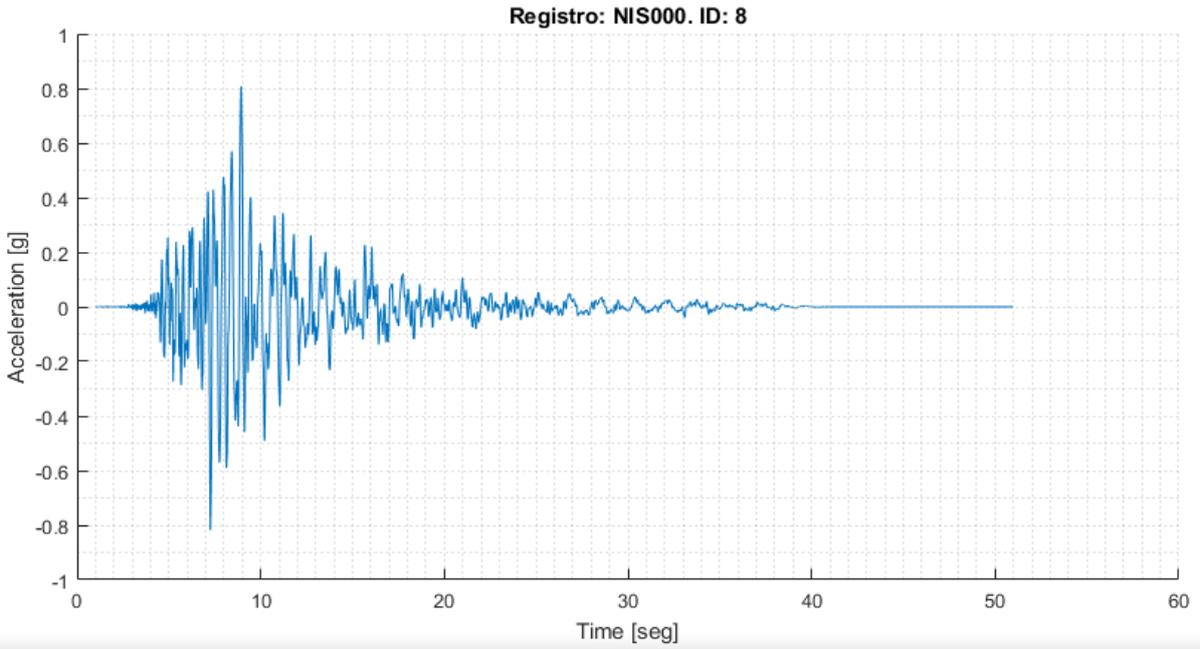


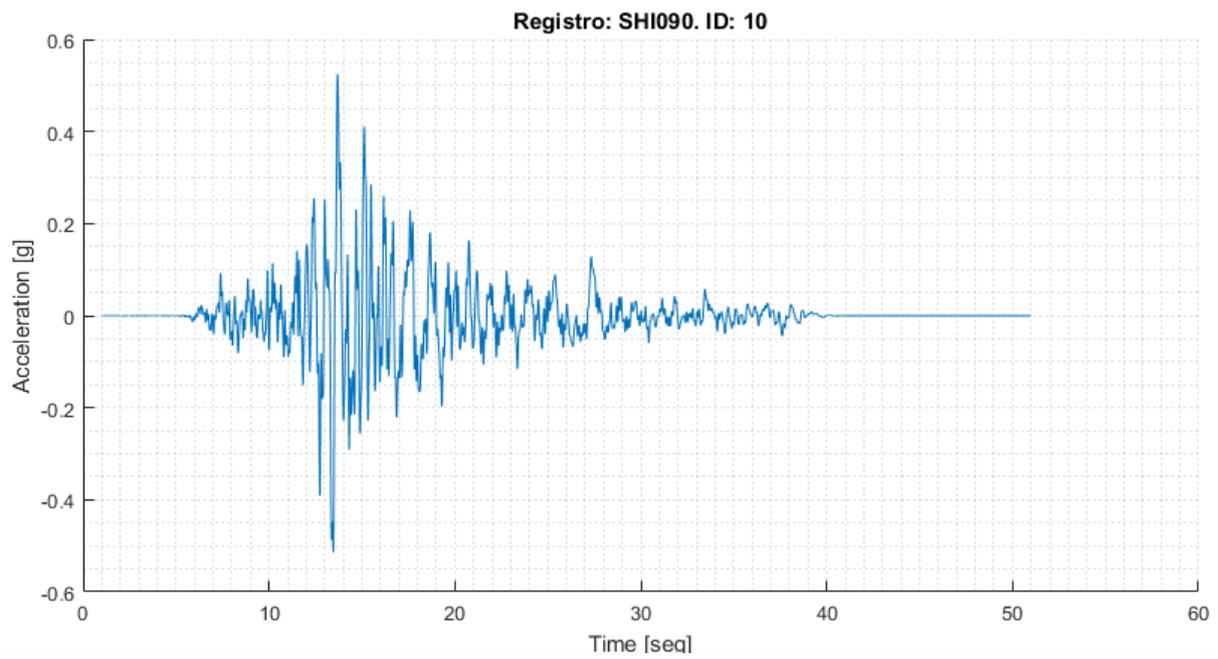
Registro: DZC270. ID: 3











#### 7.4. Códigos utilizados

Los códigos utilizados se pueden encontrar en: <http://bit.ly/CodigosBXAC2018>