

UNIVERSIDAD DE CUENCA



Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

“Modelación elasto-plástica y análisis no lineal de una estructura especial de acero utilizando OpenSees”

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Autor:

David Vicente Barrera Salamea

C.I. 0105244073

Director:

Ing. Francisco Xavier Flores Solano, PhD

C.I. 0301547410

Cuenca-Ecuador

2018



RESUMEN

La necesidad de que las estructuras hagan frente a eventos sísmicos, para preservar la seguridad de sus ocupantes, ha sido puesta de manifiesto por terremotos históricos y recientes. Para el análisis sismorresistente, se propone el análisis por desempeño de una estructura formada por pórticos especiales de acero, cuya geometría y condiciones de carga está dado por el documento FEMA P-695. La estructura es modelada mediante el software OpenSees como un modelo de plasticidad concentrada con capacidad de formación de rótulas elasto-plásticas y se valida mediante su comparación con un modelo más detallado que incluye degradación, logrando resultados de periodo, sobreresistencia y ductilidad similares. El análisis se realiza para tres niveles de desempeño y se verifica su comportamiento en función de los límites de derivas máximas dados por FEMA 356. En los niveles de diseño y prevención de colapso MCE se obtiene un desempeño adecuado, aunque demasiado cercano a los límites; mientras que en el nivel de servicio no se cumplen los criterios de aceptabilidad, provocando una respuesta negativa de la estructura. Dentro de los diferentes análisis, se estudia la influencia de los efectos P-Delta y de reducción axial en columnas sobre la respuesta del sistema, determinándose que su inclusión dentro del modelo es indispensable puesto que generan cambios considerables en la misma. Por último, este proyecto está encaminado hacia el estudio de la influencia de la modelación en el desempeño de componentes estructurales y no estructurales ante diferentes niveles de riesgo sísmico.

Palabras clave: Modelación estructural, Rótulas elasto-plásticas, Análisis por desempeño, MCE, Análisis no lineal, Sismo.



ABSTRACT

The need for structures to resist seismic events, to preserve the safety of their occupants, has been highlighted by historic and recent earthquakes. For the seismic analysis, is proposed the analysis of performance of a structure with steel moment frames, whose geometry and loading conditions are given by the FEMA P-695 document. The structure is modeled using the OpenSees software as a concentrated plasticity model with the capacity to form elasto-plastic hinges and is validated by comparing it with a more detailed model that includes degradation, achieving similar period, overstrength and ductility results. The analysis is performed at three levels of performance and its behavior is verified according to the limits of maximum drifts given by FEMA 356. At the levels of design and prevention of collapse MCE an adequate performance is obtained, although too close to the limits; while at the service level the acceptability criteria are not met, causing a negative response from the structure. Within the different analyzes, the influence of P-Delta effects and axial reduction in columns on the response of the system is studied, determining that its inclusion within the model is essential since they generate considerable changes in it. Finally, this project is aimed at studying the influence of modeling on the performance of structural and non-structural components at different levels of seismic risk.

Keywords: Structural modeling, Elasto-plastic hinges, Performance analysis, MCE, Non-linear analysis, Earthquake.



ÍNDICE

Resumen	2
Abstract.....	3
1. Introducción	13
1.1. Antecedentes	13
1.2. Justificación	16
1.3. Objetivo General	17
1.4. Objetivos Específicos	17
2. Modelación Estructural.....	18
2.1. OpenSees	18
2.2. Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (SMF)	18
2.3. Estructura de Análisis	19
2.3.1. Características Geométricas y de Material	19
2.3.2. Tamaño de Vigas y Columnas	20
2.3.3. Cargas de Gravedad y Masas de Piso	21
2.4. Modelo Típico de Piso.....	23
2.4.1. Elementos Elásticos	23
2.4.2. Conexiones RBS	25
2.4.3. Rótulas Elasto-Plásticas	26
2.4.4. Panel Zones	33
2.5. Columna Fantasma o Leaning Column	35
2.6. Reducción Axial en Columnas.....	36
2.7. Amortiguamiento	38
3. Análisis de Validación	40
3.1. Análisis Modal	40
3.1.1. Estructura básica	41
3.1.2. Inclusión de rótulas elasto-plásticas	42
3.1.3. Inclusión de zonas de conexión viga-columna (Panel Zones)	42
3.1.4. Inclusión de columna fantasma	43
3.1.5. Aplicación de cargas de gravedad y efectos P-Delta	44
3.2. Análisis Pushover.....	45
3.2.1. Curva Pushover	47
3.2.2. Secuencia de fluencia.....	49
3.2.3. Influencia efecto P-Delta.....	52
3.2.4. Influencia Reducción Axial	54
3.3. Vibración Libre	57
3.3.1. Respuesta de la estructura	58
3.3.2. Verificación del amortiguamiento	58
4. Análisis por Desempeño	61



4.1.	Espectros sísmicos suavizados.....	62
4.2.	Escalamiento de sismos.....	64
4.3.	Criterios de aceptabilidad por nivel de desempeño	69
4.4.	Análisis Dinámico no Lineal	70
4.5.	Evaluación de Derivas y Aceptabilidad de Análisis	71
4.6.	Secuencia de fluencia	75
4.7.	Influencia efecto P-Delta	80
4.8.	Influencia Reducción Axial	82
5.	Conclusiones y Recomendaciones	88
	Bibliografía	92
	Anexos	95



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tamaño de vigas y columnas	20
Tabla 2. Cargas gravitacionales y masas de piso.	22
Tabla 3. Valores θ_p para columnas.....	32
Tabla 4. Valores θ_p para vigas.....	32
Tabla 5. Tamaño de Doubler Plates	34
Tabla 6. Factores de reducción axial, columnas interiores.	37
Tabla 7. Factores de reducción axial, columnas exteriores.	37
Tabla 8. Factores de reducción axial por cargas de gravedad, columnas interiores	38
Tabla 9. Factores de reducción axial por cargas de gravedad, columnas exteriores	38
Tabla 10. Coeficientes amortiguamiento Rayleigh	39
Tabla 11. Factor de Sobrerresistencia.....	48
Tabla 12. Factor de ductilidad	48
Tabla 13. Influencia Reducción axial, sobrerresistencia y ductilidad.....	55
Tabla 14. Verificación de amortiguamiento	59
Tabla 15. Niveles de amenaza sísmico	61
Tabla 16. Parámetros Ss y S1 por nivel de desempeño	64
Tabla 17. Registros sísmicos	65
Tabla 18. Factores de escalamiento MCE.....	68
Tabla 19. Factores de escalamiento por nivel de desempeño.....	69
Tabla 20. Derivas máximas por nivel de desempeño FEMA 356	69
Tabla 21. Criterio de aceptabilidad de derivas de piso máximas.	70



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Configuración en planta de estructura	19
Figura 2. Partes de sección W.	20
Figura 3. Modelo típico de piso	23
Figura 4. Distribución de rigideces de vano.....	24
Figura 5. Esquema conexión RBS	25
Figura 6. Modelos constitutivos de rotulas plásticas.....	27
Figura 7. Factor $b=0.0001$, material Steel01	30
Figura 8. Factor $b=0.002$, material Steel01	30
Figura 9. Curva característica del modelo Ibarra-Medina-Krawinkler	31
Figura 10. Calibración factor b, Steel01 vs Bilin	33
Figura 11. Esquema Panel Zone.....	34
Figura 12. Esquema Leaning Column.	35
Figura 13. Análisis Modal, estructura básica	41
Figura 14. Análisis Modal, inclusión de rótulas.	42
Figura 15. Análisis Modal, inclusión de panel zones.	43
Figura 16. Análisis modal, inclusión leaning column.	43
Figura 17. Análisis modal, modelo final.	44
Figura 18. Curva idealizada de análisis Pushover.....	46
Figura 19. Curva Pushover	48
Figura 20. Secuencia de fluencia Pushover, inicio.	49
Figura 21. Secuencia de fluencia Pushover, primeras fluencias.....	50
Figura 22. Secuencia de fluencia Pushover, cambio de rigidez.....	50
Figura 23. Secuencia de fluencia Pushover, fluencia de elemento.....	51
Figura 24. Secuencia de fluencia Pushover, cortante máximo.	51
Figura 25. Secuencia de fluencia Pushover, colapso.	52
Figura 26. Influencia efecto P-Delta	53
Figura 27. Influencia Reducción Axial.	54
Figura 28. Secuencia de fluencia Pushover, reducción por gravedad	55
Figura 29. Secuencia de fluencia, reducción por gravedad, carga máxima	56
Figura 30. Secuencia de fluencia, reducción por gravedad, colapso.	56
Figura 31. Respuesta a vibración libre	58
Figura 32. Decaimiento logarítmico en respuesta de la estructura	60
Figura 33. Espectro suavizado ASCE7-16	62
Figura 34. Espectros por nivel de desempeño.	64
Figura 35. Escalamiento, espectros de respuesta.....	66
Figura 36. Escalamiento, SRSS.	66
Figura 37. Escalamiento, Factor F_s	67
Figura 38. Escalamiento, Espectro Promedio	67
Figura 39. Escalamiento, Factor S_s	68
Figura 40. Resultado de derivas, nivel de servicio.	72
Figura 41. Resultado de derivas, nivel de diseño.	73
Figura 42. Resultado de derivas, nivel MCE.	74
Figura 43. Secuencia de fluencia Análisis Dinámico, inicio.	75
Figura 44. Secuencia de Fluencia Análisis Dinámico, primeras fluencias.....	76



Figura 45. Secuencia de Fluencia Análisis Dinámico, Fluencia de elementos pisos superiores.....	77
Figura 46. Secuencia de Fluencia Análisis Dinámico, Fluencia de elemento. .	77
Figura 47. Secuencia de Fluencia Análisis Dinámico, Mecanismo piso débil. .	78
Figura 48. Secuencia de Fluencia Análisis Dinámico, Pérdida de capacidad. .	78
Figura 49. Secuencia de Fluencia Análisis Dinámico, Deformaciones residuales. ..	79
Figura 50. Análisis Dinámico, Influencia P-Delta.	80
Figura 51. Análisis Dinámico, Influencia Reducción Axial.	82
Figura 52. Formación de mecanismo, reducción por gravedad.	83
Figura 53. Derivas con Reducción por Gravedad, nivel de servicio.....	84
Figura 54. Derivas con Reducción por Gravedad, nivel de diseño.	85
Figura 55. Derivas con Reducción por Gravedad, nivel MCE.....	86



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

David Vicente Barrera Salamea en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “Modelación elasto-plástica y análisis no lineal de una estructura especial de acero utilizando OpenSees”, 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 2018



David Vicente Barrera Salamea

C.I: 0105244073



Cláusula de Propiedad Intelectual

David Vicente Barrera Salamea, autor del trabajo de titulación “Modelación elasto-plástica y análisis no lineal de una estructura especial de acero utilizando OpenSees”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, octubre 2018



David Vicente Barrera Salamea

C.I: 0105244073



AGRADECIMIENTOS

Culminar esta etapa académica hubiese sido imposible sin la colaboración de grandes personas, por ello, es para mí un verdadero placer expresarles mi agradecimiento.

De manera muy especial a mi familia que me ha acompañado en este camino motivándome constantemente.

Al Ing. Francisco Flores por aceptar dirigir esta tesis, su esfuerzo, apoyo y confianza es invaluable.

Al grupo de investigación, Ivanna, Bryam, Rubén y Sebastián, que me ayudaron a llevar a cabo este proyecto, siempre con sus ideas y predisposición para trabajar.

A Sandry, que me acompañó en esta ardua tarea, gracias a su colaboración y palabras de aliento.

A todos los profesores que me han brindado sus conocimientos y contribuyeron con mi formación profesional. A mis amigos que hicieron la vida universitaria uno de los mejores recuerdos y con los que he compartido tantas experiencias.

Este sueño alcanzado es gracias a ustedes y para ustedes.



DEDICATORIA

A mis padres, Sarita y Vicente, porque gracias a ustedes hoy puedo ver alcanzado este logro, es su orgullo por mí lo que me ha hecho llegar a estas instancias, me han dado todo el apoyo posible, sus consejos, sus valores y sobretodo su amor.

A mis hermanas, Vale y Dani, por su cariño y palabras de aliento, siempre apoyándome en lo que fuera posible.



1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Los movimientos telúricos son constantes en la zona de Ecuador debido a su ubicación dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las áreas de mayor actividad sísmica del planeta. A lo largo de los años, estos fenómenos naturales han significado gran cantidad de víctimas mortales. Sin embargo, “es importante crear conciencia de que los sismos no matan, lo que matan son las estructuras que no han sido diseñadas adecuadamente” (Aguiar, 2008) [1].

A partir de los eventos más críticos nace el estudio sismorresistente de las estructuras, el cual ha cambiado y progresado sustancialmente en los últimos 70 años [2], logrando desarrollar diferentes metodologías que ayudan a mejorar la respuesta de las estructuras y así preservar la seguridad de las personas.

Dentro de estas metodologías, la ingeniería ha reconocido durante décadas la necesidad de incluir en el análisis los efectos de segundo orden tanto de material (plasticidad) como geométricos (P-delta). Esto debido a que un diseño únicamente elástico deriva en estructuras excesivamente grandes y costosas. Además, mediante el teorema de desplazamientos iguales desarrollado por Newmark [3], se ha demostrado que los desplazamientos máximos inelásticos permanecen casi iguales al desplazamiento máximo elástico cualquiera que sea la fuerza aplicada sobre una estructura con ductilidad definida.

Tradicionalmente y en la actualidad, estos aspectos muchas veces son solventados únicamente mediante el detallamiento de los elementos durante el diseño, para luego utilizar análisis convencionales estáticos de primer orden con menor complejidad. Sin embargo, los avances computacionales principalmente en análisis y procesamiento de datos, están haciendo cada vez más fácil el desarrollo de métodos de análisis estructurales sofisticados que a su vez significan semejanza con la realidad, ahorro económico y mayor seguridad [4].

Una de las estrategias más utilizadas es permitir que las estructuras respondan en el rango inelástico y disipen energía por medio del daño en zonas localizadas de ciertos elementos del sistema, esperando por lo tanto, una respuesta no-lineal distinta a la estimada mediante procedimientos lineales en los que muchas veces se reduce la verdadera acción del sismo [4].



La no-linealidad de los elementos, está definida por sus modelos constitutivos o sus leyes de estado, que definen la relación entre el esfuerzo y la deformación de un material cuando se le aplican cargas externas o esfuerzos internos [5]. Dentro de la literatura estructural, existen gran cantidad de modelos constitutivos entre los cuales se destacan los modelos lineal-elástico, elasto-plástico y modelos que tienen en cuenta la degradación de la rigidez y del material debido a la acción de cargas cíclicas. La utilización de uno u otro modelo constitutivo define el comportamiento y la respuesta de una estructura ante cargas sísmicas.

Dentro de los modelos más conocidos podemos mencionar: el desarrollado por Sivaselvan & Reinhorn [6] que incluye deterioro de fuerza y rigidez pero no una posible rigidez negativa; Menegotto & Pinto [7] incluyen un endurecimiento isotrópico pos-fluencia y un deterioro cíclico de rigidez; Ramberg & Osgood [8] proponen una relación esfuerzo–deformación trilineal; Chaboche [9] propone un modelo de comportamiento cíclico basado en la teoría de elasto-plasticidad; y uno de los más utilizados que es el desarrollado por Ibarra, Medina & Krawinkler [10] y modificado por Lignos & Krawinkler [11], que simula la respuesta estructural dentro del rango inelástico mediante un modelo constitutivo propuesto a partir de su comparación y calibración con curvas histeréticas obtenidas de ensayos de laboratorio. El modelo base con el cual se comparan los resultados de nuestro proyecto incluye estos últimos criterios de calibración que permiten incluir las componentes de deterioro de fuerza y rigidez ante fuerzas monotónicas y cíclicas.

Las zonas en donde se espera la no-linealidad también definen varios modelos diferentes para predecir el rendimiento tanto a nivel global como local en una estructura [12]. Estos modelos se pueden clasificar en dos grandes grupos: los modelos de plasticidad concentrada que consideran que las deformaciones se concentran en zonas específicas llamadas rótulas plásticas, y que los tramos de los elementos entre ellas quedan indeformables axial y transversalmente; y los modelos de plasticidad distribuida, como los de fibras o elementos finitos, que se utilizan para tratar de representar de manera más detallada el comportamiento de un elemento, puesto que consideran deformaciones a lo largo de toda su extensión [12].



Distintos son los modelos que estos y otros investigadores han desarrollado, cada uno más detallado que otro, pero a su vez con expresiones de gran complejidad que requieren la evaluación de varios parámetros.

Las normativas nacionales e internacionales, como parte del análisis sismorresistente, exigen una modelación matemática-computacional de las estructuras en la cual se incluyan todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente y la distribución espacial de masas y rigideces, de tal forma que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico [13]. Motivo por el cual, debido a la limitación de tiempo, los diseñadores y especialistas prefieren utilizar métodos tradicionales y menos detallados para el cálculo estructural.

Dadas las claras diferencias entre los métodos de análisis y la falta de un procedimiento definitivo para la modelación estructural, la comparación entre estos modelos incluyendo cambios en decisiones subjetivas del diseño, como diferentes propiedades de los materiales, distintos modelos constitutivos o diferentes tipos de conexiones viga-columna [14], es necesaria para definir el comportamiento de una estructura y las demandas sísmicas desde la perspectiva del desempeño ante diferentes niveles de riesgo.



1.2. Justificación

La variabilidad existente entre los modelos matemáticos-computacionales que intentan predecir el comportamiento de una estructura antes esfuerzos sísmicos, previos a su construcción o rehabilitación, provoca la necesidad de definir un procedimiento detallado para la modelación, identificar sus problemas y límites de utilización.

Este proyecto desarrolla un procedimiento simplificado para la modelación de una estructura de 8 pisos, formada por pórticos especiales resistentes a momentos de acero con zonas de plasticidad concentradas con un comportamiento elasto-plástico. Se verifica si este modelo predice adecuadamente el comportamiento de una estructura ante eventos sísmicos y hasta qué nivel de riesgo lo puede hacer. Además, se compara los límites establecidos en las normativas que definen el correcto diseño y comportamiento de una estructura.

Para lograr este propósito es necesario realizar un análisis por desempeño de una estructura en 2D, el cual incluye análisis estáticos y dinámicos considerando los efectos de la no-linealidad. El software a utilizar es OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), el cual fue desarrollado por la Universidad de California, Berkeley, para la simulación de la respuesta sísmica de sistemas estructurales y geotécnicos [15].

La importancia de este estudio radica en la necesidad de seguir desarrollando el análisis dinámico sismorresistente de las estructuras mediante la evaluación y modelación de sistemas estructurales capaces de resistir estos fenómenos naturales.

Además, vale mencionar que este trabajo forma parte del proyecto "Efectos del modelamiento en el análisis de colapso de estructuras de acero" desarrollado por el área de Estructuras de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de Cuenca.



1.3. Objetivo General

Realizar el análisis por desempeño de una estructura en 2D con capacidad de formación de rótulas elasto-plásticas utilizando el software OpenSees.

1.4. Objetivos Específicos

- Calibrar y validar la modelación elasto-plástica de una estructura.
- Definir problemas y límites de modelamiento.
- Comparar resultados con modelos más detallados.
- Ejecutar no lineales análisis estáticos y dinámicos en una estructura.
- Determinar la pertinencia del modelo para predecir colapsos.
- Determinar si la estructura colapsa para eventos de periodo de retorno de 2500 años.
- Evaluar el efecto P-delta.
- Crear herramientas de modelamiento y posprocesamiento en OpenSees y Matlab.



2. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

La existencia de diferentes metodologías, procedimientos y materiales para la modelación de una misma estructura nos incentiva a realizar un procedimiento simplificado y sencillo que sea capaz de representar su comportamiento ante eventos sísmicos. La modelación estructural se realiza mediante el software OpenSees y se verifica su adecuado funcionamiento mediante herramientas desarrolladas en Matlab (Anexo 1).

La estructura de estudio sobre la cual se realizan todos los análisis es un pórtico especial resistente a momentos de acero (SMF) de 8 niveles y 3 vanos cuya configuración pertenece a los prototipos empleados en el capítulo 6 de la validación de la metodología FEMA P695 [16].

2.1. OpenSees

OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), es un software libre desarrollado por la Universidad de California, Berkeley, que permite desarrollar aplicaciones y herramientas para la simulación de la respuesta sísmica de sistemas estructurales y geotécnicos [15]. Este software es utilizado principalmente como una plataforma computacional para investigación en ingeniería sísmica y define los problemas de geometría, cargas, formulación y métodos de solución mediante lenguaje de programación Tcl. OpenSees es una de las plataformas con mayor avance en cuanto a modelación y análisis no-lineales de estructuras usando un amplio rango de materiales, modelos constitutivos, tipos de elementos, tipos de conexiones y algoritmos de solución.

2.2. Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (SMF)

Los pórticos especiales resistentes a momento son aquellos formados por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, que resisten cargas verticales y de origen sísmico, en los cuales tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerzas y están especialmente diseñados y detallados para presentar un comportamiento estructural dúctil [13]. Todos sus elementos son de acero laminado en caliente y su factor de reducción sísmica R tiene un valor igual a 8 según ASCE 7-16 [17]. El objetivo

de estos pórticos es que la mayor parte del comportamiento inelástico ocurra por flexión en las rótulas de las vigas y por corte en los panel zones, aunque también es posible que ocurra fluencia en las columnas y bases de columna [18].

2.3. Estructura de Análisis

La estructura de análisis sirve como sistema de resistencia a cargas laterales de un edificio de 8 niveles y está formada por SMFs de 3 vanos [16]. Estos modelos fueron diseñados y detallados de acuerdo con los requerimientos de la normativa AISC 341-05 [19] y los requerimientos de diseño sísmico de ASCE/SEI 7-05 [17], incluyendo el cortante basal mínimo y los límites de derivas de entrepiso. Mientras que los criterios dados en AISC 358-05 [20] fueron utilizados para el diseño de las conexiones RBS utilizadas en todas las vigas que conforman la estructura. Todas estas normativas han sido el resultado de años de investigación y experiencia tras sismos de gran magnitud.

2.3.1. Características Geométricas y de Material

El edificio es simétrico y regular en planta como se muestra en la Figura 1, lo cual nos permite resumir el estudio de la estructura a solo el análisis en 2D de uno de los pórticos que lo conforman puesto que este representará el comportamiento de la estructura completa.

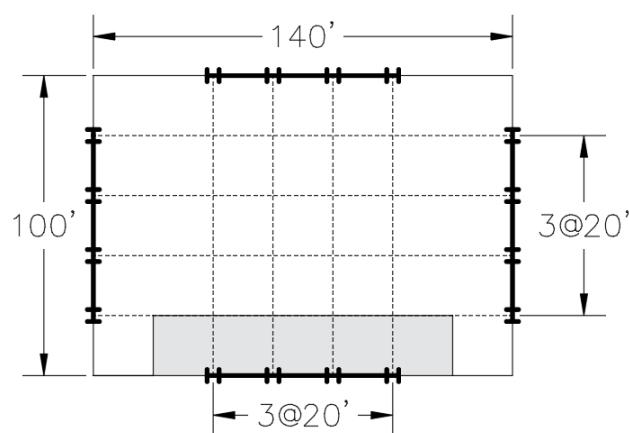


Figura 1. Configuración en planta de estructura. [16]

El ancho de cada vano, medido de centro a centro entre columnas es de 20 ft como indica la Figura 1. Mientras que las alturas de piso son de

15 pies en el primero y 13 pies todos los demás. Las bases de la estructura se asumen como perfectamente empotradas.

Todos los miembros de los pórticos fueron diseñados utilizando acero ASTM A992 con un esfuerzo de fluencia del acero $F_y=50$ ksi. Además, trabajan con un límite de elasticidad efectivo $M_y=1.1M_p$, con un M_p probable basado en el esfuerzo de fluencia F_y multiplicado por un factor de esfuerzo de fluencia probable $R_y=1.1$. [16]

2.3.2. Tamaño de Vigas y Columnas

Todos los elementos del pórtico son de sección W. Estos fueron diseñados por criterios de rigidez, derivas de piso límite y efectos P-Delta [16]. El tamaño de las vigas y columnas que conforman la estructura se muestra a continuación en la Tabla 1.

Tabla 1. Tamaño de vigas y columnas. [16]

Piso	Tamaño de viga	Tamaño Columna Exterior	Tamaño Columna Interior
1	W30x108	W24x131	W24x162
2	W30x116	W24x131	W24x162
3	W30x116	W24x131	W24x162
4	W27x94	W24x131	W24x162
5	W27x94	W24x131	W24x131
6	W24x84	W24x131	W24x131
7	W24x84	W24x94	W24x94
8	W21x68	W24x94	W24x94

Las partes de una sección W se presentan en la Figura 2 para futuros cálculos de la modelación.

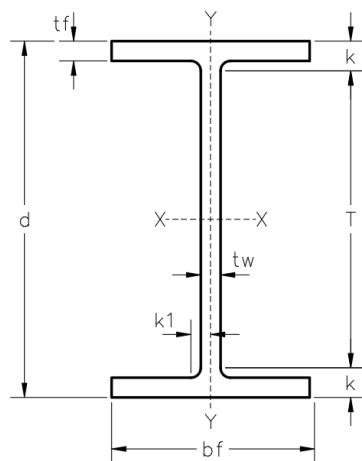


Figura 2. Partes de sección W.



Una vez conocidas las características geométricas y el tamaño de las secciones que conforman una estructura se pueden definir los nodos y elementos para su modelación. La nomenclatura utilizada se presenta en el Anexo 2.

En Opensees los nodos se definen mediante el comando:

node \$nodeTag (ndm \$coords)

Donde,

\$nodeTag, Etiqueta de nodo.

(ndm \$coords), Coordenadas del nodo en ejes X, Y y Z.

La definición de los elementos se indicará en las siguientes secciones en función del tipo de elemento.

2.3.3. Cargas de Gravedad y Masas de Piso

Los pórticos especiales fueron diseñados para resistir toda la carga sísmica, pero solo reciben una carga de gravedad tributaria como se indica en el área sombreada de la Figura 1.

Las cargas correspondientes a los vanos exteriores al pórtico, pero pertenecientes al área tributaria, son cargadas como puntuales en las columnas exteriores del sistema de 3 vanos. La carga sobre los vanos interiores es aplicada como distribuida sobre sus respectivos elementos. Mientras que para incluir el efecto del sistema de gravedad interno sobre la amplificación de los efectos P-Delta en el pórtico especial, se carga a una columna externa (Sección 2.5) una carga puntual correspondiente al resto de la mitad de las cargas de piso [16].

Las condiciones de carga a utilizarse son las siguientes: carga muerta D de 90 psf uniformemente distribuida sobre cada piso, carga viva L de 50psf en cada piso y 20 psf sobre el techo de la estructura; además se incluye una carga perimetral de 25 psf que se considera como parte de la carga muerta.

Las cargas de gravedad para el análisis estructural son distintas de las cargas de diseño, y estas están dadas por la siguiente combinación recomendada por FEMA P695 [21]:

$$1.05D + 0.25L \quad (1)$$



Donde D es la carga muerta nominal de la estructura y L es la carga viva nominal.

Las cargas calculadas y aplicadas en la estructura se muestran a continuación en la Tabla 2:

Tabla 2. Cargas gravitacionales y masas de piso.

Piso	Carga Muerta D (kips)	Carga Viva L (kips)	Carga Perimetral D (kips)	Carga por vano (kips)	Carga P-Delta (kips)	Masa de piso (kips*s ² /in)
1	36.00	20.00	7.00	50.15	586.45	0.79
2	36.00	20.00	6.50	49.63	582.78	0.78
3	36.00	20.00	6.50	49.63	582.78	0.78
4	36.00	20.00	6.50	49.63	582.78	0.78
5	36.00	20.00	6.50	49.63	582.78	0.78
6	36.00	20.00	6.50	49.63	582.78	0.78
7	36.00	20.00	6.50	49.63	582.78	0.78
8	36.00	8.00	3.25	43.21	521.39	0.69

En el software utilizado, las cargas puntuales se definen mediante el comando:

load \$nodetag (ndf \$load Values)

Donde,

\$nodetag, Nodo en el que se aplica la carga puntual.

(ndm \$loads), Cargas en cada uno de los grados de libertad.

Mientras que las cargas distribuidas se aplican mediante:

eleLoad -ele \$eleTag -type -beamUniform \$Wy

Donde,

-ele \$eleTag, Elemento sobre el que se aplica la carga distribuida.

\$Wy, Carga distribuida en dirección Y.

La masa de la estructura, factor fundamental para los análisis dinámicos, se divide y se aplica como puntual en un solo nodo de cada piso. Para su cálculo se utiliza las mismas condiciones y combinación de carga definidas anteriormente para las cargas de gravedad. Las masas de cada piso calculadas se muestran en la Tabla 2.

Para aplicar las masas a los nodos seleccionados en el modelo de OpenSees, se utiliza el siguiente comando:

```
mass $nodeTag (ndf $massValues)
```

Donde,

\$nodeTag, Nodo en el que se aplica la masa puntual.

(ndf \$massValues), Masa aplicada en cada uno de los grados de libertad.

2.4. Modelo Típico de Piso

El modelo planteado para el análisis no lineal de la estructura ante fuerzas sísmicas se basa en los criterios de plasticidad concentrada [12]. Este modelo consiste en la formación de rótulas elasto-plásticas en los extremos de las columnas y en las zonas RBS de las vigas, que son las zonas en las cuales se espera la fluencia de los elementos.

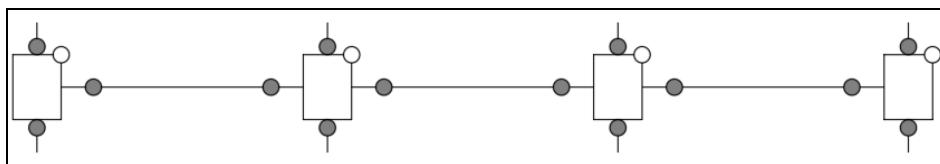


Figura 3. Modelo típico de piso [15]

En la Figura 3, se puede observar que el modelo de piso consta de tres vigas elásticas que se ubican entre las conexiones RBS, seis elementos elásticos entre las conexiones RBS y las caras de las columnas y cuatro paralelogramos rígidos conocidos como Panel Zones que representan la zona de unión viga-columna y cuentan a su vez con una rótula cuyo comportamiento será explicado en las sección 2.4.3. Todos estos elementos son conectados mediante las rótulas elasto-plásticas para representar la no-linealidad de la estructura y por tanto las zonas en donde se espera el daño de los elementos.

Detalles de la modelación de cada una de las partes y su implementación en OpenSees son presentados a continuación.

2.4.1. Elementos Elásticos

Todas las vigas y columnas se modelan como un elemento elástico conectado en serie con rótulas plásticas en cada extremo. Las propiedades

estructurales de cada miembro son una combinación de las propiedades de estos tres subelementos. Debido a esto, la rigidez de estos subelementos debe modificarse de tal forma que la rigidez equivalente del conjunto sea igual a la rigidez del elemento verdadero [10].

La rigidez rotacional de un elemento K_{elem} sometido a doble curvatura es igual a:

$$K_{elem} = \frac{6*E*I_{elem}}{L_{elem}} \quad (2)$$

Donde, E es el módulo de elasticidad, I es el Momento de inercia y L la longitud del elemento.

Pero esta rigidez rotacional debe ser relacionada a la rigidez de la rótula plástica K_s y la rigidez del elemento elástico K_{bc} (Figura 4) de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$K_{elem} = \frac{1}{\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_{bc}}} = \frac{K_s * K_{bc}}{K_s + K_{bc}} \quad (3)$$

Para resolver la ecuación (3) evitando problemas de computación e inestabilidad numérica, Ibarra y Krawinkler [10] proponen usar rótulas plásticas con una rigidez "n" veces mayor que la rigidez rotacional del elemento elástico. Donde n es un número mucho mayor a 1, generalmente usado con valor de 10.

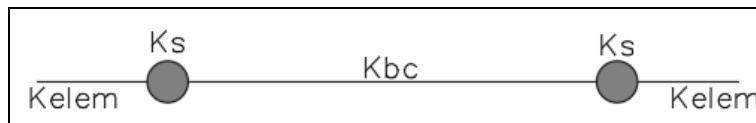


Figura 4. Distribución de rigideces de vano.

Entonces, la rigidez rotacional de los subelementos puede ser expresada como una función de la rigidez total del elemento y el factor multiplicador n, como se muestra a continuación:

$$K_{bc} = \frac{n+1}{n} * K_{elem} \quad (4)$$

$$K_s = (n + 1) * K_{elem} \quad (5)$$

Este procedimiento además nos permite asignar todo el amortiguamiento de la viga o columna al subelemento elástico, evitando la

asignación del mismo a las rótulas plásticas que generaría falsos momentos amortiguados en las uniones de los elementos.

La implementación de los elementos elásticos en OpenSees se realiza mediante uno de los elementos predefinidos en el software como "elastic BeamColumn" [15]. Su comando es:

```
element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
```

Donde,

\$eleTag, nombre o etiqueta del elemento.

\$iNode \$jNode, nodos inicial y final respectivamente.

\$A, área transversal del elemento.

\$E, Módulo de elasticidad.

\$Iz, Segundo momento de inercia respecto al eje local z. En este caso modificado por el factor n definido previamente.

\$transfTag, Identificador de la transformación de coordenadas requerido.

2.4.2. Conexiones RBS

Todas las conexiones viga-columna de la estructura son del tipo RBS (Reduce Beam Section). En estas conexiones la porción de los patines de la viga se recorta en la región adyacente a la zona de conexión. El objetivo es que la fluencia y formación de rótulas ocurran principalmente dentro de la conexión RBS. Estas conexiones son precalificadas para usarse en pórticos especiales de acero resistentes a momento y se diseñan según los requerimientos de AISC 358-05 [20]. Un esquema de este tipo de reducción se muestra en la Figura 5.

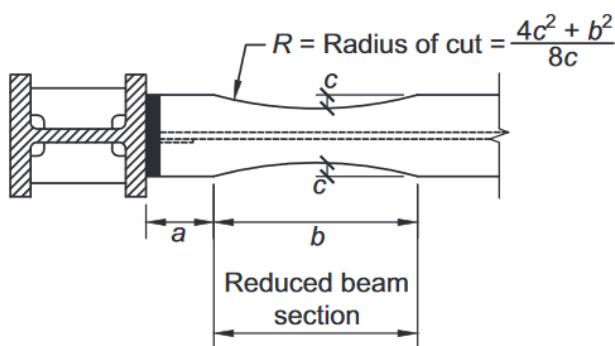


Figura 5. Esquema conexión RBS [18].



Las dimensiones de reducción utilizadas en esta estructura son:

$$a = 0.625b_f \quad (6)$$

$$b = 0.75d_b \quad (7)$$

$$c = 0.250b_f \quad (8)$$

Donde b_f y d_b son partes de la sección W de la viga, identificados en la Figura 2.

Además, debido a la evidente reducción de sección, el módulo plástico de la sección en el centro del RBS debe ser modificado según la siguiente ecuación:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2 * c * t_f(d - t_f) \quad (9)$$

Donde,

Z_{RBS} : Módulo plástico en el centro del RBS

Z_x : Módulo plástico de toda la sección alrededor del eje X

t_f : Espesor del patín de la viga representado en la

Figura 2.

Dentro del modelo de la estructura de estudio estas conexiones se representan por rótulas elasto-plásticas, ubicadas en el centro de la reducción y con un máximo momento de fluencia calculado en función del módulo modificado Z_{RBS} .

2.4.3. Rótulas Elasto-Plásticas

Las rótulas plásticas son zonas localizadas donde se supone y espera la fluencia de los elementos. Como se mencionó anteriormente, su rigidez rotacional será “n” veces mayor que el elemento elástico con el cual conforman el elemento estructural completo [10].

Estos elementos pueden tener varios modelos constitutivos como se observa en la Figura 6. Entre ellos encontramos, el histerético (a) con deterioro por fuerza y deformación, daño y degradación de rigidez por ductilidad, elástico-perfectamente plástico (b) que implica la aparición de deformaciones irreversibles apenas se llega a la fluencia, elasto-plástico (c) que considera el endurecimiento por deformación pos-fluencia; y otro

modelo más detallado como el Bilin (d), sobre el cual se construye el modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler [16], que tiene en cuenta degradación de rigidez y material debido a la acción de cargas cíclicas y es

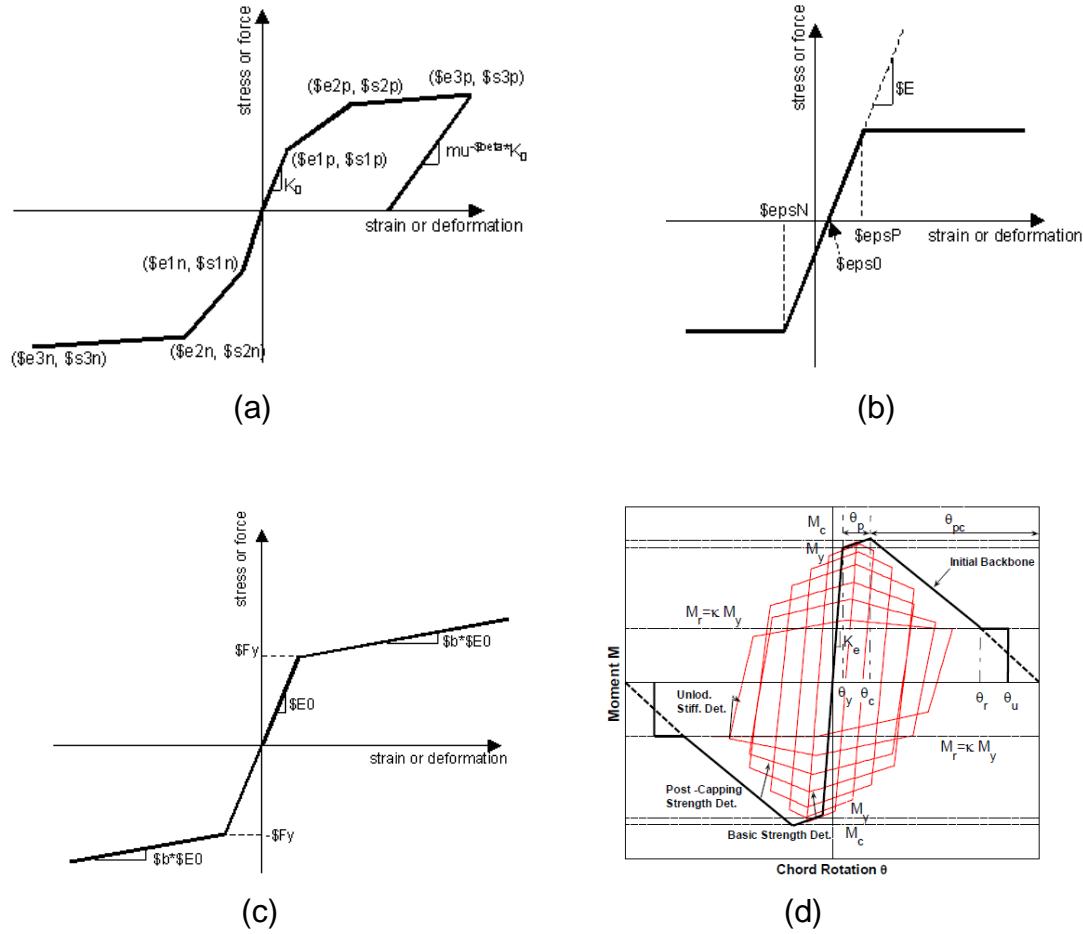


Figura 6. Modelos constitutivos de rotulas plásticas [15].

En este proyecto, las rótulas plásticas son modeladas con un comportamiento elasto-plástico, con el objetivo de comparar si este modelo constitutivo puede representar lo mismo que materiales más detallados y por tanto el comportamiento real de la estructura ante acciones sísmicas.

Para su modelación dentro del software OpenSees se usa el elemento tipo “ZeroLength” y el material Steel01 [15], cuyos comandos son:

element zeroLength \$eleTag \$iNode \$jNode -mat \$matTag -dir \$dir1 \$dir2

Donde,

\$eleTag, Etiqueta de elemento.

\$iNode \$jNode, nodos inicial y final respectivamente.

uniaxialMaterial Steel01 \$matTag \$Fy \$E0 \$b



Donde,

- \$matTag, etiqueta para el material.
\$Fy, en nuestro modelo, puesto que son rótulas plásticas, representa My o momento efectivo de fluencia.
\$E0, representa k₀ o rigidez rotacional inicial.
\$b, relación entre la rigidez pos-fluencia y la rigidez rotacional inicial.

Los parámetros para definir el material Steel01 son sencillos a comparación de materiales más detallados en los cuales es necesario definir y calibrar más de 25.

Sin embargo, estos cuatro parámetros deben ser calibrados para cada una de las rótulas plásticas debido a sus diferentes propiedades. Así tenemos:

2.4.3.1. Momento de fluencia y rigidez inicial de rótulas en columnas

El momento efectivo de fluencia para la modelación de las rótulas en los elementos tipos columna se define mediante:

$$My_{col} = Rd * 1.1 * Mp \quad (10)$$

$$Mp_{col} = Ry * Fy * Zx \quad (11)$$

Donde,

My_{col} : Momento efectivo de fluencia en rótulas de columnas

Rd : Factor de reducción axial, definido en sección 2.6.

Mp_{col} : Momento plástico esperado en rótulas de columnas.

Ry : Factor de esfuerzo de fluencia probable

Fy : Esfuerzo de fluencia

Z_x : Módulo plástico de la sección alrededor del eje X

La rigidez rotacional inicial de los elementos tipo columna se define mediante:

$$k_0 = \frac{(n+1)*6*E*I_x}{L} \quad (12)$$

Donde,



- K_0 : Rígidez rotacional inicial en rótulas de columnas.
- n : Factor proporcional de rígidez, igual a 10.
- E : Módulo de elasticidad del acero.
- I_x : Segundo momento de inercia de la sección respecto al eje x.
- L : Longitud libre de columna, medida entre extremos de las vigas.

2.4.3.2. Momento plástico y rígidez inicial de rótulas en vigas

El momento efectivo de fluencia para la modelación de las rótulas en los elementos tipo viga se define mediante:

$$My_{viga} = 1.1 * Mp \quad (13)$$

$$Mp_{viga} = Ry * Fy * Z_{RBS} \quad (14)$$

Donde,

My_{viga} : Momento efectivo de fluencia en rótulas de vigas

Mp_{viga} : Momento plástico esperado en rótulas de vigas.

Z_{RBS} : Módulo plástico en el centro del RBS.

La rígidez rotacional inicial de los elementos tipo viga se define de manera similar a las columnas mediante la ecuación (12). L será la longitud medida de centro a centro entre secciones RBS de una misma viga.

2.4.3.3. Relación entre rígidez pos-fluencia y rígidez rotacional inicial

El factor b del material Steel01, que define la relación entre la rígidez pos-fluencia y la rígidez rotacional inicial, puede tomar cualquier valor generalmente pequeño. Este valor modificará la pendiente pos-fluencia de la rótula elasto-plástica y por tanto su comportamiento.

Para su calibración, se probó inicialmente distintos valores con el objetivo de observar la variación en su comportamiento; obteniendo así mediante herramientas desarrolladas en Matlab, como se muestra en las Figura 7 y Figura 8, la curva momento-deformación para cada caso.

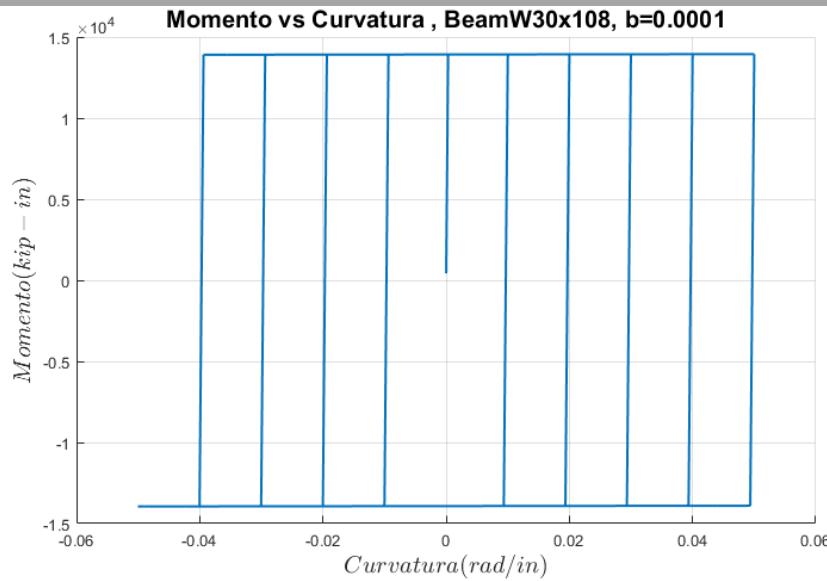


Figura 7. Factor $b=0.0001$, material Steel01

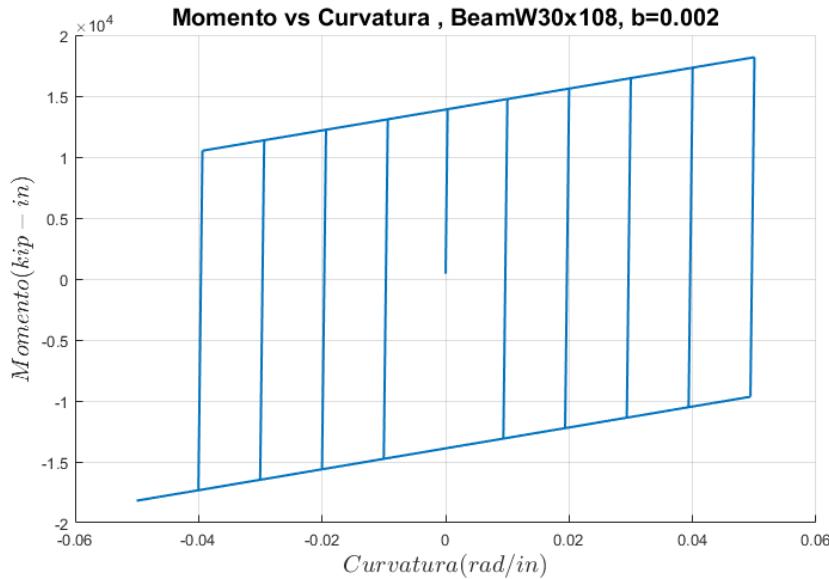


Figura 8. Factor $b=0.002$, material Steel01

En las figuras anteriores se puede observar que, mientras más bajo sea el valor de b más se asemeja el modelo constitutivo al elástico-perfectamente plástico, mientras que con el aumento del valor b se incrementa considerablemente la pendiente pos-fluencia del material.

Al ser uno de los objetivos del proyecto comparar si este material o modelo constitutivo puede representar lo mismo que materiales más detallados, se realiza la calibración del factor b en función de la curva característica del material (Figura 9) utilizado en el modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler [16].

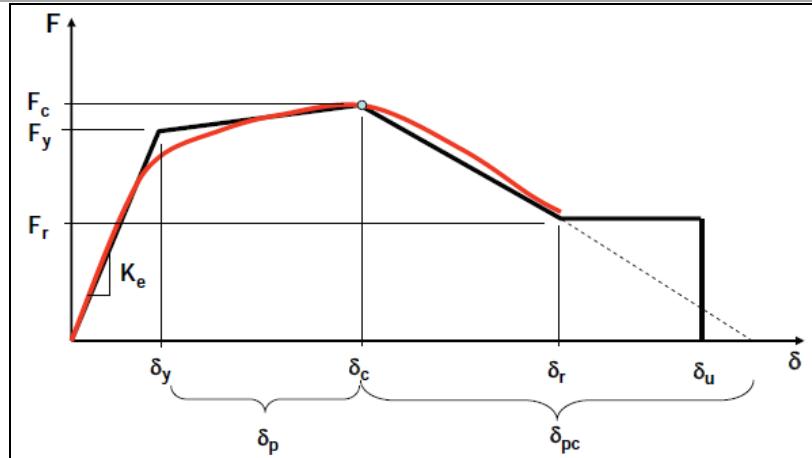


Figura 9. Curva característica del modelo Ibarra-Medina-Krawinkler [16].

A partir de la curva presentada, cambiando las fuerzas por momentos al ser rótulas plásticas, se puede estimar el factor b mediante la fórmula:

$$b = \frac{\frac{Mc - My}{\theta p}}{k_0} \quad (15)$$

Donde,

Mc : Momento último, $Mc=1.1My$.

My : Momento efectivo de fluencia

θp : Rotación plástica pre-capping

K_0 : Rigididad rotacional inicial.

El único término que no ha sido definido hasta ahora es la rotación plástica pre-capping θp . Este factor se calcula mediante las fórmulas desarrolladas por Ibarra et al. [10] y modificadas por Lignos & Krawinkler [11]. Las fórmulas se dividen por tipo y tamaño del elemento, teniendo así las siguientes:

Para vigas con RBS, con $d \geq 21"$:

$$\theta p = 0.19 * \left(\frac{h}{tw}\right)^{-0.314} * \left(\frac{bf}{2*tf}\right)^{-0.1} * \left(\frac{Lb}{ry}\right)^{-0.185} * \left(\frac{L}{d}\right)^{0.113} * \left(\frac{25.4*d}{533}\right)^{-0.76} * \left(\frac{3.895*Fy}{355}\right)^{-0.07} \quad (16)$$

Para vigas sin RBS o columnas, con $4" \leq d \leq 36"$:

$$\theta p = 0.0865 * \left(\frac{h}{tw}\right)^{-0.365} * \left(\frac{bf}{2*tf}\right)^{-0.14} * \left(\frac{L}{d}\right)^{0.34} * \left(\frac{25.4*d}{533}\right)^{-0.721} * \left(\frac{3.895*Fy}{355}\right)^{-0.23} \quad (17)$$



Donde,

θ_p : Rotación plástica pre-capping

h, tw, bf, tf, d : Características geométricas de la sección,

Figura 2.

L : Longitud del elemento.

L_b : Distancia desde la cara de la columna hasta las arriostra más cercana

r_y : Radio de giro alrededor del eje y.

F_y : Esfuerzo de fluencia

Los valores de θ_p obtenidos para cada uno de los elementos tipo columna se presentan en la Tabla 3 mientras que los valores para los elementos tipo viga se muestran en la Tabla 4.

Tabla 3. Valores θ_p para

columnas.

Columnas

Sección	L (in)	θ_p
24x131	180	0.0312
24x162	180	0.0334
24x131	156	0.0297
24x162	156	0.0318
24x94	156	0.0293

Tabla 4. Valores θ_p para vigas.

Vigas

Sección	θ_p
30x108	0.0211
30x116	0.0215
27x94	0.0231
24x84	0.0260
21x68	0.0291

Una vez calibrado el factor b del material Steel01 para cada una de las rótulas elasto-plásticas, se realizó la curva momento-deformación de una de ellas y se la compara con una rótula de la misma sección modelada con el material Bilin.

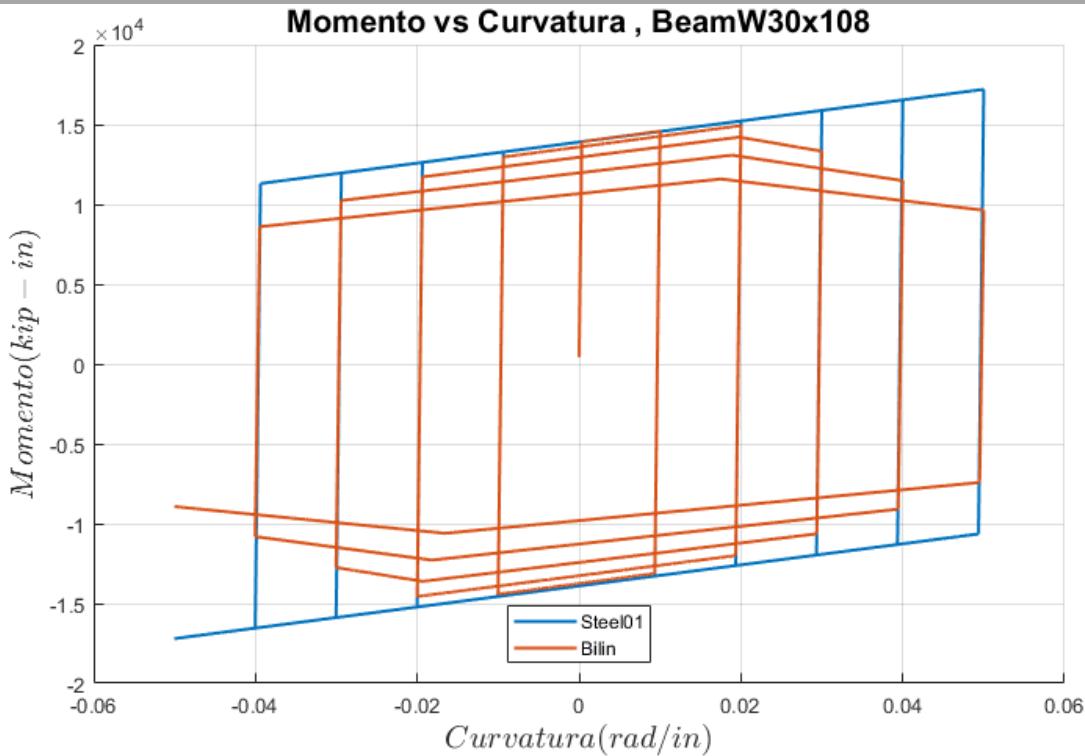


Figura 10. Calibración factor b , Steel01 vs Bilin

En la Figura 10, se puede observar cómo tanto la pendiente de rigidez inicial como la pendiente de rigidez pos-fluencia son exactamente iguales en ambos materiales, lo cual garantiza un comportamiento similar al menos en las dos primeras etapas del material.

2.4.4. Panel Zones

Los panel zones representan las regiones donde vigas y columnas se intersectan. Dentro de la porción de columna de la conexión, la trasferencia de momentos genera altas tensiones axiales en los patines y tensiones de corte elevadas en la zona del panel provocando grandes deformaciones.

Para capturar estas deformaciones, esta zona es modelada utilizando el enfoque de Gupta y Krawinkler [14], que se basa en un rectángulo o paralelogramo, limitado por el peralte de la viga y el ancho del patín de la columna, compuesto por ocho elementos elásticos y una rótula plástica con comportamiento bilineal histerético en la esquina superior derecha para representar las distorsiones que por corte se presentan en

esta zona. Un esquema de Panel Zone se presenta a continuación en la Figura 11.

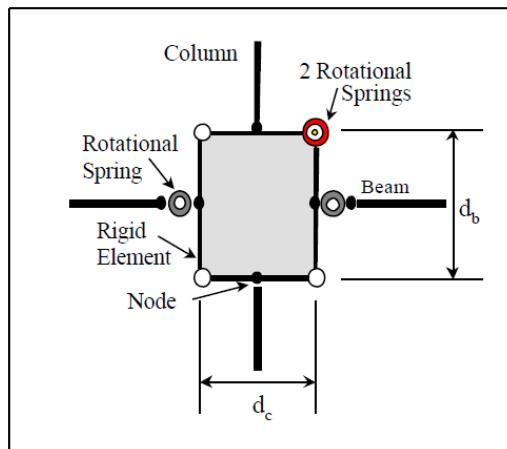


Figura 11. Esquema Panel Zone [14].

En las demás esquinas, sin una rótula plástica, los elementos se unen mediante una conexión fija en donde se restringen ambos grados de libertad traslacional. Además, los ocho elementos elásticos tienen un área y momento de inercia grande para proporcionarles una alta rigidez axial y flexural.

Al modelar algunos de estos elementos es necesario incluir los llamados “doubler plates” que son placas que se ubican como refuerzo en el alma de las columnas para prevenir la falla a corte en los panel zones. El diseño propuesto de la estructura [16] incluye estos elementos de refuerzo en las columnas de ciertos pisos como se presenta en la Tabla 5.

Tabla 5. Tamaño de Doubler Plates [16]

Piso Tamaño de Doubler Plate (in)

	Col. Exterior	Col. Interior
1	1/16	9/16
2	1/16	3/8
3	1/16	11/16
4	0	3/8
5	0	9/16
6	0	7/16
7	0	9/16
8	0	5/16

La modelación en Opensees de los 8 elementos elásticos, que conforman el paralelogramo que limita el panel zone, se realiza mediante el

comando “elastic BeamColumn” de la misma manera como ya se indicó anteriormente en la sección 2.4.1.

Mientras que para la modelación de la rótula plástica bilineal se utiliza un procedimiento desarrollado por Dimitrios Lignos (2008). El comando que llama y define a este procedimiento es el siguiente:

rotPanelZone2D \$eleID \$nodeR \$nodeC \$E \$Fy \$dc \$bf_c \$tf_c \$tp \$db \$Ry \$as

Donde,

\$ eleID,	etiqueta para la rótula.
\$nodeR \$nodeC,	nodos de la esquina superior derecha del panel zone.
\$E,	módulo de elasticidad.
\$Fy,	Esfuerzo de fluencia.
\$dc \$db,	Peralte de columna y viga respectivamente.
\$bf_c,	Ancho del patín de la columna
\$tf_c,	Espesor del patín de la columna
\$tp,	Espesor del panel zone. Igual al espesor del alma de la columna más el doubler plate.
\$Ry,	Factor de esfuerzo de fluencia probable
\$as,	Endurecimiento por tensión supuesto. Se asume un valor bastante alto.

2.5. Columna Fantasma o Leaning Column

Para incluir el efecto del sistema de gravedad interno sobre la amplificación de los efectos P-Delta o de segundo orden en el pórtico especial, se modela una “Leaning Column” o columna fantasma sin rigidez flexural colocada en paralelo al marco como se observa en la Figura 12 [22]. Esta columna, considerada articulada en la base, es cargada puntualmente en cada piso con el resto de carga correspondiente a la mitad del sistema de gravedad que no es directamente tributaria al pórtico en análisis.

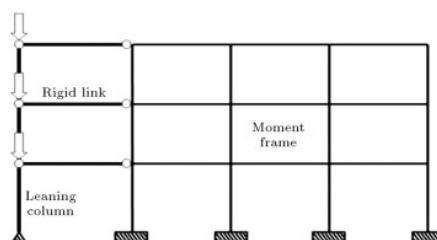


Figura 12. Esquema Leaning Column [22].



Su modelación se realiza mediante elementos elásticos con conexiones fijas en donde se restringen ambos grados de libertad traslacional. Mientras que, la unión con el pórtico se realiza mediante elementos tipo armadura a través de los cuales solo se transmiten esfuerzos de tipo axial.

Los elementos tipos armadura pueden ser definidos en OpenSees mediante el comando:

element truss \$eleTag \$iNode \$jNode \$A \$matTag

Donde,

\$eleTag, Etiqueta de elemento.

\$iNode \$jNode nodos inicial y final respectivamente.

\$A, área transversal del elemento, valor generalmente grande.

\$matTag, material asignado a elemento.

El tipo de material para modelar elementos tipo armadura es completamente elástico y se define mediante:

uniaxialMaterial Elastic \$matTag \$E

Donde,

\$matTag, Etiqueta de material.

\$E, Módulo de elasticidad.

2.6. Reducción Axial en Columnas

La modelación de las columnas y sus rótulas plásticas no incluyen directamente la interacción fuerza axial-momento flector que se produce en ellas, y debido a que la mayoría están sometidas a importantes cargas axiales se debe tomar en cuenta su efecto en la resistencia a flexión. Para este propósito, se reduce la capacidad a flexión considerando una fuerza axial representativa estimada mediante la combinación $P_r = P_{grav} + 0.5P_{E,max}$ recomendada por Zareian et. al [16], donde P_{grav} es la fuerza axial debida a cargas de gravedad y $P_{E,max}$ es la fuerza axial máxima debida únicamente a cargas laterales estimada del análisis Pushover (sección 3.2).

Posteriormente, utilizando estas fuerzas axiales y las ecuaciones de interacción P-M (18) y (19) dadas por AISC 360-10 [23] se calcula un factor de reducción de resistencia para utilizarlo en los análisis posteriores.



$$\text{Si } \frac{Pr}{Pc} \geq 0.2 \quad \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} * \frac{Mr}{Mc} \leq 1 \quad (18)$$

$$\text{y si } \frac{Pr}{Pc} < 0.2 \quad \frac{Pr}{2*Pc} + \frac{Mr}{Mc} \leq 1 \quad (19)$$

Donde,

Pr , Resistencia requerida a la tensión axial.

Pc , Resistencia nominal a la tensión axial, ecuación E3-1 AISC 360-10.

Mr , Resistencia requerida a la flexión.

Mc , Resistencia nominal a la flexión.

A continuación, en las Tabla 6 y Tabla 7, se presenta un resumen del cálculo de factores de reducción de resistencia para las columnas interiores y exteriores de la estructura:

Tabla 6. Factores de reducción axial, columnas interiores.

Columnas Interiores								
Piso	1	2	3	4	5	6	7	8
$P, \text{grav(kip)}$	438.99	384.34	328.49	271.16	214.88	158.40	102.99	47.56
$P_{E, \text{max(kip)}}$	501.80	448.30	385.51	313.20	252.21	191.88	133.16	59.93
(3) $P_{E, \text{max}} - P, \text{grav(kip)}$	62.81	63.96	57.02	42.04	37.33	33.48	30.17	12.37
$Pr = P, \text{grav} + 0.5*(3)(kip)$	470.39	416.32	357.00	292.18	233.54	175.14	118.07	53.75
Sección	W24x162	W24x162	W24x162	W24x162	W24x131	W24x131	W24x94	W24x94
Capacidad a compresión $Pc(kip)=$	2561.05	2576.45	2576.45	2576.45	2078.04	2078.04	1493.20	1493.20
$Pr/Pc=$	0.18	0.16	0.14	0.11	0.11	0.08	0.08	0.04
$Mr/Mc= (\text{Factor de reducción } Fd)$	0.91	0.92	0.93	0.94	0.94	0.96	0.96	0.98

Tabla 7. Factores de reducción axial, columnas exteriores.

Columnas Exteriores								
Piso	1	2	3	4	5	6	7	8
$P, \text{grav(kip)}$	537.67	467.24	399.13	332.51	264.98	197.52	129.03	60.47
$P_{E, \text{max(kip)}}$	1601.94	1331.10	1062.81	793.91	584.22	381.12	211.21	80.42
(3) $P_{E, \text{max}} - P, \text{grav(kip)}$	1064.27	863.87	663.68	461.40	319.25	183.61	82.19	19.95
$Pr = P, \text{grav} + 0.5*(3)(kip)$	1069.81	899.17	730.97	563.21	424.60	289.32	170.12	70.44
Sección	W24x131	W24x131	W24x131	W24x131	W24x131	W24x131	W24x94	W24x94
Capacidad a compresión $Pc(kip)=$	2065.12	2078.04	2078.04	2078.04	2078.04	2078.04	1493.19	1493.19
$Pr/Pc=$	0.52	0.43	0.35	0.27	0.20	0.14	0.11	0.05
$Mr/Mc= (\text{Factor de reducción } Fd)$	0.54	0.64	0.73	0.82	0.90	0.93	0.94	0.98

Estudios recientes como el de Suzuki & Lignos [24] han demostrado que las fuerzas axiales en columnas, principalmente de aquellas producidas por cargas de gravedad únicamente, muchas veces dominan la respuesta sísmica de las estructuras. Motivo por el cual, se puede estimar su efecto considerando



una fuerza representativa solo de las cargas de gravedad, es decir $P_r = P_{grav}$.

Utilizando esta metodología se obtienen valores de reducción menores y se evaluará su influencia dentro de los análisis a realizar.

A continuación, en las Tabla 8 y Tabla 9, se presenta un resumen del cálculo de factores de reducción de resistencia para las columnas interiores y exteriores de la estructura considerando únicamente la carga de gravedad:

Tabla 8. Factores de reducción axial por cargas de gravedad, columnas interiores

Columnas Interiores								
Piso	1	2	3	4	5	6	7	8
$P_r = P_{grav} (\text{kip})$	438.99	384.34	328.49	271.16	214.88	158.40	102.99	47.56
Sección	W24x162	W24x162	W24x162	W24x162	W24x131	W24x131	W24x94	W24x94
$\text{Capacidad a compresión } P_c (\text{kip}) =$	2561.05	2576.45	2576.45	2576.45	2078.04	2078.04	1493.20	1493.20
$P_r/P_c =$	0.17	0.15	0.13	0.11	0.10	0.08	0.07	0.03
$M_r/M_c = (\text{Factor de reducción } F_d)$	0.91	0.93	0.94	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98

Tabla 9. Factores de reducción axial por cargas de gravedad, columnas exteriores

Columnas Exteriores								
Piso	1	2	3	4	5	6	7	8
$P_r = P_{grav} (\text{kip})$	537.67	467.24	399.13	332.51	264.98	197.52	129.03	60.47
Sección	W24x131	W24x131	W24x131	W24x131	W24x131	W24x131	W24x94	W24x94
$\text{Capacidad a compresión } P_c (\text{kip}) =$	2065.12	2078.04	2078.04	2078.04	2078.04	2078.04	1493.20	1493.20
$P_r/P_c =$	0.26	0.22	0.19	0.16	0.13	0.10	0.09	0.04
$M_r/M_c = (\text{Factor de reducción } F_d)$	0.83	0.87	0.90	0.92	0.94	0.95	0.96	0.98

2.7. Amortiguamiento

El término amortiguamiento se refiere a los mecanismos de disipación de energía presentes en una estructura, debido a la respuesta de los componentes estructurales y no estructurales, a una excitación dinámica [16]. El modelo más común y de mayor análisis en sistemas de múltiples grados de libertad lineales y no-lineales es el tipo Rayleigh [25], que considera un amortiguamiento c proporcional a la masa y a la rigidez.

$$c = \alpha * m + \beta * k \quad (20)$$

Donde, α y β son factores de proporcionalidad; m es la matriz de masa de la estructura y k es la matriz de rigidez. Para la determinación de los factores α y β se debe imponer una razón de amortiguamiento a dos de los modos de vibración de la estructura y se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:



$$\alpha = \xi * \frac{2 * w_i * w_j}{w_i + w_j} \quad (21)$$

$$\beta = \xi * \frac{2}{w_i + w_j} \quad (22)$$

En donde w_i y w_j son las frecuencias correspondientes a los modos de vibración $-i$ y $-j$ respectivamente. En este caso, la estructura es analizada usando una razón de amortiguamiento $\xi=2.5\%$ impuesta al periodo del primer modo (T_1) y a $T=0.2T_1$ obtenidos del Análisis Modal (sección 3.1). Los valores α y β calculados se presentan en la Tabla 10.

Tabla 10. Coeficientes amortiguamiento Rayleigh

Coeficientes Amortiguamiento Rayleigh

Alfa	0.1128
Beta	0.0031
Beta'	0.0034

Zareian & Medina [26], en su estudio sobre la modelación del amortiguamiento en estructuras inelásticas, proponen que la forma adecuada de modelarlo es modificando el amortiguamiento proporcional a la rigidez en los elementos elásticos que fueron modificados por el factor n (Sección 2.4.1). Motivo por el cual es necesario la obtención de un nuevo factor β' (ecuación 23) cuyo valor se presenta en la Tabla 10.

$$\beta' = \left(\frac{n+1}{n} \right) * \beta \quad (23)$$

Para asignar estos factores a la estructura, dentro del software OpenSees se utiliza el siguiente comando:

rayleigh \$alphaM \$betaK \$betaKinit \$betaKcomm

Donde,

$\$alphaM$, Factor aplicado a elementos o nodos con masa.

$\$betaK$, Factor aplicado a los elementos y su rigidez en el tiempo.

$\$betaKinit$, Factor aplicado a los elementos y su rigidez inicial, factor β .

$\$betaKcomm$, Factor aplicado a los elementos comprometidos con la matriz de rigidez.



3. ANÁLISIS DE VALIDACIÓN

Para la verificación del modelo, con el fin de comprobar que este sea realizado de manera correcta, es necesario realizar análisis de validación que nos permiten tener una idea de la respuesta de la estructura previa a los análisis dinámicos. Dentro de estos procedimientos se incluyen: análisis modal, análisis Pushover y vibración libre.

3.1. Análisis Modal

El análisis modal consiste en plantear la ecuación de movimiento, suponer una forma de respuesta e imponer que esta cumpla la ecuación que gobierna el movimiento del sistema, lo que supone resolver un problema de eigenvalores y eigenvectores, como lo indica Ewins [27]. Para obtener la ecuación de movimiento es necesario calcular las matrices de masa M y rigidez K.

La ecuación que gobierna el movimiento, considerando una respuesta libre, se puede escribir en forma matricial:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = 0 \quad (24)$$

Se supone que la solución es de la forma armónica $\{x(t)\} = \{X\}e^{i\omega t}$, donde $\{X\}$ es un vector compuesto por Nx1 amplitudes independientes del tiempo.

Sustituyendo el concepto anterior en la ecuación (24) se llega a:

$$([K] - w^2[M])\{X\}e^{i\omega t} = \{0\} \quad (25)$$

Las soluciones diferentes de la trivial satisfacen: $\det|[K] - w^2[M]| = 0$, y de donde se obtienen los N valores de w^2 , que son las frecuencias naturales del sistema. Para cada valor de w se calcula un $T = \frac{2\pi}{w}$ que es el periodo fundamental para esa frecuencia y además se calcula un eigenvector que corresponde a los modos naturales de vibración de la estructura. Una propiedad importante de los modos es que cualquier respuesta de la estructura puede ser expresada como una combinación de una serie de modos. Además, se puede calcular la participación y la masa modal efectiva de cada uno [27].



El análisis modal es un proceso que permite describir la estructura en términos de sus propiedades dinámicas o parámetros modales que son la frecuencia, modos de vibración y participación modal. En el diseño y análisis estructural es necesario identificar estos parámetros y conocer cómo afectan a la respuesta de la estructura. El análisis modal es una herramienta eficiente para la validación de modelos analíticos puesto que permite describir y comprender el comportamiento de cada una de las partes de una estructura y ver su influencia dentro del sistema. Además, permite realizar un análisis de ensamblaje de la estructura verificando que todos sus elementos están conectados correctamente.

A continuación, aplicando una de las utilidades del análisis modal descritas anteriormente, se verifica el correcto ensamblaje de los elementos y la influencia de cada una de las partes importantes del modelo dentro de la respuesta de la estructura.

3.1.1. Estructura básica

Inicialmente, se modela la estructura solo con elementos elásticos conectados directamente. Para luego ir incluyendo en el modelo cada una de las partes importantes de la estructura y verificar su influencia principalmente en la rigidez del sistema. En la Figura 13 se muestran el primer periodo fundamental T_n y su frecuencia natural W_n como resultado del análisis modal para la estructura básica.

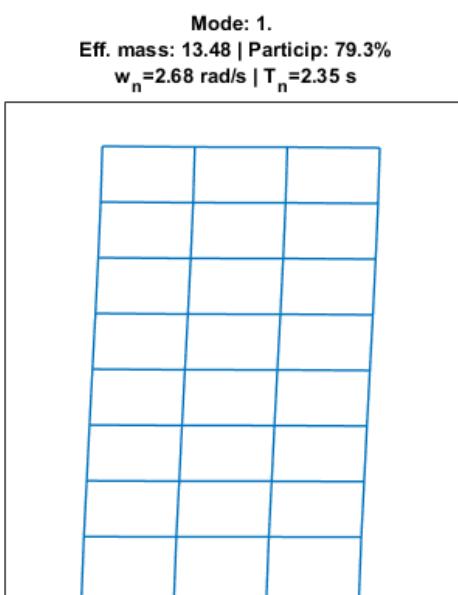


Figura 13. Análisis Modal, estructura básica

La forma del primer modo de vibración varía linealmente con la altura como es de esperarse. Sin embargo, se puede observar que este primer modo tiene una participación menor al 90% por lo cual los modos altos tendrán gran influencia en la respuesta dinámica del sistema. Esto significa también que los análisis estáticos o lineales no serán suficientes para el estudio de la estructura y que es obligatorio el análisis dinámico de la misma.

3.1.2. Inclusión de rótulas elasto-plásticas

La inclusión de las rotulas elasto-plásticas en las zonas RBS de las vigas, así como en la partes inferior y superior de las columnas no se puede apreciar gráficamente puesto que son modeladas como elementos sin longitud o longitud nula. El análisis modal nos permite verificar su correcta inclusión mediante un aumento del primer periodo fundamental puesto que se espera que estos elementos flexibilicen la estructura.

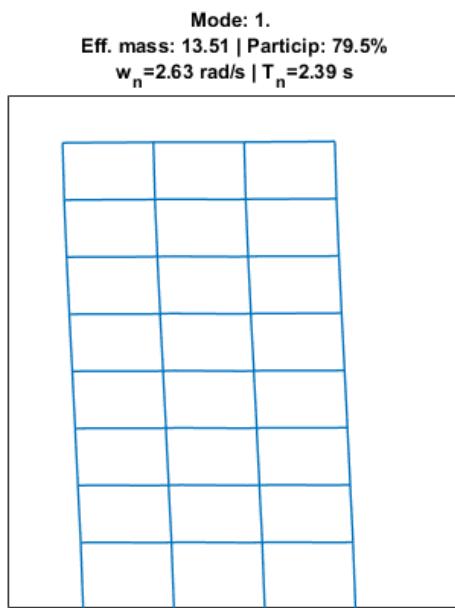


Figura 14. Análisis Modal, inclusión de rótulas.

En la Figura 14 se puede observar que efectivamente la estructura es más flexible con la inclusión de rótulas y conexiones RBS. Además, se verifica un correcto ensamblaje de estos elementos debido a que se mantiene la forma del primer modo de vibración.

3.1.3. Inclusión de zonas de conexión viga-columna (Panel Zones)

Al contrario de las rótulas plásticas, la inclusión de los panel zones provocan mayor rigidez en la estructura, como se puede observar en los

resultados del análisis modal en la Figura 14. Esto se debe a que los elementos con los que se modelan estas zonas se consideran con gran área e inercia y además incluyen los doubler plates que aumentan la sección de las columnas y por tanto provocan una mayor rigidez en la misma.

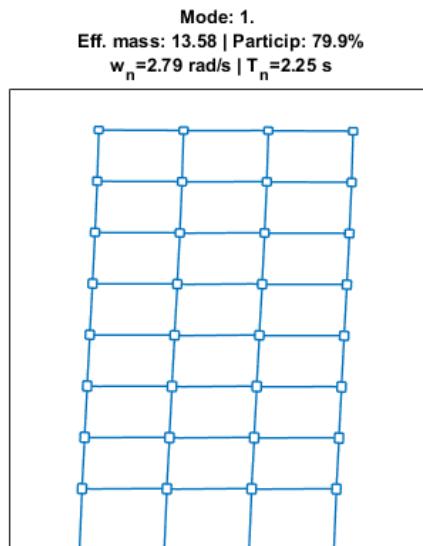


Figura 15. Análisis Modal, inclusión de panel zones.

3.1.4. Inclusión de columna fantasma

Una columna fantasma o leaning column es una columna sin rigidez flexural colocada en paralelo al marco. Entonces según su definición, la inclusión de este elemento no debe provocar ningún cambio en la rigidez de la estructura. Esto se puede comprobar a través de los resultados del análisis modal que deben ser exactamente iguales a los presentados en el análisis anterior.

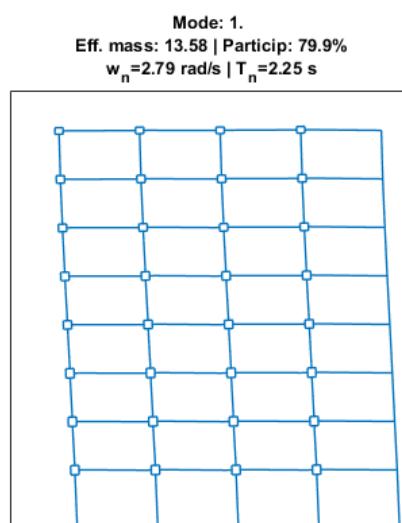


Figura 16. Análisis modal, inclusión leaning column.

Efectivamente, en la Figura 16 se puede observar gráficamente la inclusión de la columna lateral y como se esperaba no afecta el comportamiento de la estructura y todos los parámetros del análisis modal se mantienen iguales que en el anterior que no contaba con este tipo de elemento.

3.1.5. Aplicación de cargas de gravedad y efectos P-Delta

Finalmente, se aplican las cargas de gravedad tanto al marco principal como a la columna lateral para incluir los efectos de segundo orden geométricos P-Delta. Este modelo es considerado como el modelo final sobre el cual se realizarán todos los análisis dinámicos y el que se compara con los modelos más detallados.

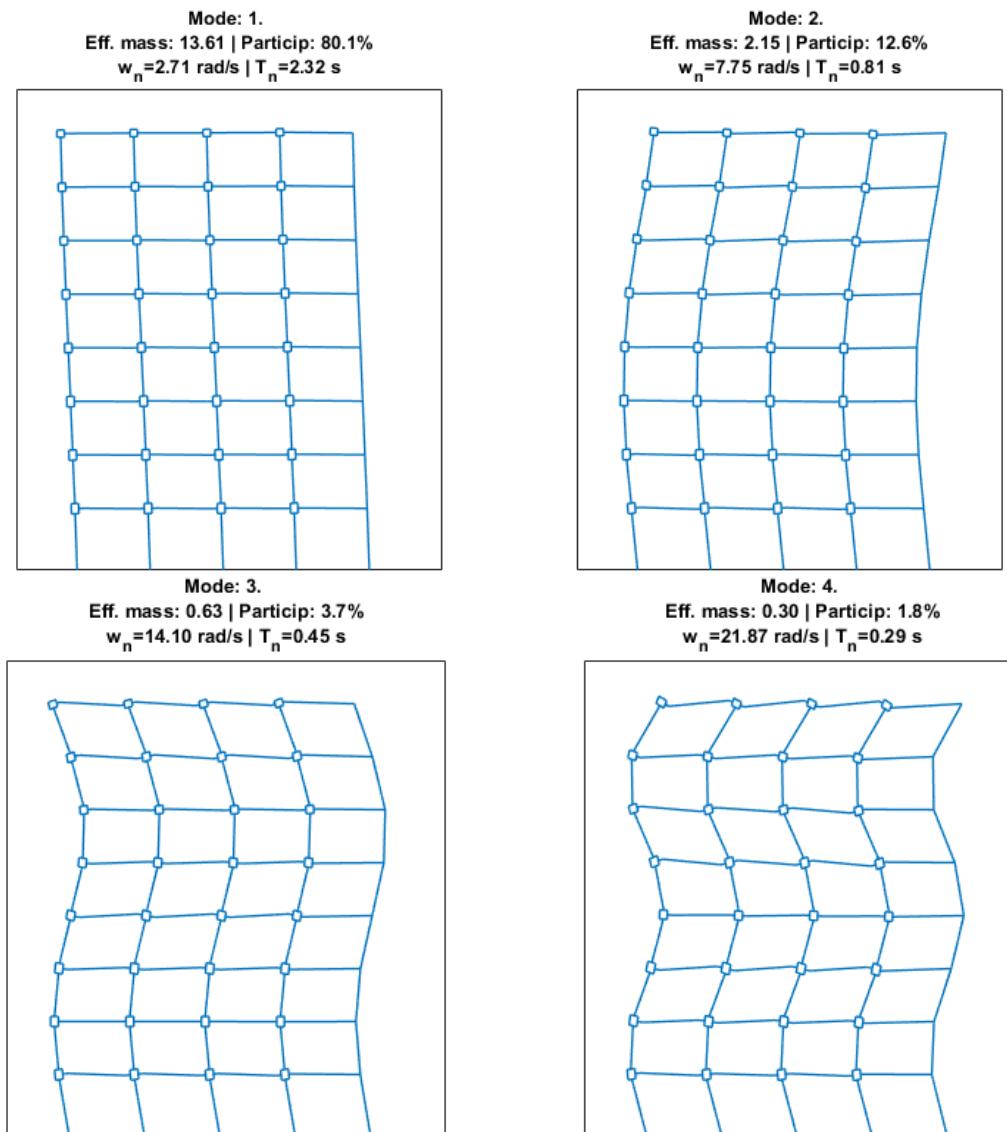


Figura 17. Análisis modal, modelo final.



En la Figura 17 se presentan los resultados del análisis modal de la estructura incluyendo efectos P-delta. A pesar de que por su configuración la estructura posee ocho modos fundamentales de vibración se presentan únicamente los cuatro primeros puesto que estos representan un factor de participación de masa considerable y son lo que más influencia tendrán en la respuesta de la estructura. El efecto de segundo orden P-Delta claramente provoca mayor flexibilidad en la estructura aumentando su primer periodo fundamental.

Además, pese a que la participación del primer modo aumenta con respecto al modelo básico, esta sigue siendo baja y por lo tanto como se mencionó anteriormente se necesitarán análisis dinámicos para el estudio sismorresistente de esta estructura.

Es importante mencionar también que la influencia de la reducción axial en el análisis modal de la estructura es nula puesto que este proceso no lleva la estructura a la fluencia que es en donde se obtiene efecto de las reducciones.

En el estudio de Zareian et. al. [16] se presenta el primer periodo fundamental obtenido para esta misma estructura con un valor igual a 2.29 segundos. El primer periodo en nuestra modelación es de 2.32 segundos. Estos resultados son bastante similares, sin embargo, la diferencia puede deberse a los diferentes modelos constitutivos empleado en las rótulas de cada uno de los modelos y también a la distribución de las cargas gravedad dentro del pórtico que no fue especificada en la literatura de la modelación original.

3.2. Análisis Pushover

El análisis Pushover o análisis estático no lineal incremental es un método de capacidad de gran uso para análisis de vulnerabilidad. Este procedimiento nos permite obtener la curva de capacidad (fuerza-desplazamiento) de una estructura y consiste en someter a la misma a cargas laterales las cuales se incrementan en pequeños intervalos y de manera monotónica hasta llegar al colapso o a una deriva especificada por el analista, esto con el fin de detectar cambios significativos en el comportamiento

individual de cada elemento (fluencia o falla) que no se permite con un análisis lineal. Este análisis se basa en el procedimiento no lineal estático especificado de la sección 7.4.3 de ASCE/SEI 41-13 [28].

La distribución vertical de las fuerzas laterales F_x para cada nivel de piso x debe ser proporcional a la forma del primer modo fundamental de la estructura, como se muestra en la ecuación 6-4 de FEMA P695 [21]:

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (26)$$

Donde, m_x es la masa correspondiente al piso de nivel x y $\phi_{1,x}$ corresponde a la ordenada del primer modo fundamental del piso de nivel x .

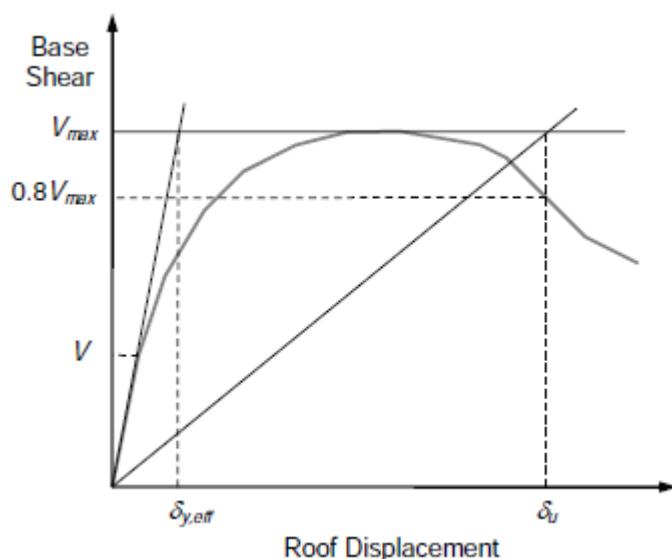


Figura 18. Curva idealizada de análisis Pushover [19]

Dentro de las utilidades de este análisis se encuentra el cálculo de la máxima capacidad a cortante en la base V_{max} tomada como la máxima fuerza en cualquier punto del Pushover y el desplazamiento último δ_u tomado como el desplazamiento del último piso cuando se produce una disminución del 20% de la máxima fuerza cortante ($0.8 V_{max}$) como se muestra en la Figura 18. Estos valores a su vez nos permiten estimar la sobrerresistencia Ω y la ductilidad μ de la estructura que son valores característicos de su comportamiento.

La sobrerresistencia Ω está definida como la relación entre la máxima capacidad a cortante V_{max} y el cortante basal de diseño V , especificado en el diseño de la estructura [16]:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (27)$$



Mientras que la ductilidad μ se puede estimar mediante la relación entre el desplazamiento último δ_u y el desplazamiento efectivo de fluencia $\delta_{y,eff}$ definidos como se muestra en la Figura 18:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (28)$$

Estos valores característicos son un indicador del modelo y deben ser comparados con el modelo original y con otros más detallados.

Otra de las utilidades de este análisis es la obtención del comportamiento de los elementos tipo rótulas-plásticas ante el desplazamiento lateral, es decir sus curvas histeréticas, lo cual nos permite tener una idea de su respuesta ante un futuro análisis dinámico tiempo-historia y verificar que sus parámetros de calibración como rigidez y momento de fluencia sean correctos. Además, nos permite comprobar el comportamiento total de la estructura puesto que como se indica en la Tabla 2-1 de NIST [18] en un pórtico especial sismorresistente de acero (SMF) se espera que la fluencia se dé principalmente por momento en vigas y por corte en columnas, aunque es posible también la fluencia en columnas.

3.2.1. Curva Pushover

La estructura de análisis se empuja hasta un desplazamiento de 40 pulgadas y se grafica su curva de fuerza vs desplazamiento del último piso para verificar su comportamiento. Esta curva se presenta a continuación en la Figura 19:

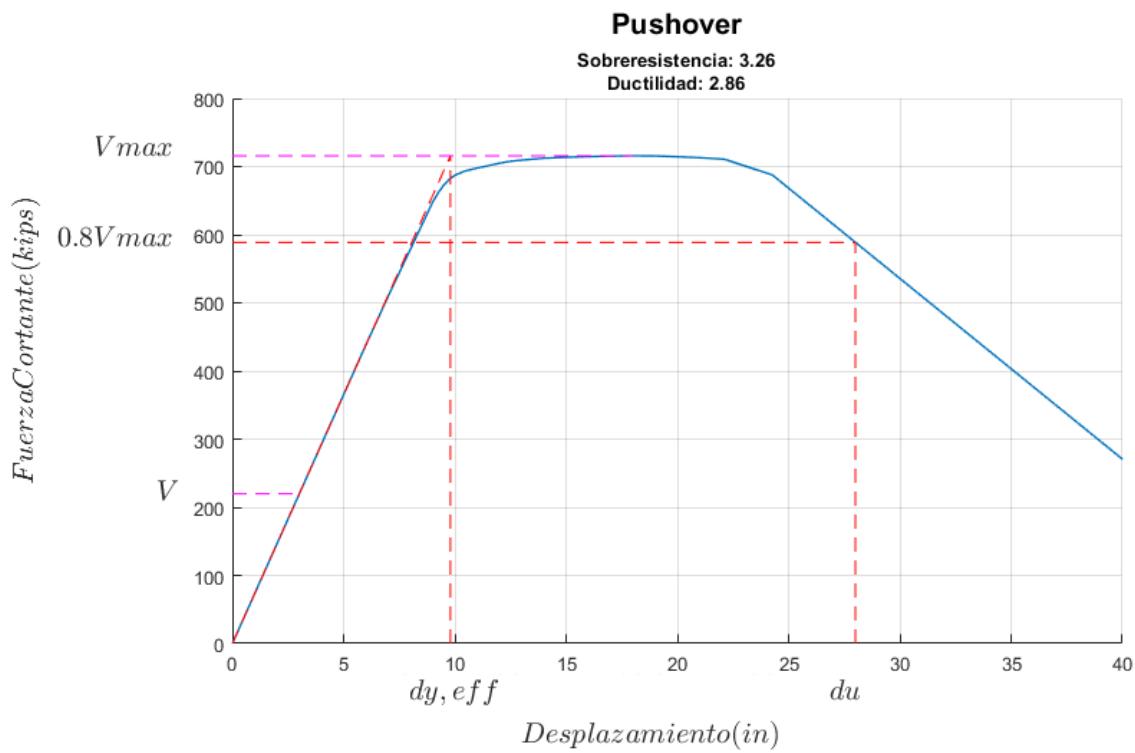


Figura 19. Curva Pushover

Los parámetros principales obtenidos de la curva Pushover se observan gráficamente en la figura anterior. Sus valores y el cálculo de la sobrerresistencia y ductilidad del sistema se presentan en la Tabla 11 y en la Tabla 12 respectivamente. El valor del cortante de diseño V se obtiene de la información (V/W) dada para los prototipos empleados en la validación de la metodología FEMA P695 [16] y el peso de la estructura que se puede estimar a partir de los valores presentados en la Tabla 2.

Tabla 11. Factor de Sobre resistencia

Sobrerresistencia Ω	
V/W	0.039
W (kips)	5631
V (kips)	219.609
V_{max} (kips)	715.841
Ω	3.26

Tabla 12. Factor de ductilidad

Ductilidad μ	
du (in)	28.00
dy,eff (in)	9.80
μ	2.86

En el estudio de Zareian et. al. [16] se presentan los factores de sobrerresistencia y ductilidad obtenidos en el modelo original de esta misma estructura cuyos valores son 3.27 y 2.72 respectivamente. Como se puede observar en las tablas presentadas anteriormente, el factor de sobrerresistencia es muy similar al original mientras que la ductilidad varía, pero no demasiado. Esta disparidad se debe principalmente a la diferencia en el detallamiento de los modelos, sin embargo, su similitud es aceptable y muestran un correcto modelamiento de la estructura.

3.2.2. Secuencia de fluencia

En esta sección se presenta, mediante varias figuras, el orden con que fluyen los elementos del sistema y su relación con el desplazamiento de la estructura. El objetivo es observar el comportamiento de los distintos elementos en el tiempo ante un desplazamiento lateral y el cumplimiento o no de los propósitos de un pórtico especial sismorresistente.

Además, se presenta la curva histerética de una de las rótulas de las vigas del primer piso, la cual está representada en la primera gráfica con un círculo negro, para demostrar su adecuado comportamiento y calibración. La fluencia de los elementos se marcará en rojo una vez que se produzca.

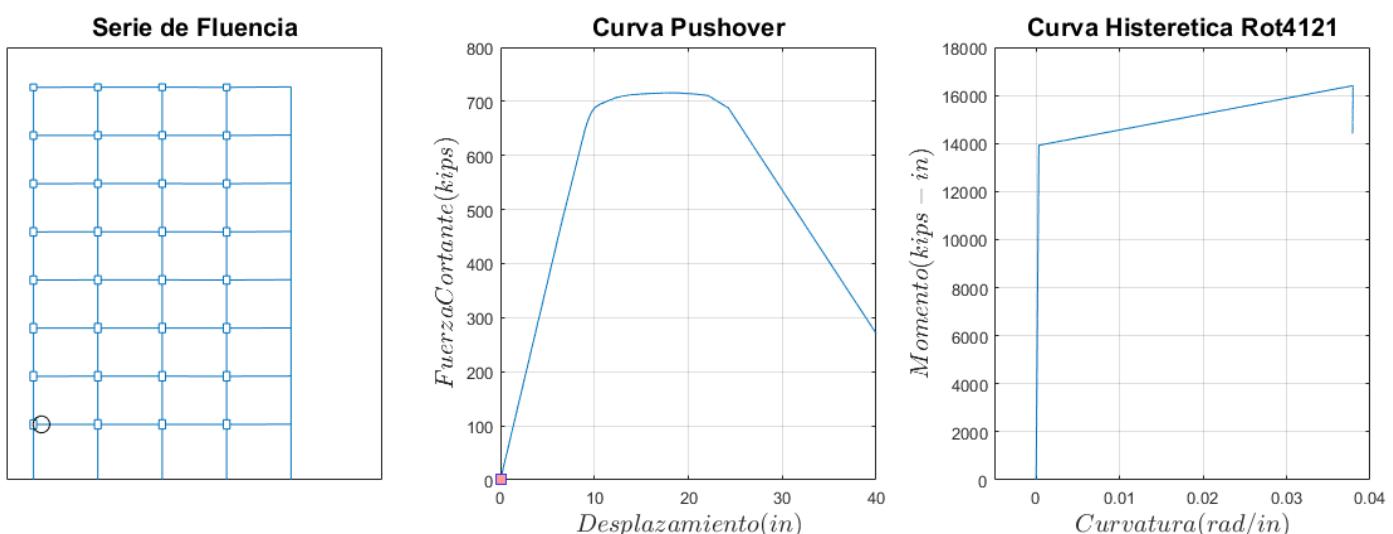


Figura 20. Secuencia de fluencia Pushover, inicio.

En la Figura 20 se puede observar a la estructura en equilibrio antes de empezar el análisis Pushover. Las curvas Pushover e histerética no presentan ningún desplazamiento ni curvatura inicial. El avance a través de

las curvas mencionadas se mostrará mediante un indicador cuadrado para mejor entendimiento del análisis.

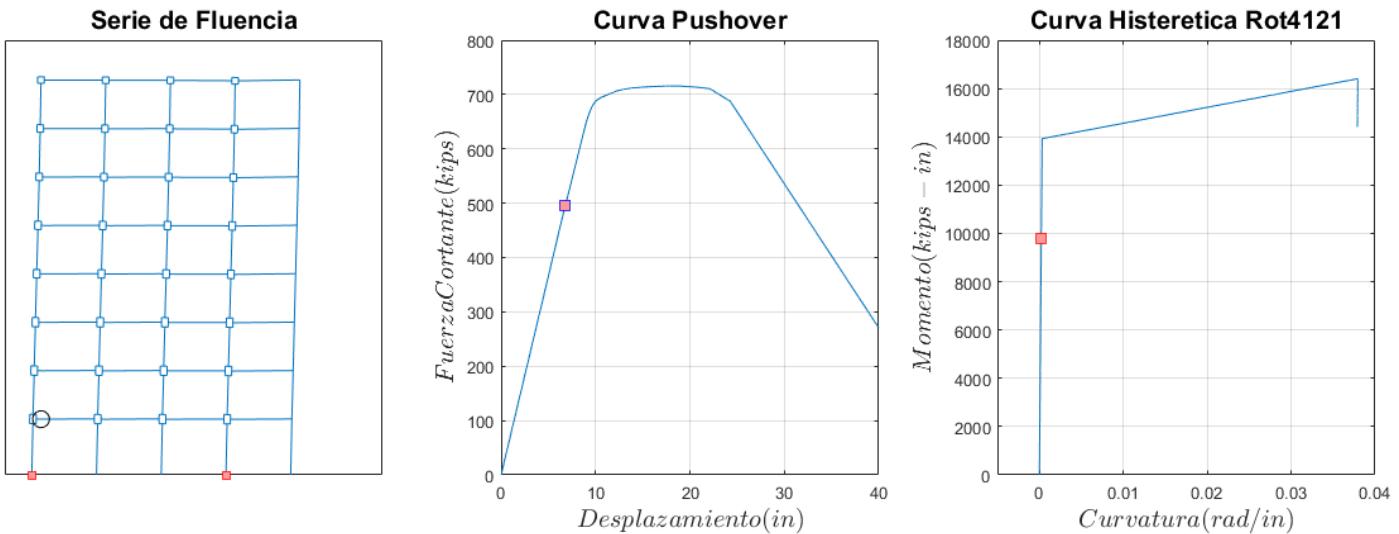


Figura 21. Secuencia de fluencia Pushover, primeras fluencias.

Los primeros elementos en fluir son las rótulas de las bases de las columnas del primer piso como se observa en la Figura 21, esto debido a la gran carga axial que soportan y a la fuerte reducción axial que se realiza en ellas. Aunque este fenómeno no es el más esperado, se da con frecuencia y es aceptable según NIST [18].

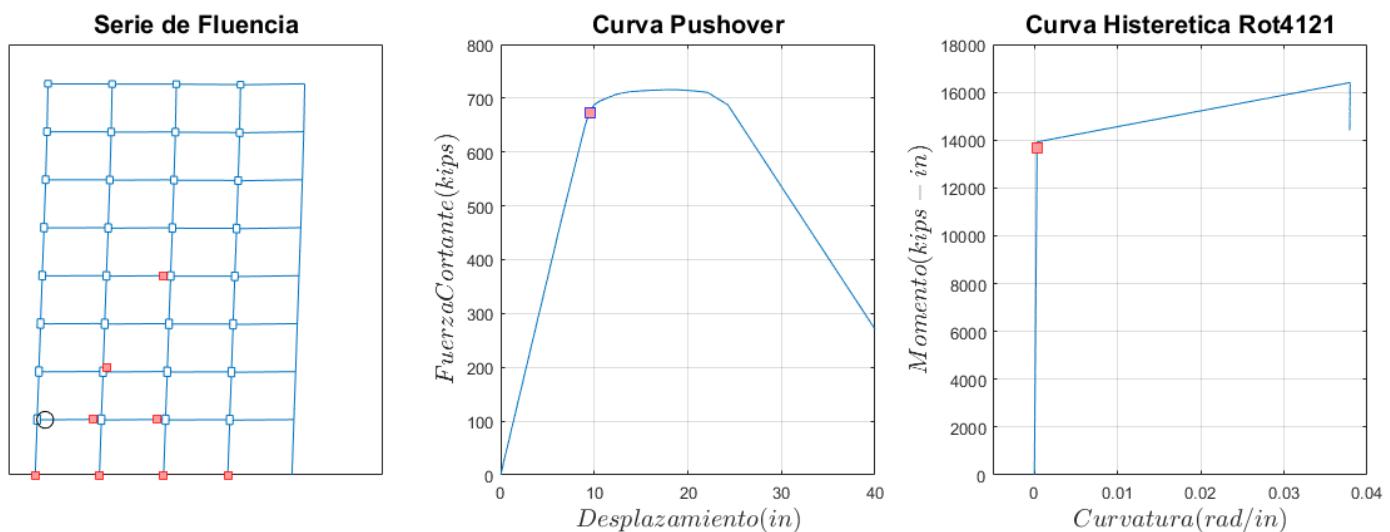


Figura 22. Secuencia de fluencia Pushover, cambio de rigidez.

A continuación, como se muestra en la Figura 22, se da la fluencia de las demás columnas del primer piso en su base, también de algunas rótulas de vigas e incluso del primer panel zone; efectos o fenómenos que también son permitidos en SMFs. En la curva Pushover se puede observar como la fluencia de estos elementos provoca un cambio en la rigidez total

de la estructura, mientras que la curva histerética muestra como ese elemento se va acercando a la fluencia.

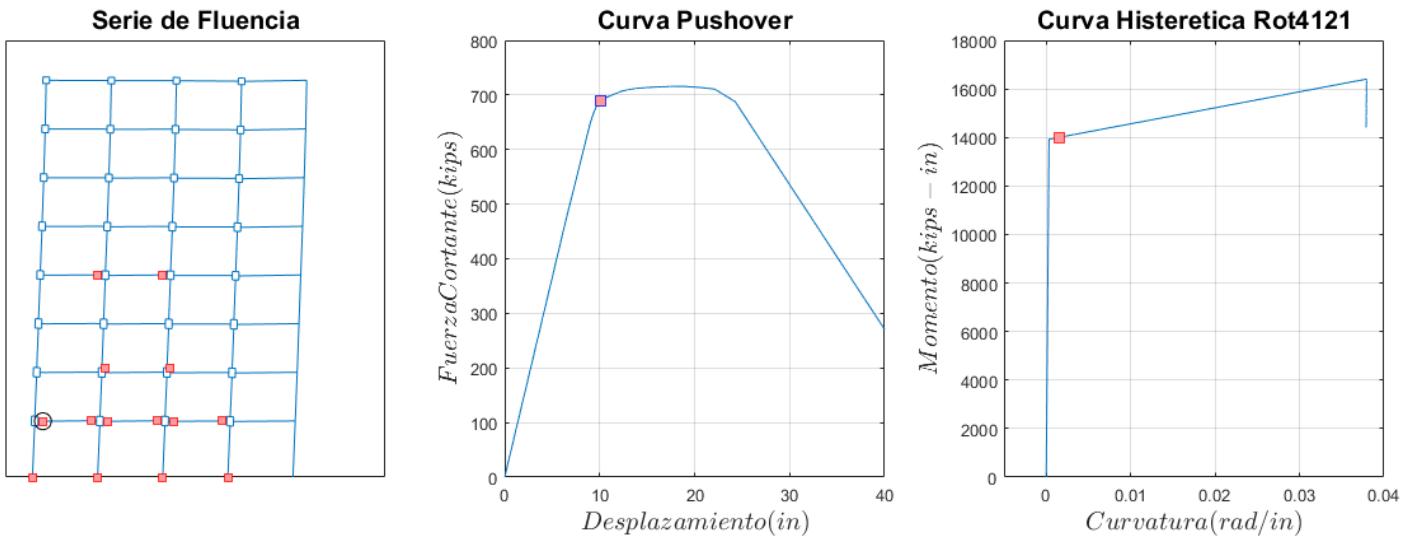


Figura 23. Secuencia de fluencia Pushover, fluencia de elemento.

Con el avance del análisis, mostrado en la Figura 23, se observa como la curva histerética del elemento seleccionado muestra un cambio de rigidez total del elemento y por tanto su fluencia, los valores aproximados en que esto se produce, como la fuerza cortante de 700 kips o el momento de 14000 kips·in, pueden ser comparados con los de calibración para asegurar su adecuado funcionamiento.

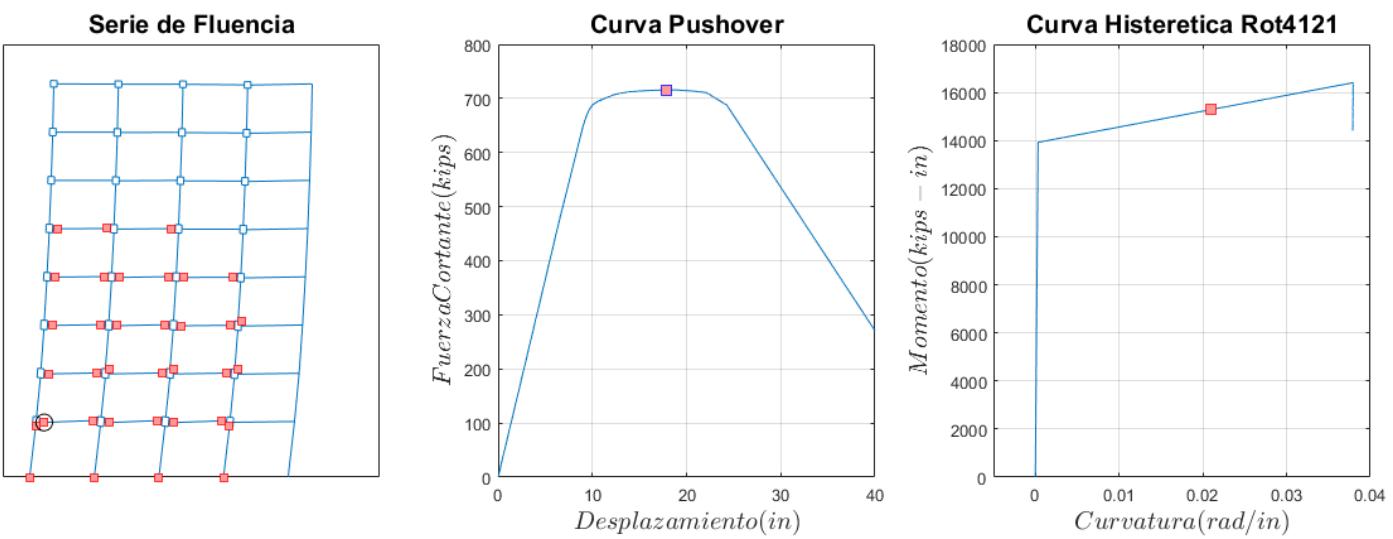


Figura 24. Secuencia de fluencia Pushover, cortante máximo.

La máxima fuerza cortante que soporta el sistema se ve limitada por la fluencia de las columnas; es decir, una vez alcanzada la fluencia en una de las columnas la capacidad de la estructura se ve disminuida y no soporta mayores fuerzas cortantes. La fluencia de las partes altas de las

columnas exteriores del primer piso, observado en la Figura 24, no es muy recomendable ni común en los pórticos especiales de acero puesto que pueden significar falla de la estructura y posteriormente su colapso.

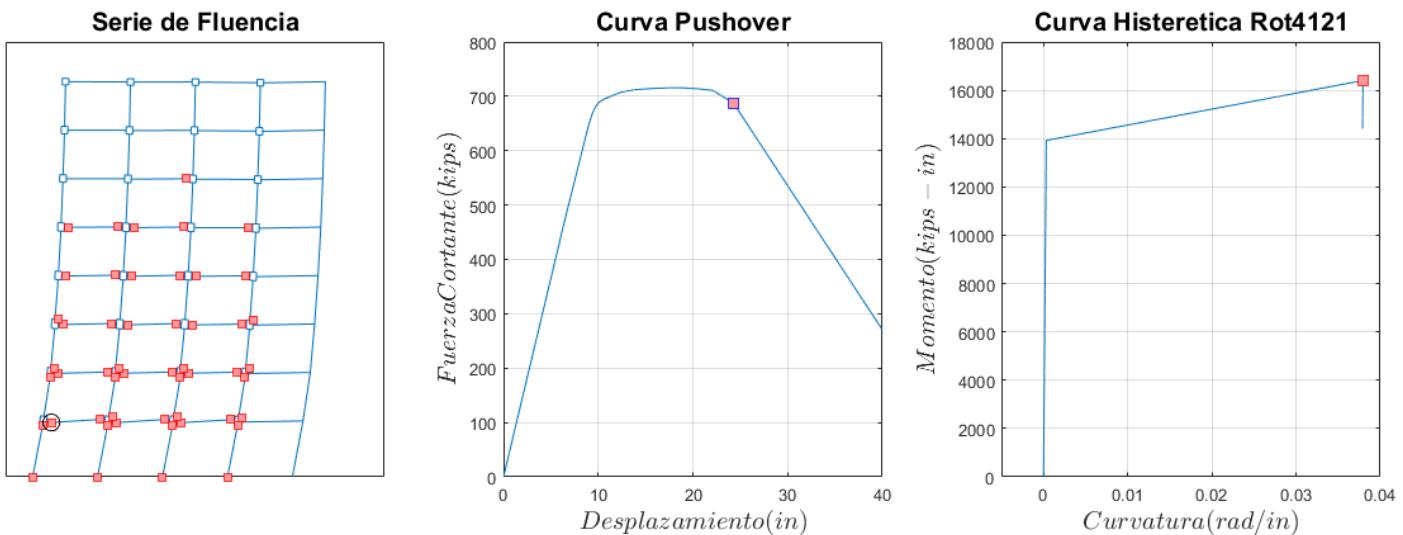


Figura 25. Secuencia de fluencia Pushover, colapso.

Finalmente, cuando se lleva a la estructura a un desplazamiento mayor a 24 pulgadas o una deriva de 1.88% se forma un mecanismo de piso débil en los dos primeros pisos de la estructura, es decir fluyen todas sus columnas, como se observa en la Figura 25. Esto provoca el colapso de la estructura y por tanto una pérdida total de capacidad. Algunos elementos como la rótula de la viga presentada en la curva histerética no llegan a perder toda su capacidad debido a que las columnas dejan de generar esfuerzos sobre ellos y se da una redistribución de esfuerzos en los que regresan a una rigidez similar a la inicial, pero con una deformación residual permanente.

Este análisis de secuencia de fluencia es muy importante para observar hasta qué desplazamiento trabajan en el rango elástico y plástico cada uno de los elementos de la estructura. Y así definir una probabilidad de colapso junto con el comportamiento de la estructura tras dicho efecto.

3.2.3. Influencia efecto P-Delta

Uno de los objetivos específicos de este proyecto de titulación es identificar la influencia del efecto de segundo orden P-Delta dentro la respuesta del sistema. Para ello se realizó un análisis Pushover a la misma

estructura sin incluir el efecto P-Delta y se compara sus resultados con el modelo final utilizado.

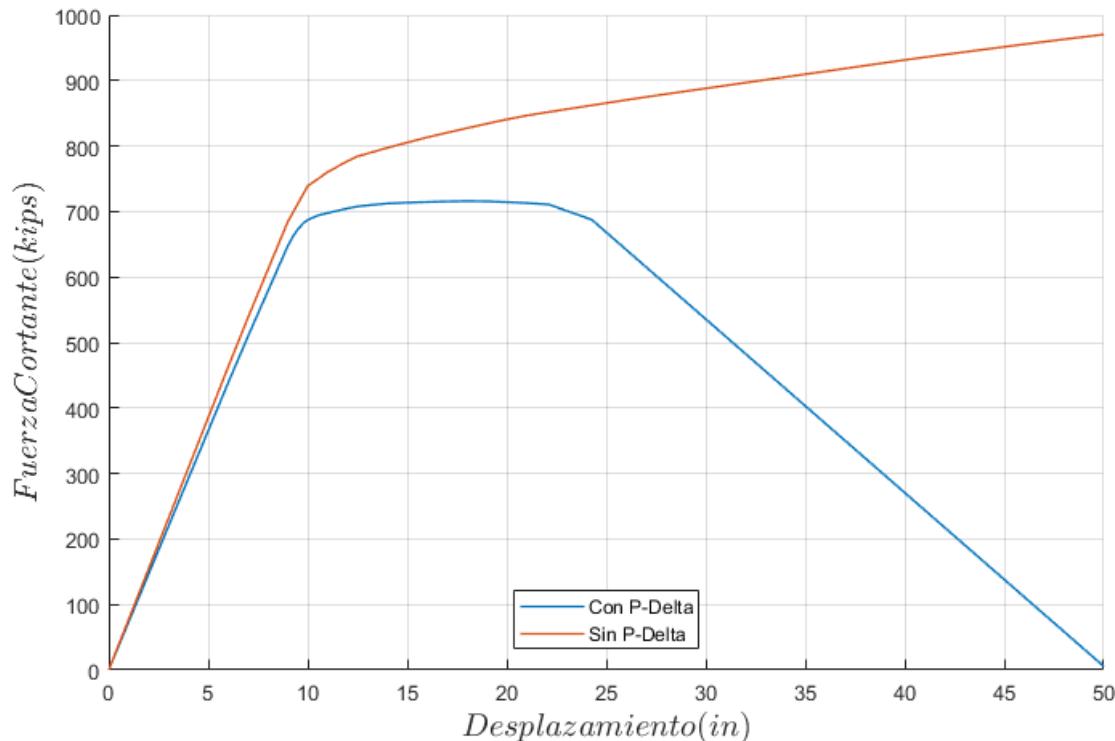


Figura 26. Influencia efecto P-Delta

Como se puede evidenciar en la Figura 26, en desplazamientos bastante pequeños el efecto P-Delta no tiene gran influencia dentro de la respuesta del sistema. Pero para desplazamientos mayores el efecto P-Delta reduce la carga que produce fluencia a la vez que reduce la rigidez elástica de la estructura. Además, produce una rigidez post-fluencia negativa luego de un desplazamiento de 24 pulgadas que lleva a la estructura a grandes deformaciones y al colapso.

En el caso de que se analizara la estructura sin efecto P-Delta, esta tendría una mayor capacidad, un mayor cortante máximo y por supuesto mayor sobreresistencia. No obstante, es indispensable incluir el efecto de segundo orden geométrico en los análisis puesto que el objetivo es simular el comportamiento real de la estructura y claramente este es un parámetro que controla el rendimiento del sistema ante esfuerzos laterales y sísmicos.

3.2.4. Influencia Reducción Axial

Al igual que el efecto P-delta, la reducción de resistencia que se realiza en las columnas por los esfuerzos axiales que estas reciben provoca cambios significativos en la respuesta de la estructura.

Para analizar su influencia, se comparan tres curvas Pushover: la primera sin ningún tipo de reducción axial, la segunda con la reducción propuesta por Suzuki & Lignos [24] en función únicamente de las cargas de gravedad, y la tercera con la reducción utilizada en el modelo propuesto de la estructura [16] con la cual se obtuvo nuestro modelo final. La comparación se presenta a continuación en la Figura 27:

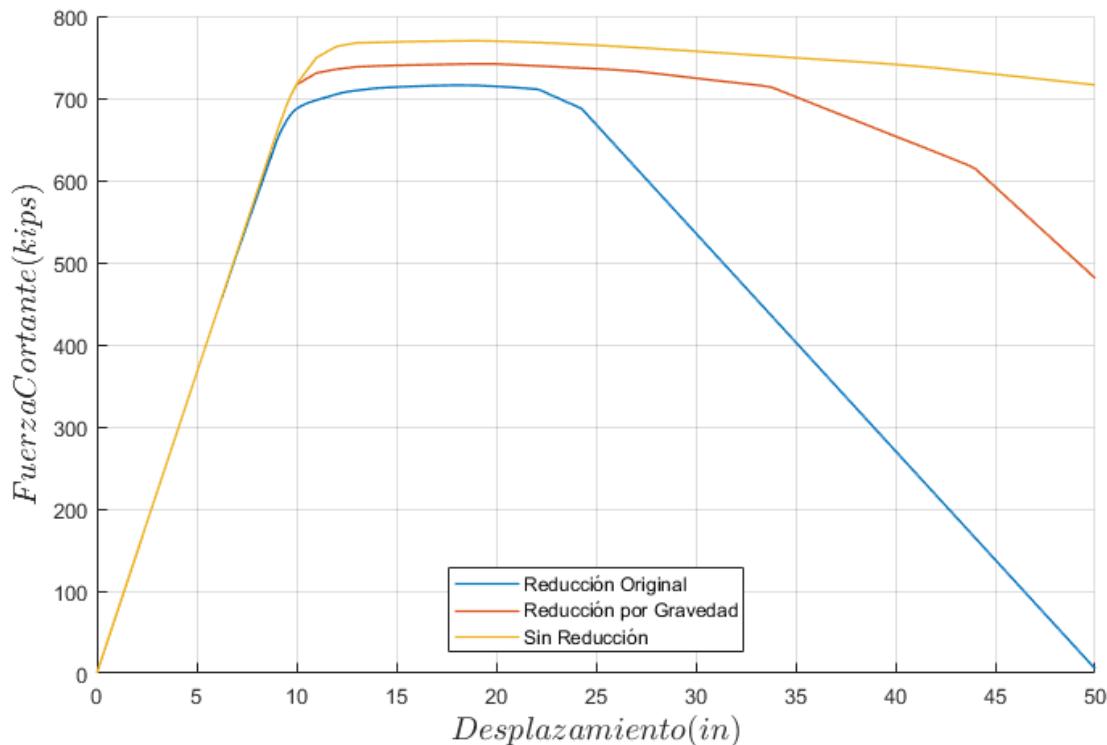


Figura 27. Influencia Reducción Axial.

La diferencia de reducciones axiales no modifica la rigidez elástica de la estructura, todas las curvas tienen la misma pendiente inicial. Mientras que la carga máxima a cortante si se ve afectada por este efecto, y esto se debe principalmente a que la fluencia de las columnas en los modelos con reducciones axiales menores se da ante desplazamientos y fuerzas mayores. Debido a esto los parámetros de sobrerresistencia y ductilidad también se ven afectados y su comparación se presenta en la Tabla 13:

Tabla 13. Influencia Reducción axial, sobrerresistencia y ductilidad

	Sobrerresistencia	Ductilidad
Reducción Modelo Original	3.26	2.86
Reducción Cargas de Gravedad	3.38	4.41
Sin Reducción	3.51	4.74

Otra característica importante que se puede apreciar de la influencia de las reducciones axiales es que cuanto menores sean las reducciones el colapso provocado por el mecanismo de piso débil en los primeros pisos se da ante mayores desplazamientos. Esto sin duda tiene una gran influencia dentro del sistema puesto que al no formarse un mecanismo ante cierto desplazamiento esto permite que la estructura siga trabajando como una sola y no se incrementan excesivamente los desplazamientos de esos pisos.

La secuencia de fluencia de los elementos también cambia, para su demostración se realizará este análisis con el modelo con reducciones axial únicamente por cargas de gravedad y se compara con los resultados anteriores obtenidos en la sección 3.2.2 sobre el modelo final:

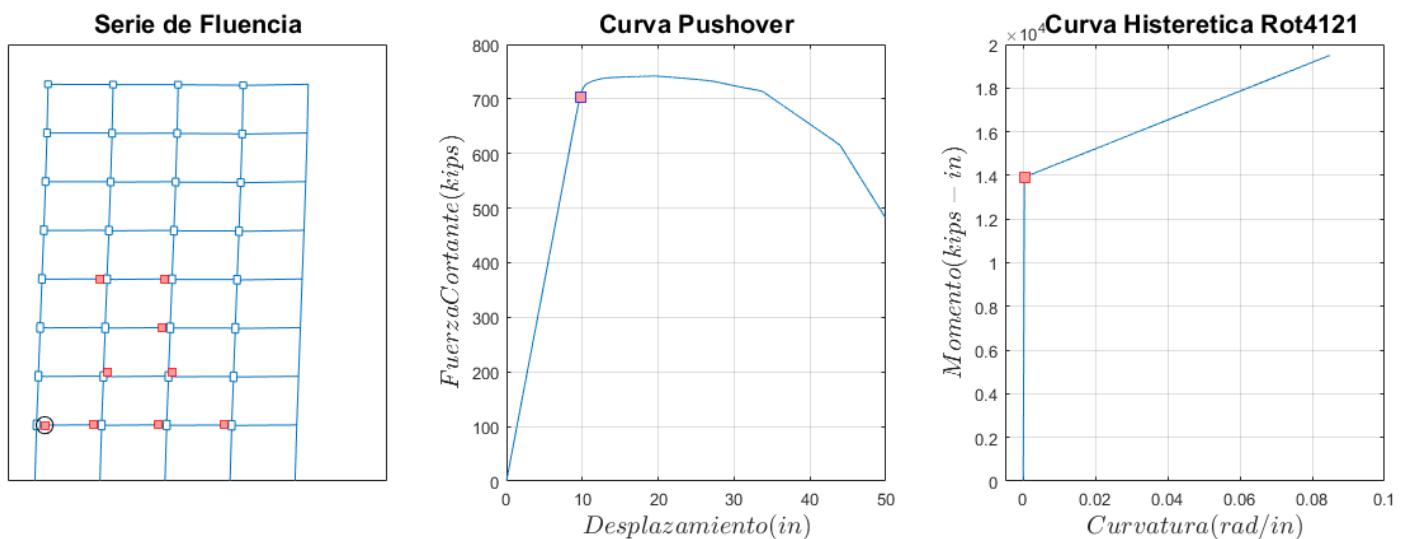


Figura 28. Secuencia de fluencia Pushover, reducción por gravedad

En la Figura 28 se puede observar la diferencia en la secuencia de fluencia desde el principio, puesto que a comparación del modelo anterior en este caso los primeros elementos que fluyen son vigas y panel zones.

La curva Pushover se mantiene con la rigidez elástica debido a la no fluencia de elementos tipo columna que son los que más la afectan y además se comprueba que los mismos valores de fuerza (700 kips) y

momento ($14000 \text{ kips}\cdot\text{in}$) son los que provocan la fluencia de la rótula de la viga presentada en el gráfico.

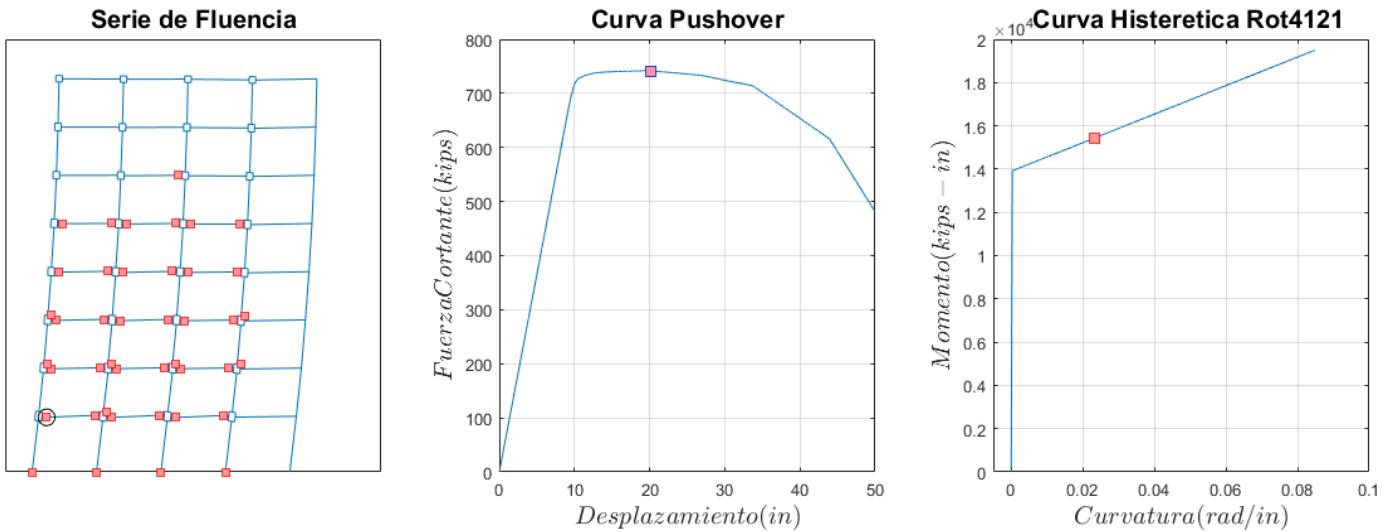


Figura 29. Secuencia de fluencia, reducción por gravedad, carga máxima

En este caso la máxima capacidad a cortante y la posterior disminución de fuerza no se da por una fluencia de las partes altas de las columnas sino por una fluencia de todas las vigas de los primeros 5 niveles como se observa en la Figura 29.

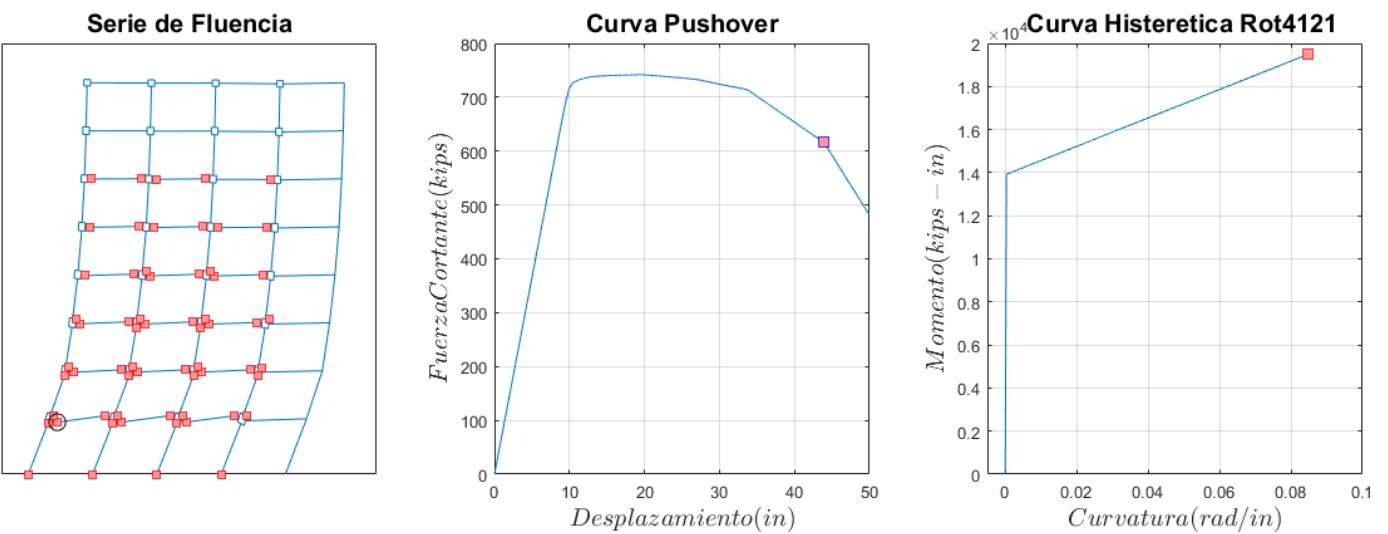


Figura 30. Secuencia de fluencia, reducción por gravedad, colapso.

Finalmente, se puede apreciar mediante la secuencia de fluencia que también se producen mecanismos de piso débil en los dos primeros pisos, pero en este caso en el segundo piso se produce ante un desplazamiento de 34 pulgadas o una deriva de 2.7% y en el primer piso ante un desplazamiento de 44 pulgadas que corresponde a una deriva de 3.5% como se muestra en la Figura 30.



Con estos resultados, se espera que ante un análisis dinámico la estructura con menores reducciones axiales tenga menos probabilidad de colapso y los desplazamientos sean mucho menores.

Después de estos análisis, se ha demostrado que la influencia de las reducciones axiales es muy importante dentro de la respuesta del sistema ante desplazamientos significativos por lo que es necesario hacer un estudio más detallado de estos factores para determinar un procedimiento definitivo para su aplicación.

3.3. Vibración Libre

Por vibración libre se entiende el movimiento de una estructura sin ninguna excitación dinámica de fuerzas externas. La vibración libre inicia al mover la estructura de su estado de reposo o desde su posición de equilibrio mediante algunos desplazamientos iniciales y/o al impartir algunas velocidades iniciales. Una de sus utilidades principales es verificar el amortiguamiento en las estructuras.

La respuesta del sistema a la vibración libre con amortiguamiento está regida por la siguiente ecuación en forma matricial, en donde M, C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = 0 \quad (29)$$

Lo que se desea es encontrar la solución $x(t)$ de la ecuación (29) que satisfaga las condiciones iniciales $x = x(0)$ y $\dot{x} = \dot{x}(0)$ en $t=0$. Los procedimientos para obtener la solución deseada varían en función del tipo de amortiguamiento [29]. En nuestro caso se aplica un amortiguamiento clásico tipo Rayleigh. Una propiedad importante de los sistemas clásicamente amortiguados es que su desplazamiento se puede expresar en términos de los modos naturales del sistema asociados a su vibración no amortiguada.

Según Chopra [29], el amortiguamiento influye en las frecuencias y periodos de vibración naturales en los sistemas de múltiples grados de libertad, sin embargo, su efecto es pequeño para razones de amortiguamiento ξ inferiores al 20%, intervalo que incluye a la mayoría de estructuras. Motivo por el cual el análisis modal se realiza sin considerar las componentes del amortiguamiento en el sistema.

3.3.1. Respuesta de la estructura

La estructura de análisis sin cargas de gravedad es sometida a un desplazamiento unitario inicial en la forma del primer modo sin provocar desplazamientos residuales, se retiran las cargas que provocaron ese desplazamiento y se suelta, es decir se inicia con una velocidad cero, para provocar un movimiento de vibración libre hasta que la estructura vuelve a su reposo. La respuesta de la estructura, su desplazamiento vs tiempo, se presenta a continuación en la Figura 31:

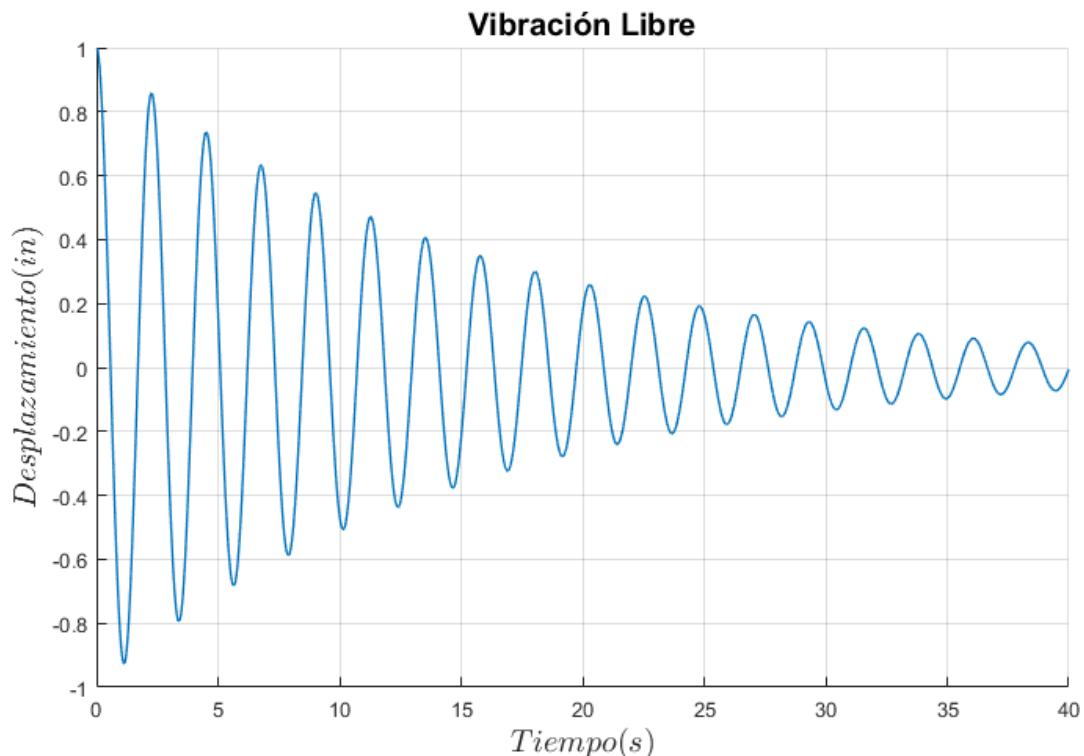


Figura 31. Respuesta a vibración libre

En esta figura se puede evidenciar claramente el efecto del amortiguamiento, puesto que con el avance del tiempo la estructura se acerca al reposo; caso contrario la amplitud del desplazamiento sería constante y la estructura se mantendría moviendo infinitamente.

3.3.2. Verificación del amortiguamiento

Una de las formas de verificación de la tasa de amortiguamiento impuesta en una estructura se realiza mediante el análisis del decaimiento logarítmico del movimiento que obtiene una relación entre dos picos máximos sucesivos de una vibración libre amortiguada [29].



Esta relación está dada por la ecuación:

$$\frac{u(t_1)}{u(t_1+T_D)} = \exp\left(\frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}\right) \quad (30)$$

Donde, $\frac{u(t_1)}{u(t_1+T_D)}$ representa la relación de los picos sucesivos máximos obtenidos a partir de la respuesta del sistema y ξ es la razón de amortiguamiento de la estructura.

El logaritmo natural de esta relación, llamado decremento logarítmico, se indica mediante δ :

$$\delta = \ln\left(\frac{u(t_1)}{u(t_1+T_D)}\right) = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (31)$$

Despejando de (25) el valor de ξ se puede obtener la razón de amortiguamiento a partir de la relación δ .

En la Tabla 14 se presenta el resumen de cálculos realizados para la verificación de la taza de amortiguamiento ξ :

Tabla 14. Verificación de amortiguamiento

Verificación de ξ

t_1 (s)	2.25
$u(t_1)$ (in)	0.8582
$t_2=t_1+T_D$ (s)	4.50
$u(t_2)$ (in)	0.7363
δ	0.1532
ξ (%)	2.44

Para un mejor entendimiento, en la Figura 32 se presenta la respuesta de la estructura a la vibración libre y el decremento logarítmico del movimiento, evidenciándose que las curvas logarítmicas actúan como una envolvente de la respuesta y por tanto permiten estimar la taza de amortiguamiento del sistema.

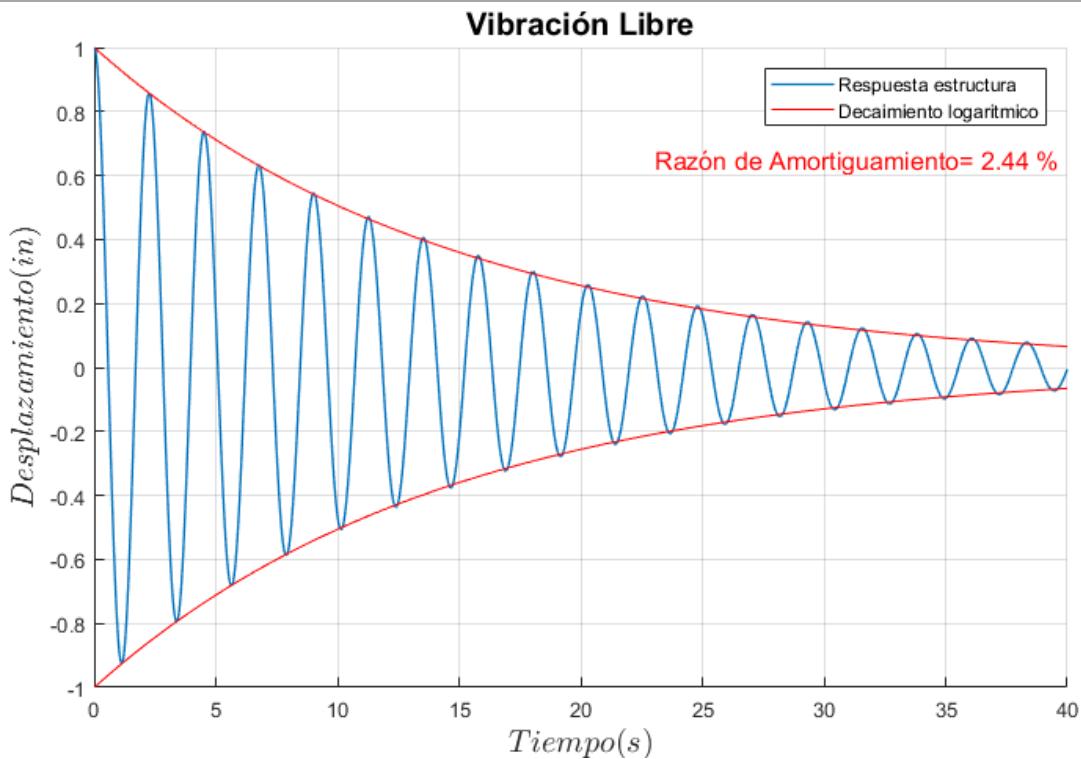


Figura 32. Decaimiento logarítmico en respuesta de la estructura

El coeficiente ξ impuesto a la estructura mediante el amortiguamiento Rayleigh en el modelo es de 2.50%, sin embargo, al realizar la verificación se evidencia que la taza que en realidad está trabajando en la estructura es de 2.44%. La razón de esta diferencia es que el amortiguamiento está aplicado únicamente a los elementos elásticos y no en las rótulas elasto-plásticas que también deberían incluir. No obstante, se omite su inclusión para evitar la generación falsos momentos amortiguados en las uniones de los elementos [10].



4. ANÁLISIS POR DESEMPEÑO

El análisis sísmico por desempeño consiste en someter a la estructura a sismos de diferentes magnitudes mediante un análisis dinámico no lineal y verificar si su comportamiento o diseño es adecuado en función de los criterios de aceptabilidad de cada uno de los niveles de desempeño o magnitudes sísmicas. Este proceso se lo realiza con el objetivo de evaluar la respuesta de la estructura ante posibles acciones sísmicas a lo largo del tiempo y así determinar hasta qué nivel de sismicidad se mantiene funcional y garantiza la seguridad de sus ocupantes.

En la Tabla 15, se clasifica los sismos según los niveles de peligro y su periodo de retorno como se indica en NEC-SE-DS [13],

Tabla 15. Niveles de amenaza sísmico [12].

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr (años)	Tasa de excedencia ($1/Tr$)
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

Cada uno de estos niveles de amenaza se asocia a un nivel de desempeño sísmico, obteniendo los siguientes:

- Nivel de Servicio (sismo menor):** Periodo de retorno de 72 años. Se espera que no ocurra ningún daño tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales.
- Nivel de Ocupación (sismo moderado):** Periodo de retorno de 225 años. Se espera un mínimo de daño en componentes estructurales y un daño casi nulo en componentes no estructurales.
- Nivel de Seguridad de Vida (sismo severo):** Este nivel de desempeño corresponde al sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años. Su objetivo general es preservar la vida de sus ocupantes. Se espera que la estructura trabaje en el rango inelástico experimentando daño en componentes estructurales y no estructurales.

d) Nivel de Prevención de Colapso (sismo extremo): Periodo de retorno de 2500 años, conocido como MCE (Maximum Considered Earthquake). Se aplica principalmente a estructuras de ocupación esencial. Se espera daños mayores en sus componentes no estructurales y estructurales, pero estos últimos deben evitar el colapso de la estructura.

Para someter la estructura a tres de estos niveles de desempeño (72,475 y 2500 años) como lo indica NEC-SE-DS [13] es necesario obtener espectros sísmicos en función del periodo de retorno de cada nivel y posteriormente escalar los sismos de análisis al espectro objetivo como lo indica ASCE 7-16 [17].

4.1. Espectros sísmicos suavizados

Debido a las diferentes características que presentan los sismos, una construcción no puede ser diseñada para resistir un terremoto en particular en una zona dada, sino que debe realizarse a partir de espectros suavizados que representan la respuesta a varios terremotos típicos de la zona. Estos se obtienen generalmente mediante procedimiento estadísticos.

En el capítulo 11 de ASCE 7-16 [17] se presenta un espectro suavizado de 4 partes en función de dos parámetros S_s y S_1 (Figura 33) que se pueden obtener para cada nivel de sismicidad.

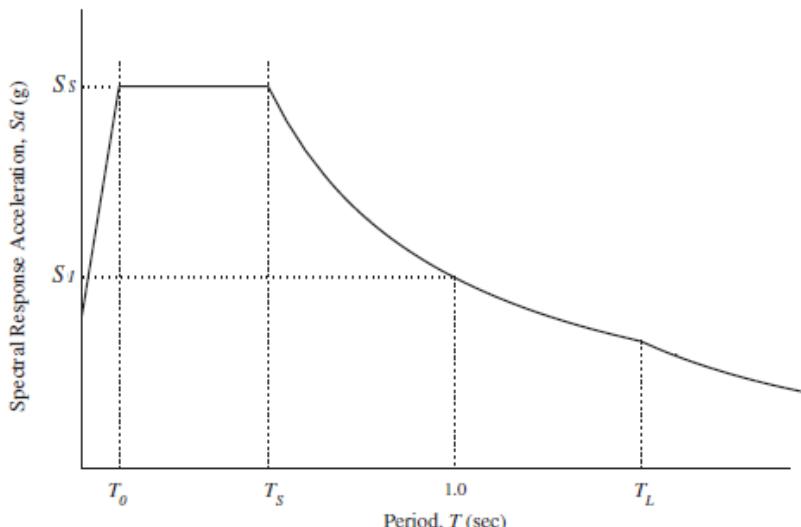


Figura 33. Espectro suavizado ASCE7-16 [16]

Las ecuaciones para el cálculo de la aceleración espectral (S_a) son las siguientes:



$$\begin{aligned} S_a &= S_s \left(0.4 + \frac{0.6T}{T_0} \right) && \text{Si } T < T_0 \\ S_a &= S_s && \text{Si } T_0 < T < T_s \\ S_a &= \frac{S_1}{T} && \text{Si } T_s < T < T_L \\ S_a &= \frac{S_1 T_L}{T^2} && \text{Si } T_L < T \end{aligned} \tag{32}$$

Donde,

S_a , Aceleración espectral.

S_s , Aceleración de respuesta espectral para periodos cortos.

S_1 , Aceleración de respuesta espectral para el periodo de 1 segundo.

T , Periodo fundamental de la estructura.

T_o , 0.2 (S_1/S_s)

T_s , S_1/S_s

Los parámetros S_s y S_1 deben ser estimados para cada nivel de desempeño. En FEMA P695 se presentan los valores para el nivel de desempeño MCE con periodo de 2500 años en función de la categoría de diseño. Se toman los valores pertenecientes a la categoría D_{max} para la que fue diseñada la estructura [21].

Para el nivel de desempeño de diseño, con periodo de 475 años, los parámetros S_s y S_1 son iguales a dos tercios de los valores de MCE, según ASCE 7-16 [17].

Para el espectro de 72 años, correspondiente al nivel de servicio, los parámetros S_s y S_1 se estiman a partir de la metodología especificada en FEMA 356 [30]. Se utiliza la ecuación (33) aplicable para periodos de retorno menores a 475 años.

$$S_i = S_{i\ 10/50} \left(\frac{T_R}{475} \right)^n \tag{33}$$

Donde,

S_i , Parámetro a escalar.

$S_{i\ 10/50}$, Parámetro del espectro de diseño.

T_r , Periodo de retorno objetivo.

n , Factor de región, igual a 0.44 tomado de tabla 1-2 de FEMA 356 [28]



Los valores de S_s y S_1 utilizados para cada nivel de desempeño se presentan a continuación en la Tabla 16:

Tabla 16. Parámetros S_s y S_1 por nivel de desempeño

Nivel de desempeño	S_s	S_1
MCE	1.50	0.90
Diseño	1.00	0.60
Servicio	0.44	0.26

Los espectros suavizados obtenidos a partir de los valores anteriores se observan en la Figura 34:

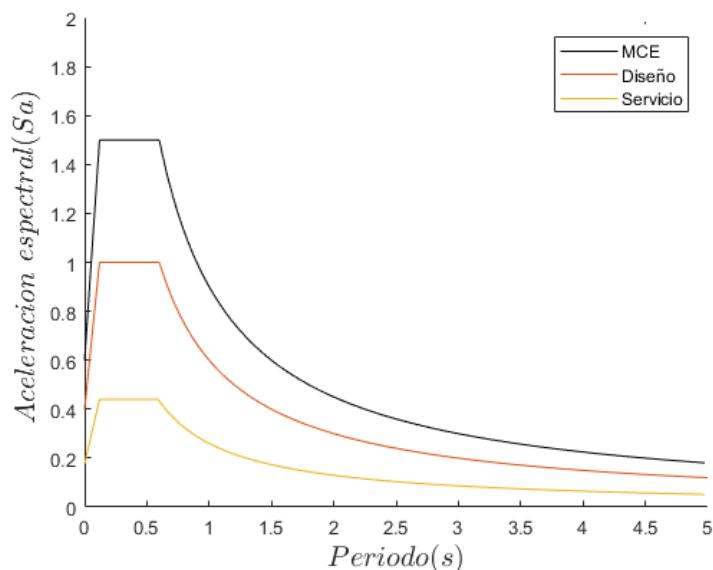


Figura 34. Espectros por nivel de desempeño.

4.2. Escalamiento de sismos

Según ASCE 7-16 [17], un conjunto de no menos de 11 registros sísmicos debe ser seleccionado y escalado para cada espectro objetivo. Cada registro consiste en un par de componentes horizontales ortogonales del movimiento de piso. Estos registros deben ser seleccionados de eventos con características similares de condiciones suelo, magnitud, distancia a la falla y otras que se puede presentar en la zona de estudio.

Para este proyecto se obtiene 11 registros sísmicos de la base de datos de PEER NGA [31], los cuales se muestran en la Tabla 17. Sus acelerogramas se presentan en el Anexo 3.



Tabla 17. Registros sísmicos

ID No.	Año	Sismos		Registros Sísmicos	
		Nombre	Componente1	Componente 2	
1	1990	Manjil, Iran	ABBAR--L	ABBAR--T	
2	1999	Duzce, Turquía	BOL000	BOL090	
3	1989	Loma Prieta	CAP000	CAP090	
4	1999	Kocaeli, Turquía	DZC180	DZC270	
5	1989	Loma Prieta	G03000	G03090	
6	1999	Hector Mine	HEC000	HEC090	
7	1994	Northridge	LOS000	LOS270	
8	1994	Northridge	MUL009	MUL279	
9	1995	Kobe, Japón	NIS000	NIS090	
10	1992	Cape Mendocino	RIO270	RIO360	
11	1995	Kobe, Japón	SHI000	SHI090	

Para su escalamiento se sigue el procedimiento detallado en ASCE 7-16 [17], pero previamente se realiza una normalización de estos sismos como indica FEMA P695 [21] para contrarrestar la variabilidad de los registros.

El factor de normalización para cada par de sismos se calcula mediante (34):

$$NM_i = \text{mediana}(PGV_{PEER}) / PGV_{PEER,i} \quad (34)$$

Donde,

NM_i , Factor de normalización para el par de componentes del registro i .

$PGV_{PEER,i}$, Velocidad máxima del registro i , tomada como la media geométrica del PGV de las dos componentes horizontales.

$\text{mediana}(PGV_{PEER})$, Mediana de todos los $PGV_{PEER,i}$ del conjunto de registros.

Una vez normalizados los registros se realiza el escalamiento. A continuación, se presenta el procedimiento para el escalamiento al espectro MCE, para los otros dos niveles de desempeño el procedimiento es el mismo:

- 1) Se obtiene el espectro de respuesta de los 11 registros sísmicos (22 sismos) asumiendo un coeficiente de amortiguamiento de 5% (Figura 35).

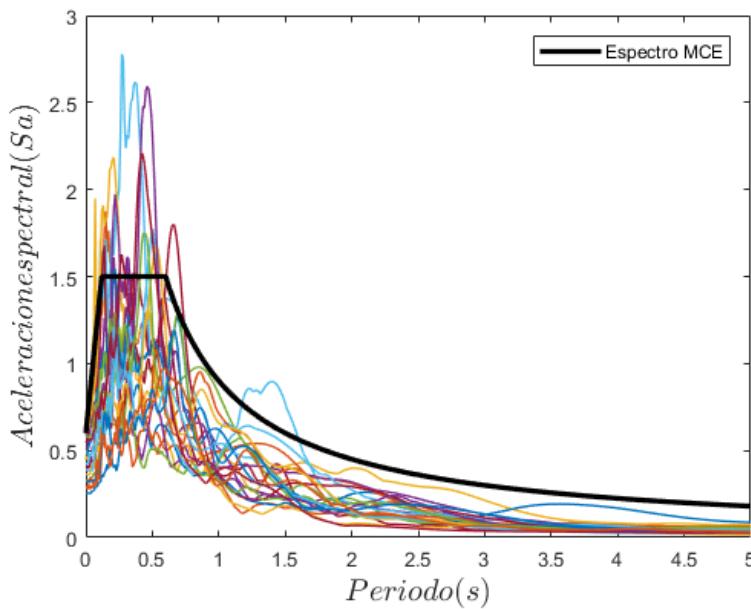


Figura 35. Escalamiento, espectros de respuesta.

- 2) Utilizando el método SRSS (square root of sum of squares), se obtiene un solo espectro para cada par de componentes (Figura 36).

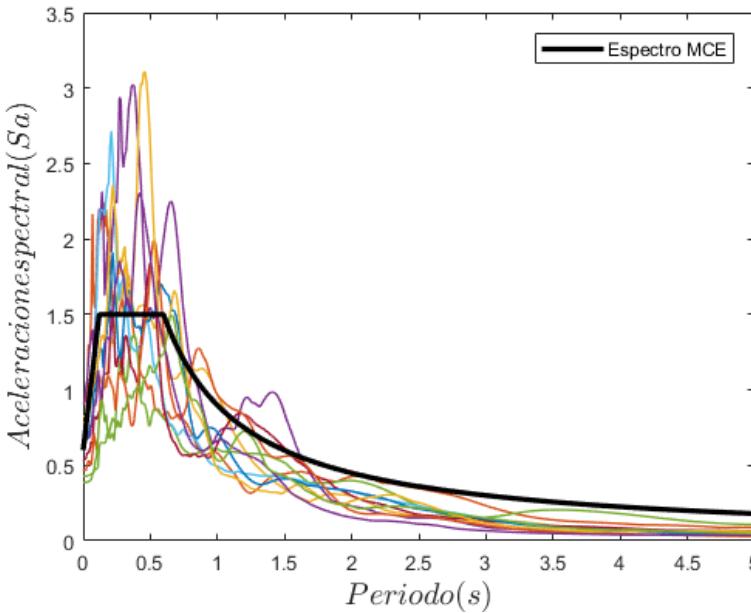


Figura 36. Escalamiento, SRSS.

- 3) Se determina un factor F_s para cada registro, de manera que al multiplicarlo por su espectro, este iguale el valor de aceleración del espectro MCE en el periodo fundamental de la estructura $T=2.32$. Los valores F_s calculados se muestran en la Tabla 18. Mientras que su efecto sobre los registros se observa en la Figura 37.

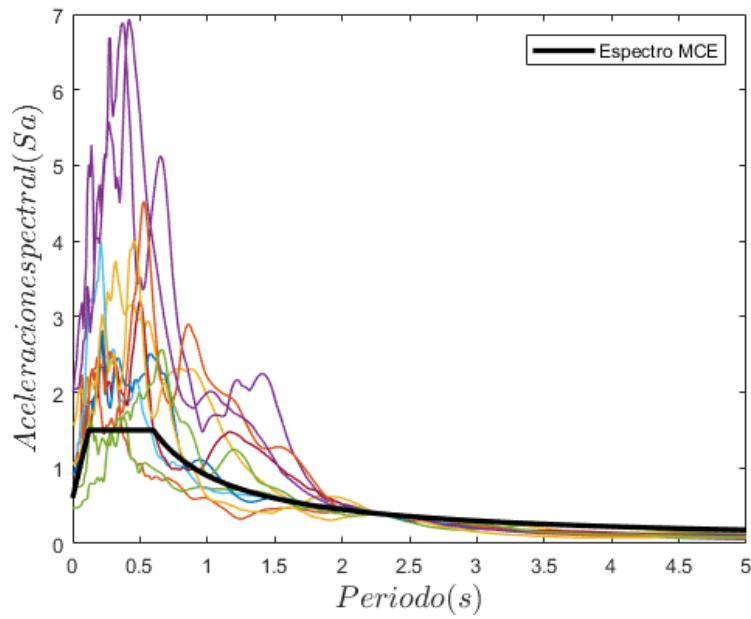


Figura 37. Escalamiento, Factor F_s .

- 4) Con todos los espectros de los registros multiplicados por su factor F_s se obtiene un espectro promedio de ellos (Figura 38).

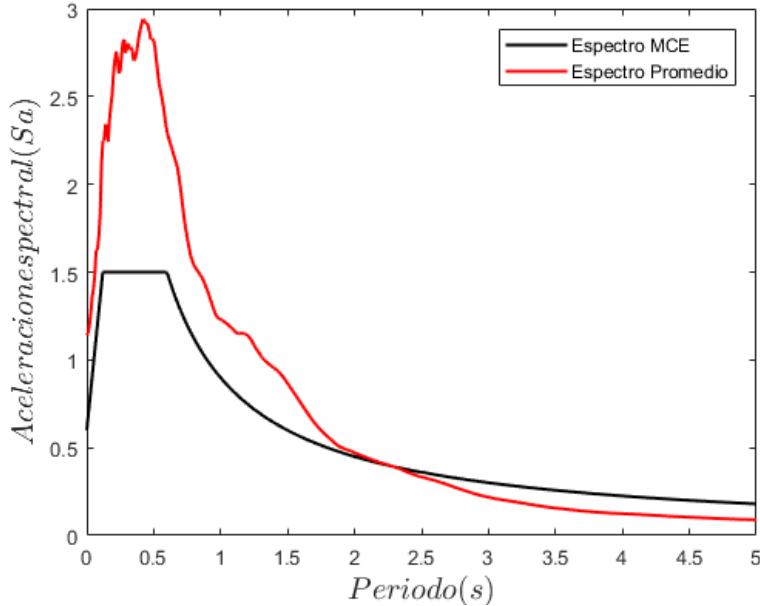


Figura 38. Escalamiento, Espectro Promedio

- 5) Se determina un factor S_s para el espectro promedio, de manera que al multiplicarlo este supere o al menos iguale la aceleración del espectro MCE en un rango comprendido entre $0.2T$ a $1.5T$ (Figura 39).

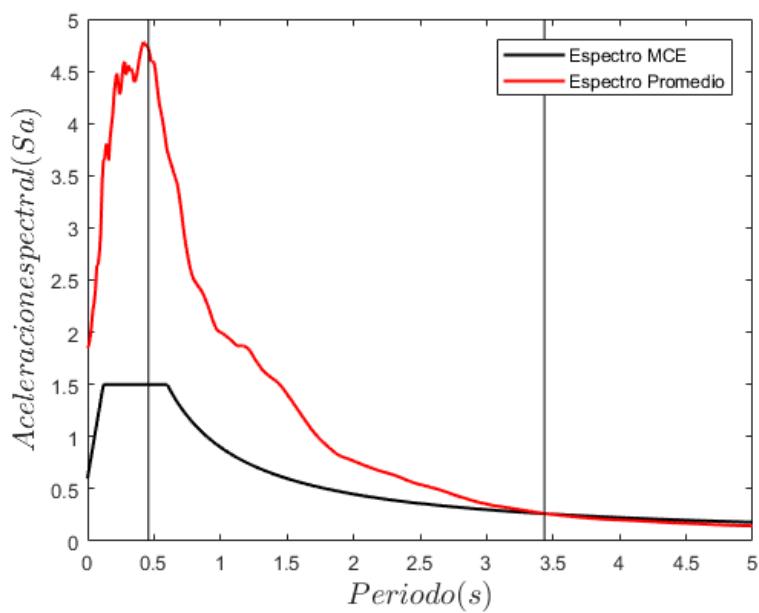


Figura 39. Escalamiento, Factor Ss.

- 6) El valor final de escalamiento para cada registro será la multiplicación de los factores de normalización NM , Fs y Ss . Estos valores se presentan en la Tabla 18 para los 11 sismos con que se realizará el análisis dinámico. Aunque ASCE 7-16 [17] indica que se debe realizar el análisis con las dos componentes del registro, se conoce que ese criterio es aplicado para estudios en 3D por lo que para nuestro proyecto se realizará el análisis tiempo historia únicamente con la componente de mayor PGA de cada registro.

Tabla 18. Factores de escalamiento MCE.

Factores MCE

	NM	FS	SS	Factor
<i>ABBAR--L</i>	0.899	1.03	1.62	1.51
<i>BOL000</i>	0.713	2.02	1.62	2.34
<i>CAP090</i>	1.318	2.27	1.62	4.88
<i>DZC270</i>	0.813	1.22	1.62	1.61
<i>G03000</i>	1.070	1.47	1.62	2.56
<i>HEC090</i>	1.239	1.74	1.62	3.51
<i>LOS270</i>	0.977	1.47	1.62	2.34
<i>MUL279</i>	0.700	2.27	1.62	2.58
<i>NIS000</i>	1.151	1.28	1.62	2.41
<i>RIO270</i>	1.000	3.00	1.62	4.89
<i>SHI090</i>	1.328	1.71	1.62	3.71



Los valores de escalamiento para los espectros con diferente periodo de retorno se muestran a continuación en la Tabla 19:

Tabla 19. Factores de escalamiento por nivel de desempeño.

	SERVICIO	DISEÑO	MCE
<i>ABBAR--L</i>	0.44	1.01	1.51
<i>BOL000</i>	0.68	1.56	2.34
<i>CAP090</i>	1.42	3.25	4.88
<i>DZC270</i>	0.47	1.08	1.61
<i>G03000</i>	0.74	1.71	2.56
<i>HEC090</i>	1.02	2.34	3.51
<i>LOS270</i>	0.68	1.56	2.34
<i>MUL279</i>	0.75	1.72	2.58
<i>NIS000</i>	0.70	1.60	2.41
<i>RIO270</i>	1.42	3.26	4.89
<i>SHI090</i>	1.08	2.47	3.71

4.3. Criterios de aceptabilidad por nivel de desempeño

El resultado positivo de un análisis por desempeño se basa en el cumplimiento de ciertos criterios de aceptabilidad establecidos para cada nivel de desempeño o magnitud sísmica y en la correcta convergencia de cada uno de los análisis dinámicos realizados sobre la estructura. En caso de no cumplir con alguno de ellos se considera como una “Respuesta Inaceptable” de la estructura, lo cual indica un diseño sísmico no adecuado y se requiere una revisión de la misma [17].

Existen varios criterios de aceptabilidad tanto a nivel global de estructura como a nivel de elemento. En este proyecto se analizará el criterio global de derivas de piso máximas, medidas como la mayor diferencia de deflexión de dos puntos alineados verticalmente en la parte superior e inferior del piso en consideración, a lo largo de cualquiera de los bordes de la estructura. El valor máximo de promedio de derivas para cada nivel de desempeño se muestra en la Tabla 20, tomados como un fragmento de la Tabla C1-3 de FEMA 356 [30].

Tabla 20. Derivas máximas por nivel de desempeño FEMA 356 [30]

	Deriva	MCE	Diseño	Servicio
<i>Pórticos de Acero Resistentes a Momentos</i>	Transitoria (%)	5	2.5	0.7
	Permanente (%)	4	1	0



La normativa ASCE 7, presenta criterios más conservadores para los niveles de prevención de colapso y de seguridad de vida. Este documento establece que el promedio de deriva de piso máxima no debe exceder el valor de dos veces el límite establecido en la Tabla 12.12-1 [17] en función del tipo de estructura y su categoría de riesgo.

La estructura de estudio es clasificada como “Otra estructura” y corresponde a una categoría de riesgo II. Por lo cual, el valor límite de diseño es igual a 0.02 y el valor máximo será de 0.04.

En la Tabla 21, se presentan los valores límites definitivos para el promedio de derivas de piso con los cuales se evalúa la estructura en el análisis por desempeño.

Tabla 21. Criterio de aceptabilidad de derivas de piso máximas.

	Deriva	MCE	Diseño	Servicio
<i>Pórticos de Acero Resistentes a Momentos</i>	Transitoria (%)	4	2	0.7
	Permanente (%)	4	1	0

4.4. Análisis Dinámico no Lineal

El análisis dinámico no lineal consiste en someter a la estructura a la acción de un sismo, representado por un registro de aceleración de piso, para obtener las fuerzas y desplazamientos de cada uno de sus elementos. Este análisis se realiza con el objetivo de demostrar criterios de resistencia, rigidez y ductilidad adecuados para resistir el máximo sismo considerado (MCE) con un rendimiento aceptable.

La no linealidad está incluida directamente en el modelo computacional y permite observar el verdadero comportamiento de la estructura sin reducir la acción de los sismos.

El procedimiento a seguir se detalla en el Capítulo 16 de ASCE 7 [17] y en la sección 7.4.4 de ASCE 41 [28]. Uno de los principales problemas que se presenta es que este tipo de análisis puede ser muy sensible a las características de un solo registro sísmico por lo cual es recomendado someter a la estructura a un mayor número de sismos [28].

El análisis dinámico resuelve la ecuación de equilibrio dinámico para estructura con varios grados de libertad (34), en donde M, C y K son las



matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente. $\mathbf{x}(t)$ es el desplazamiento en el tiempo y $\mathbf{F}(t)$ es la fuerza sísmica dada por el registro de aceleración de piso. Para su integración se utiliza el método de Newmark de promedio constante.

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \mathbf{F}(t) \quad (34)$$

De cada análisis se obtiene el desplazamiento de cada nodo de la estructura para calcular las derivas de piso que son evaluadas con los criterios de aceptabilidad antes definidos. Además, se obtiene las curvas histeréticas de los elementos elasto-plásticos para verificar su comportamiento durante el movimiento.

4.5. Evaluación de Derivas y Aceptabilidad de Análisis

Los resultados de derivas de piso son obtenidos luego de realizar los análisis dinámicos no lineales, al someter a la estructura a la acción de los 11 sismos indicados en la sección 4.2 para cada uno de los niveles de desempeño.

La deriva transitoria es tomada como la máxima deriva en el tiempo que dura el análisis, mientras que la deriva permanente es calculada como el punto medio del último ciclo de movimiento de la estructura.

De estas derivas se obtiene el promedio para cada piso y se comprueba si este cumple o sobrepasa el límite de aceptabilidad.

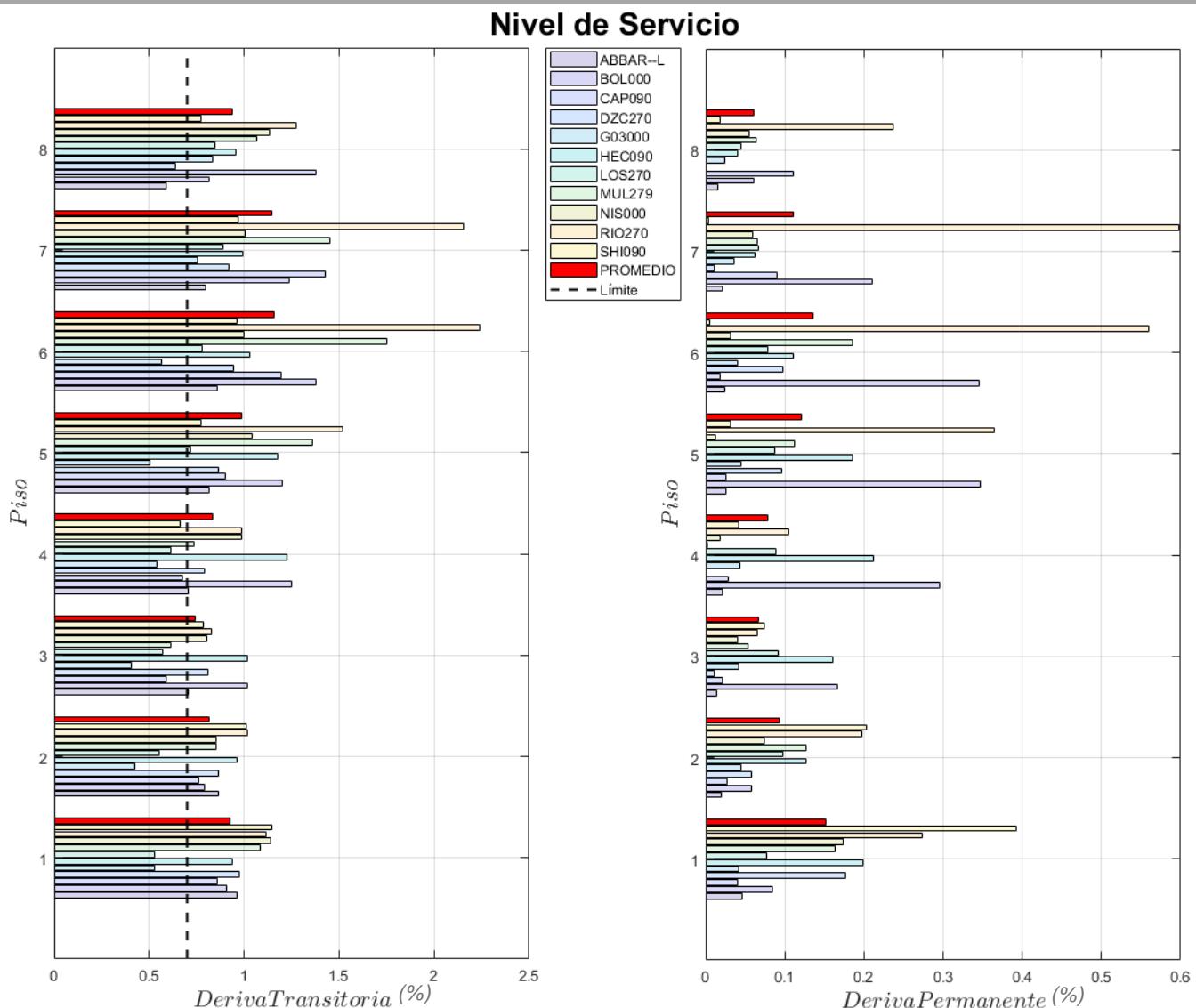


Figura 40. Resultado de derivas, nivel de servicio.

Para el nivel de servicio, presentado en la Figura 40, las derivas promedio de todos los pisos sobrepasan el límite de derivas transitorias y permanentes. La deriva transitoria mayor ocurre en el piso 6 mientras que la deriva permanente es mayor en el piso 1.

La deriva permanente máxima tiene un valor de 0.15% que representaría un desplazamiento de 0.27 pulgadas o 7 milímetros del primer piso con respecto a la base de la estructura. Este desplazamiento al ser pequeño no generaría daños estructurales ni no estructurales en el sistema.

La deriva transitoria sobrepasa el límite de 0.7%, sin embargo, al ser una estructura sin un uso especial se permite que a nivel de servicio las derivas sean mayores.

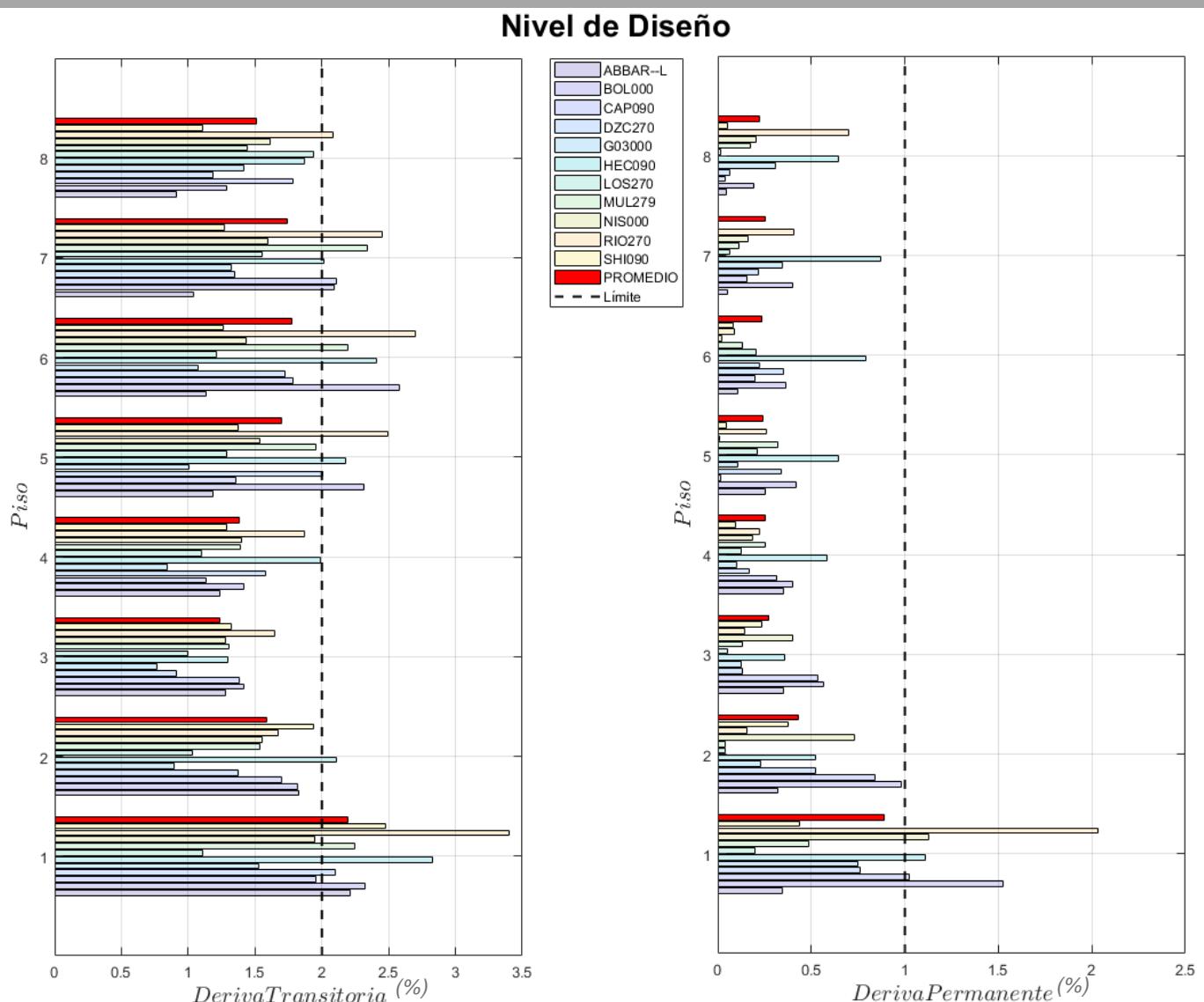


Figura 41. Resultado de derivas, nivel de diseño.

En cuanto al nivel de diseño (Figura 41), las derivas permanentes promedio de todos los pisos están por debajo del límite de 1%. Mientras que las derivas transitorias cumplen con el límite de 2% excepto en el primer piso donde se obtiene un valor de 2.2%.

Si consideramos el límite propuesto por FEMA 356 [30] de 2.5% para el nivel de diseño, el desempeño de la estructura sería adecuado, pero con un criterio menos conservador.

Debido a la cercanía de los valores de derivas obtenidos con los límites establecidos en las diferentes normativas es recomendable revisar el diseño de la estructura en análisis y reconsiderar algunos criterios de seguridad para la misma.

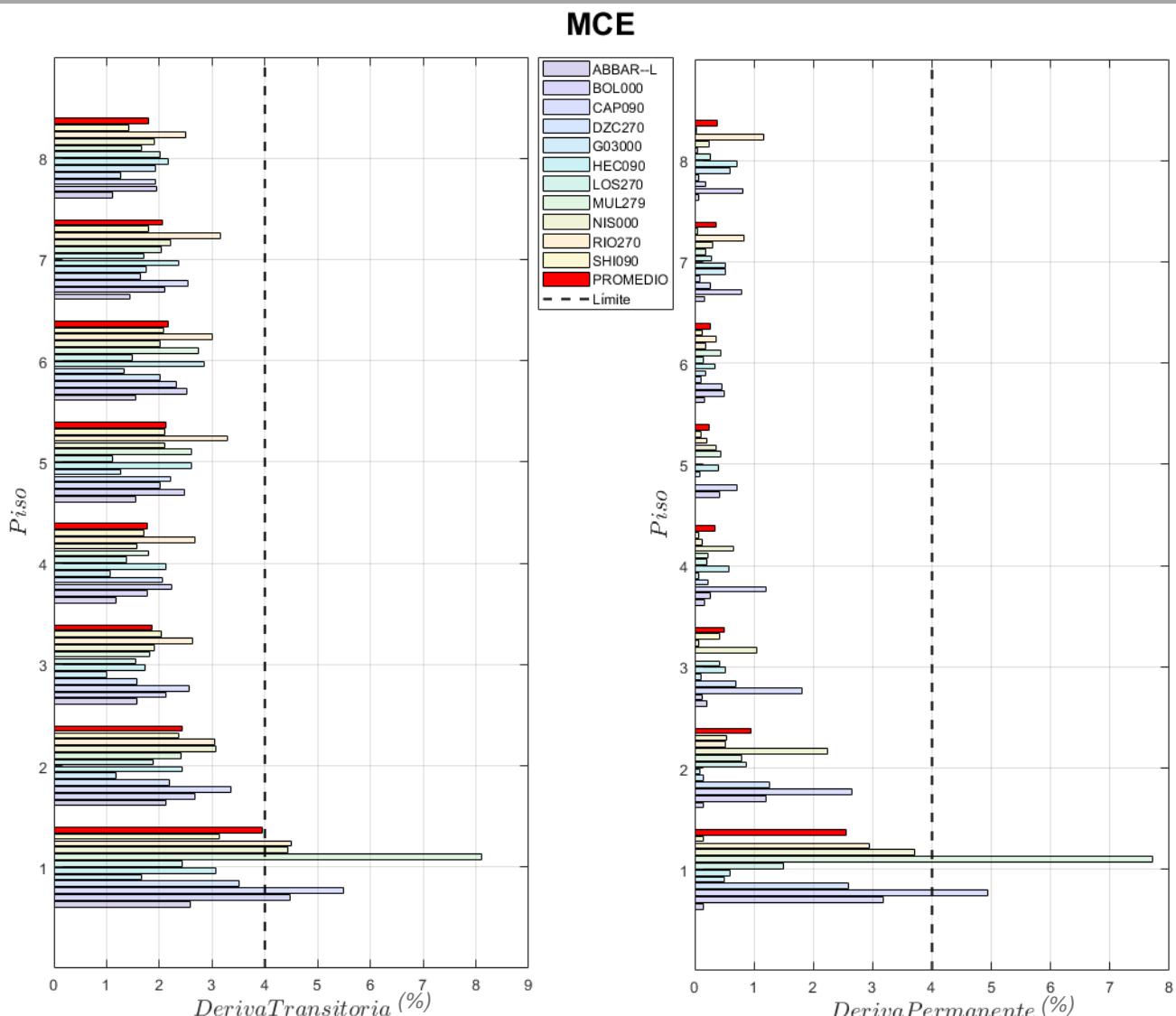


Figura 42. Resultado de derivas, nivel MCE.

En el nivel de Prevención de colapso (MCE) el límite de 4% para derivas promedio se cumple tanto en transitorias como permanentes. El máximo valor se da en el primer piso con un promedio de 3.95%. Lo cual indicaría que la estructura cumple con los criterios de aceptabilidad en este nivel de desempeño. Sin embargo, se puede observar que algunos de los sismos provocarían el colapso en la estructura.

El sismo más representativo es el de Northridge (MUL279) que provoca en la estructura una deriva transitoria y permanente aproximada a 8% en el primer piso. Ante este registro sísmico la estructura presentaría daños irreparables tanto a nivel estructural como no estructural considerándose como un colapso total del sistema. Debido a su efecto sobre la estructura, se usará

la respuesta ante este sismo para analizar la secuencia de fluencia del sistema, la influencia de los efectos P-Delta y la reducción axial.

En resumen, los criterios de aceptabilidad se cumplen para los niveles de desempeño de diseño y MCE, aunque es recomendable una revisión de la estructura debido a su cercanía con los límites establecidos. Para el nivel de servicio el límite para derivas transitorias es bastante bajo debido a que las estructuras especiales como hospitales, estaciones de bombero, policía, etc., deben mantenerse serviciales durante la acción de un sismo de cualquier magnitud. Nuestra estructura al no ser de uso especial no cumple este límite y por tanto no tiene un buen desempeño en el nivel de servicio.

4.6. Secuencia de fluencia

Al igual que en análisis Pushover (Sección 3.2.2) la secuencia de fluencia durante un análisis dinámico nos permite observar el comportamiento de los distintos elementos en el tiempo y su relación con un movimiento cíclico de la estructura, contrario al desplazamiento monotónico que se presentaba en el Pushover.

En esta sección se observa mediante el uso de figuras el orden en que fluyen los elementos. Además, se presenta la curva histerética de una de las rótulas de una columna del primer piso, la cual está representada en la primera gráfica con un círculo negro, para analizar su comportamiento. La fluencia de los elementos se marcará en rojo una vez que se produzca.

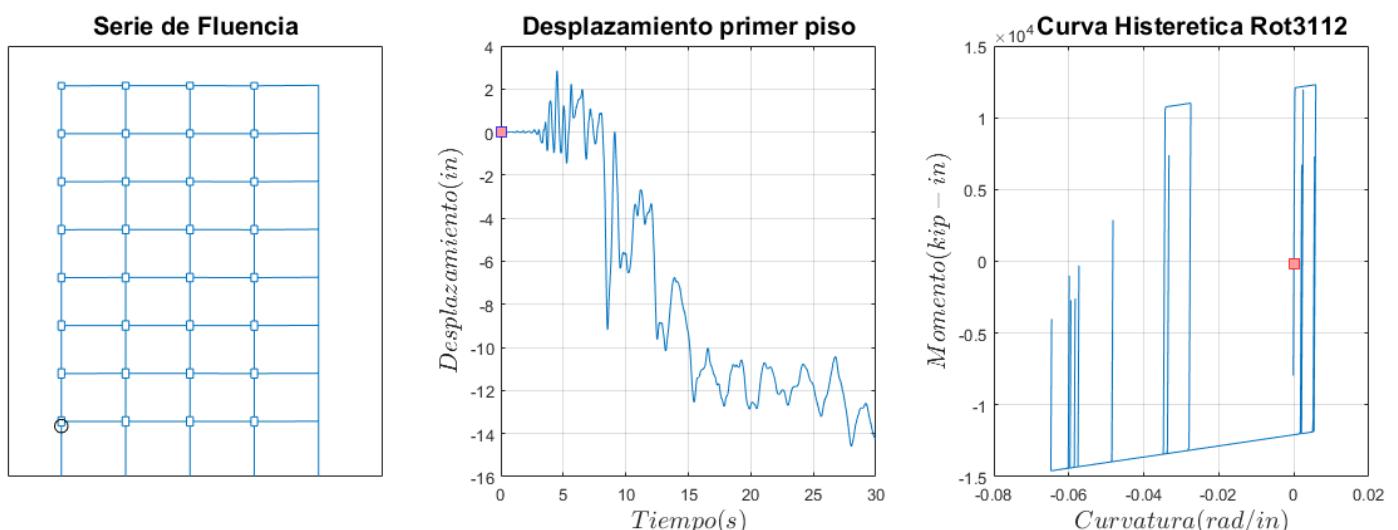


Figura 43. Secuencia de fluencia Análisis Dinámico, inicio.

En la Figura 43 se puede observar a la estructura en equilibrio antes de empezar el análisis Dinámico. Las curvas de desplazamiento e histerética no presentan ningún desplazamiento ni curvatura inicial. El avance a través de las curvas mencionadas se mostrará mediante un indicador cuadrado para mejor entendimiento del análisis.

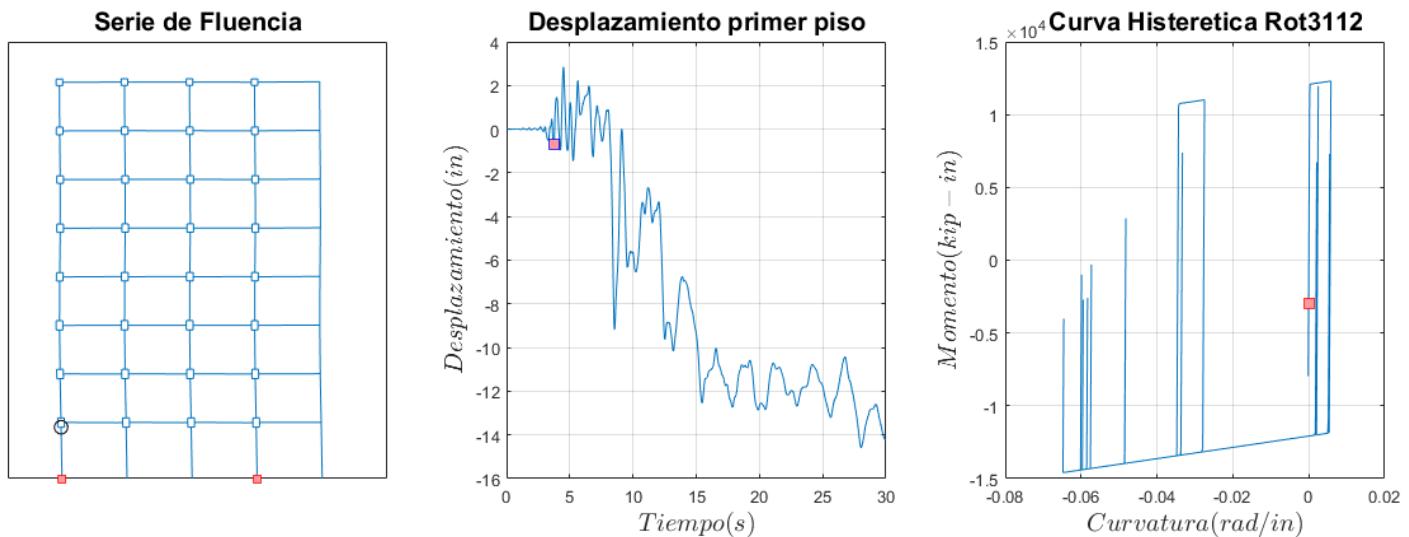


Figura 44. Secuencia de Fluencia Análisis Dinámico, primeras fluencias

Al igual que en el análisis Pushover, los primeros elementos en fluir son las rótulas de las bases de las columnas externas del primer piso como se observa en la Figura 44, esto debido a la gran carga axial que soportan y al movimiento cíclico que soporta la estructura por encima de ellas. El desplazamiento de la parte superior del primer piso con respecto a la base es de 0.8 pulgadas que representa una deriva en el primer piso del 0.5%. Esta fluencia temprana se debe a la gran reducción axial que se realiza en las columnas.

Al mismo tiempo, la rótula superior de la columna externa de la cual se muestra la curva histerética se mantiene con su rigidez inicial, pero con curvatura y momento negativos debido al movimiento de la estructura hacia la izquierda en ese instante.

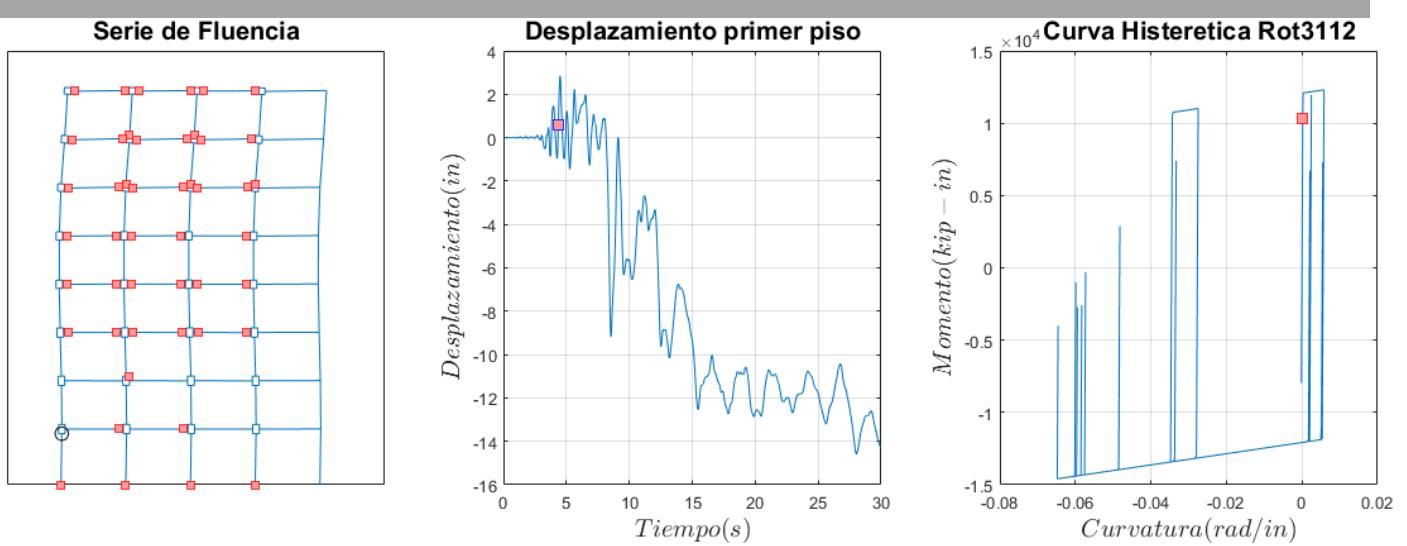


Figura 45. Secuencia de Fluencia Análisis Dinámico, Fluencia de elementos pisos superiores.

En la Figura 45, se puede observar un correcto comportamiento de la estructura puesto que se da primero la fluencia de la mayoría de vigas y panel zones de los pisos superiores manteniéndose la estructura servicial y con poco daño en la parte baja donde no se presentan mayores desplazamientos. Este comportamiento ayuda a la estructura a mantenerse en funcionamiento durante las primeras etapas de los sismos preservando la seguridad de sus ocupantes.

En cuanto a la curva histerética, se observa que esta se acerca a su punto de fluencia debido a que los esfuerzos que tomaban los elementos de los pisos superiores se redistribuyen hacia las columnas.

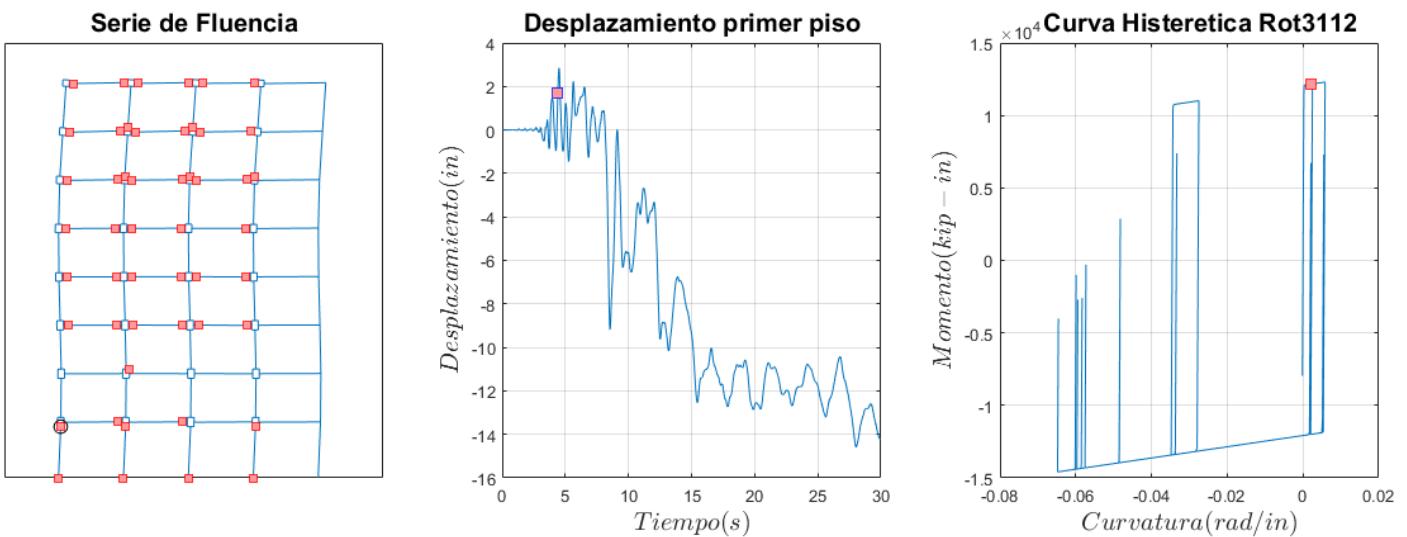
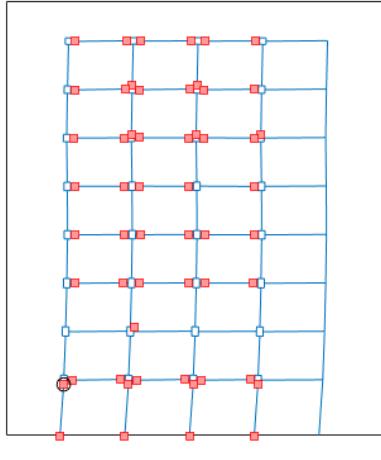


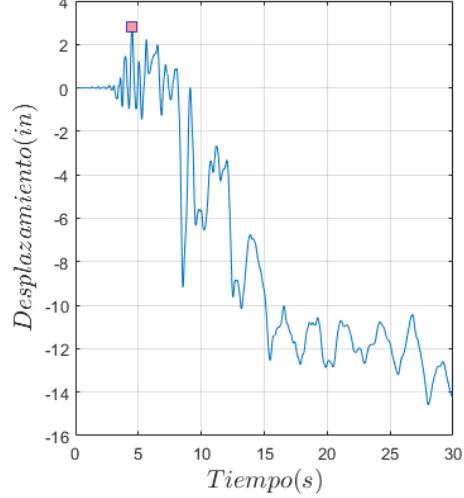
Figura 46. Secuencia de Fluencia Análisis Dinámico, Fluencia de elemento.

Con el avance del análisis, mostrado en la Figura 46, se observa como la curva histerética del elemento seleccionado muestra un cambio de rigidez total del elemento y por tanto su fluencia, el valor aproximado de momento igual a 12000 kip·in en que esto se produce puede ser comparados con el de calibración para asegurar su adecuado funcionamiento.

Serie de Fluencia



Desplazamiento primer piso



Curva Histeretica Rot3112

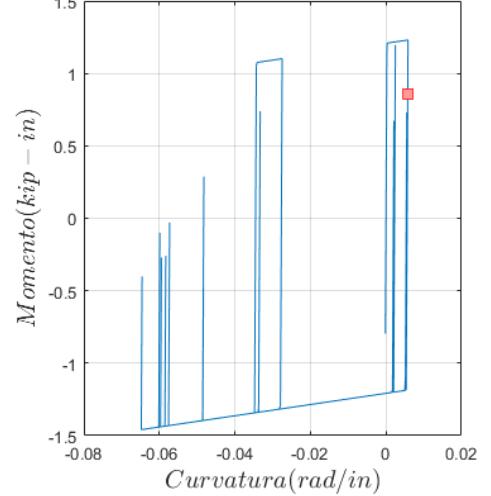
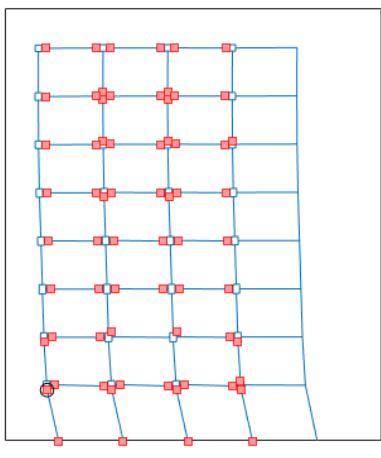


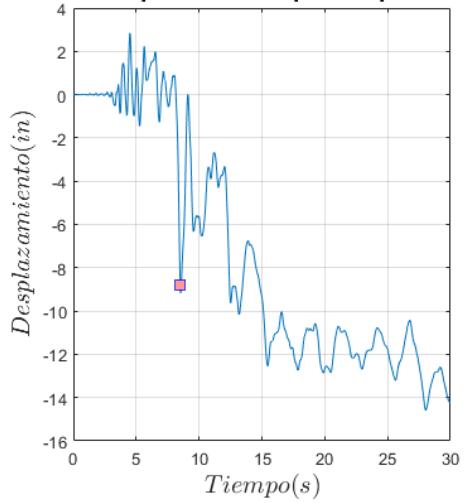
Figura 47. Secuencia de Fluencia Análisis Dinámico, Mecanismo piso débil.

Luego de la fluencia de las columnas del primer piso (Figura 47) se forma un mecanismo de piso débil, en donde la estructura deja de funcionar como una sola y el movimiento del primer piso no acompaña el de los pisos superiores. Además, los elementos redistribuyen sus esfuerzos debido a los constantes ciclos de carga y descarga, pero mantienen deformaciones residuales mayores.

Serie de Fluencia



Desplazamiento primer piso



Curva Histeretica Rot3112

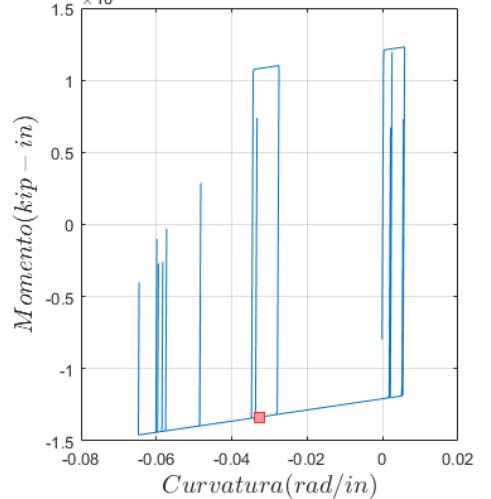


Figura 48. Secuencia de Fluencia Análisis Dinámico, Pérdida de capacidad.

Así se mantiene la estructura durante algunos segundos más de movimiento, hasta que un mayor número de columnas llegan a la fluencia, como se muestra en la Figura 48, con lo cual se produce una pérdida de capacidad del sistema y con ello grandes desplazamientos. Eso también se puede ver demostrado en la gran deformación que se produce en el elemento tipo columna debido a los constantes ciclos de fluencia que desgastan el elemento.

A partir de ahí, el comportamiento de la estructura es una aproximación de la realidad puesto que el modelo solo predice la capacidad de fluencia de los elementos y no se conoce momentos de rotura ni pérdida total de capacidad. Considerándose aquello como una limitación del modelo empleado.

Incluso se considera que tales deformaciones producidas pueden provocar el colapso de la estructura con lo cual las aproximaciones siguientes no se producirían y quedarían tan solo como una solución matemática a la ecuación de movimiento.

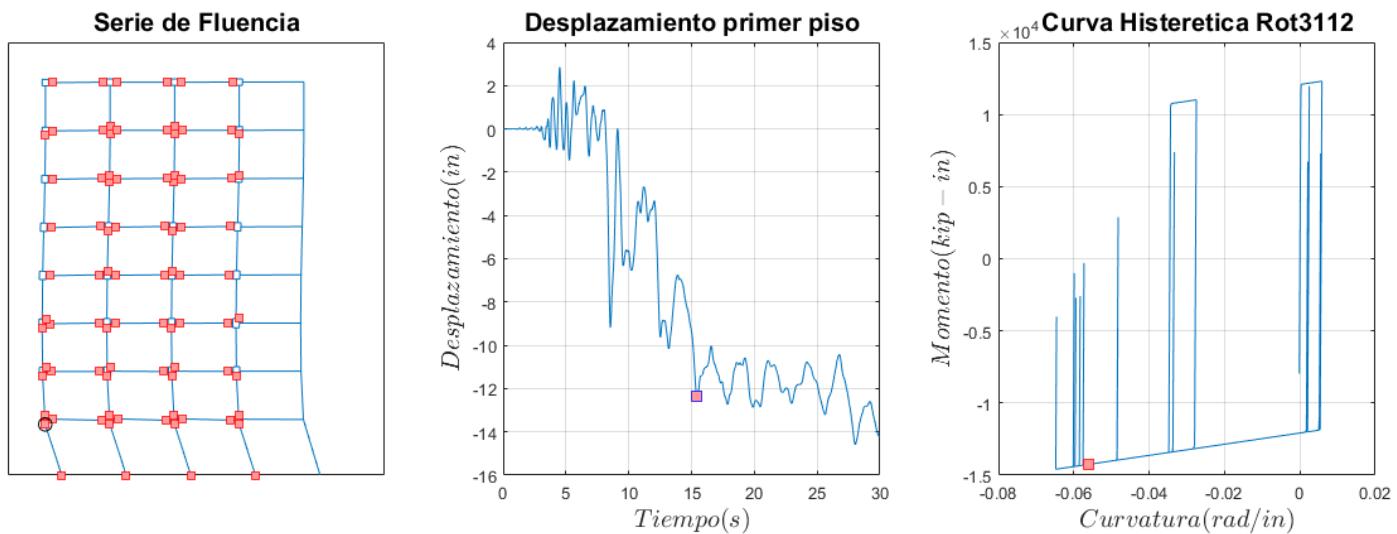


Figura 49. Secuencia de Fluencia Análisis Dinámico, Deformaciones residuales.

Finalmente, los desplazamientos mayores a 12 pulgadas que sufre la estructura en el primer piso, como se observa en la segunda gráfica de la Figura 49, producen deformaciones residuales en el sistema y sus diferentes elementos. Esto provocaría que la estructura no pueda volver a su configuración inicial con daños irreparables en elementos estructurales y no

estructurales. La estructura quedaría completamente obsoleta y sería necesaria su demolición.

Vale mencionar que esta es la respuesta a solo un sismo de nivel MCE. Las respuestas ante los demás sismos analizados son similares en los primeros instantes, pero después varían en función de su magnitud. Además, debido a lo sensible que es un análisis dinámico a los registros de movimiento no se puede asegurar que este sea el comportamiento verdadero de la estructura y por ello los criterios de aceptabilidad se basan en el promedio de los 11 sismos.

4.7. Influencia efecto P-Delta

Para poder analizar el efecto P-Delta sobre la respuesta de la estructura, se realiza un análisis dinámico con el sismo de Northridge (MUL279) sin incluir este tipo de efecto y se compara las respuestas tanto de desplazamiento como de derivas máximas (Figura 50).

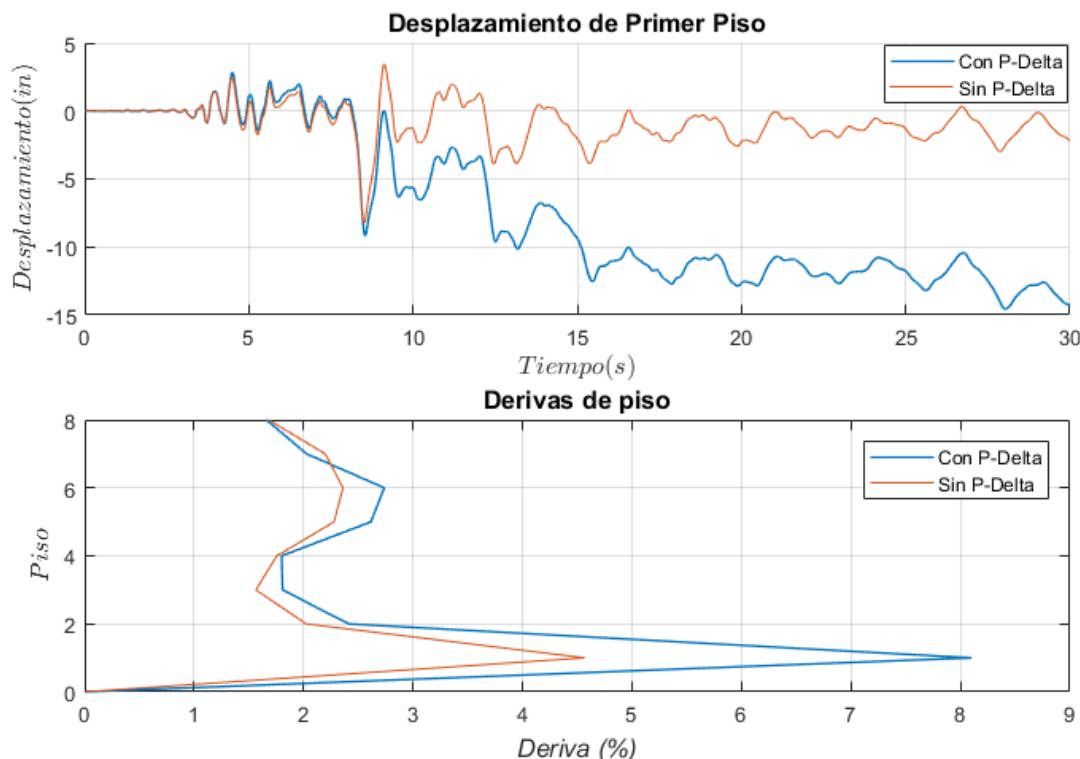


Figura 50. Análisis Dinámico, Influencia P-Delta.

En la respuesta de desplazamiento se puede observar que, en los primeros instantes del movimiento, ante desplazamientos pequeños, la respuesta de los sistemas es bastante similar. No obstante, al sufrir un desplazamiento mayor a 9 pulgadas como el producido en el segundo 8



aproximadamente, la inclusión del efecto P-Delta empieza a influenciar la respuesta del sistema tal cual se observó en el análisis Pushover.

Este efecto reduce la carga que produce fluencia a la vez que reduce la rigidez elástica de la estructura proporcionándole menor capacidad como se observa en los segundos posteriores del movimiento. Además, produce el colapso de la estructura mediante una rigidez post-fluencia negativa que provoca grandes deformaciones.

Si no se incluye este efecto, la estructura presenta una respuesta completamente diferente a partir de sufrir un desplazamiento considerable. No se generaría el colapso y por tanto las deformaciones a lo largo de todo el movimiento son mucho menores. En cuanto a las derivas, podemos observar que las derivas máximas en todos los pisos disminuyen sobretodo en el primero que es en donde se produce el mecanismo de piso débil y la mayor pérdida de capacidad del sistema.

Mediante esta comparación se comprueba nuevamente que el efecto P-Delta controla la respuesta del sistema y por tanto es indispensable incluirlo en el análisis.

4.8. Influencia Reducción Axial

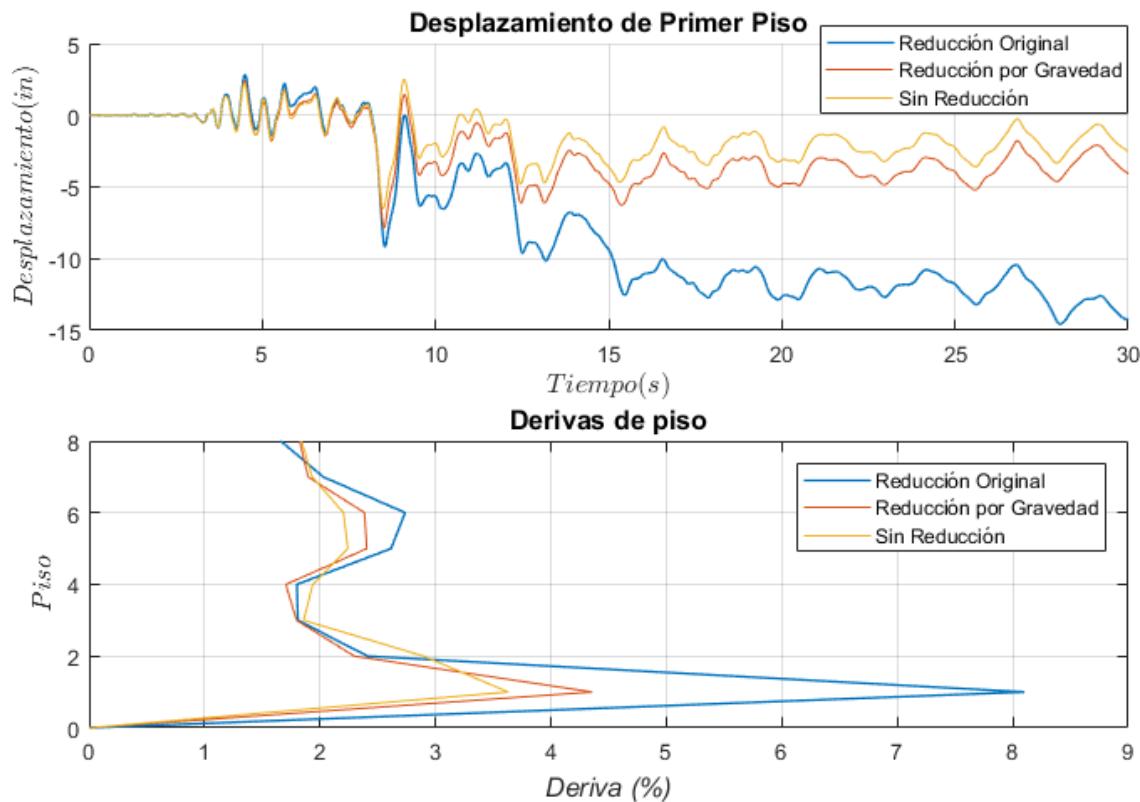


Figura 51. Análisis Dinámico, Influencia Reducción Axial.

La diferencia de reducciones axiales en las columnas en un análisis dinámico, al igual que en el Pushover, controlan la respuesta de la estructura cuando los desplazamientos son considerables y provocan la fluencia de los elementos. Para analizar su influencia, se compara la respuesta ante el sismo de Northridge (MUL279) con tres reducciones diferentes: la primera sin ningún tipo de reducción axial, la segunda con la reducción propuesta por Suzuki & Lignos [24] en función únicamente de las cargas de gravedad, y la tercera con la reducción utilizada en el modelo propuesto de la estructura [16] con la cual se obtuvo nuestro modelo final. Esta comparación se presenta en la Figura 51.

Las tres respuestas presentan un comportamiento similar en los primeros instantes del sismo. La influencia de la reducción se empieza a notar después de sufrir desplazamientos significativos. Mientras menor reducción axial se tenga mayores movimientos soportan las columnas y la formación del mecanismo de piso débil se aplaza en el tiempo debido a que se necesita mayores aceleraciones a que este se produzca.

Esta afirmación se puede comprobar en la Figura 52 donde se observa la estructura con la reducción por cargas de gravedad en el instante antes de que el mecanismo se produzca. Este fenómeno se forma mucho después a comparación de la secuencia de fluencia de la sección 4.6 en donde se trabaja con la reducción del modelo Ibarra-Medina-Krawinkler que incluye el efecto de fuerzas laterales.

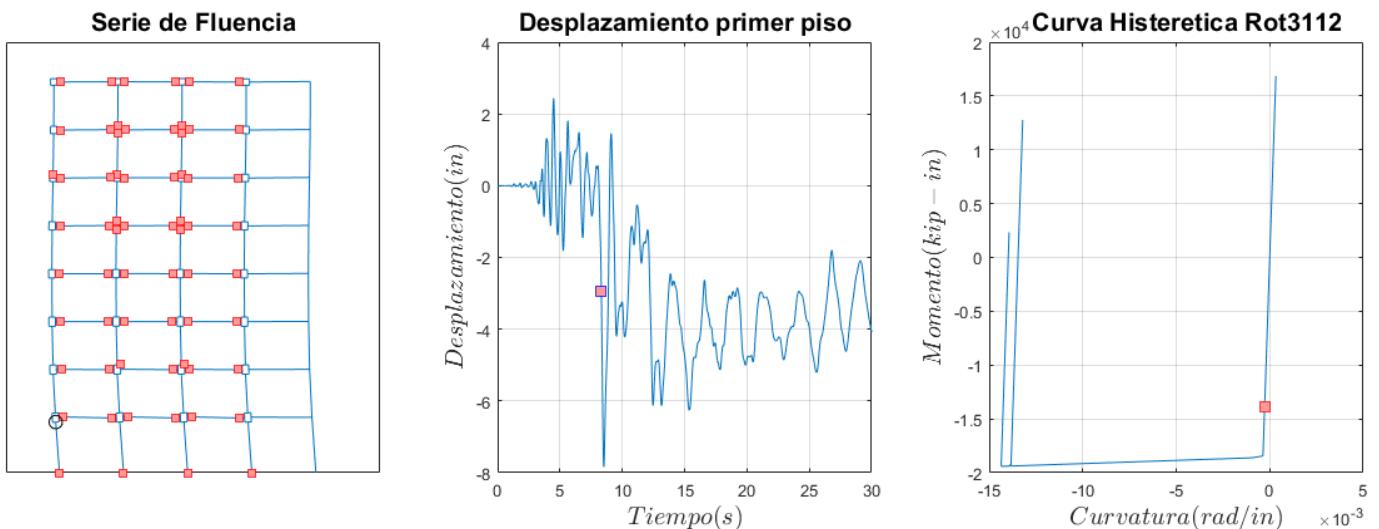


Figura 52. Formación de mecanismo, reducción por gravedad.

Además, la capacidad de la columna mostrada en la curva histerética es mucho mayor, aproximadamente 18000 kip·in, provocando menos ciclos de fluencia y con ello menor desgaste del elemento. La respuesta por tanto es muy diferente.

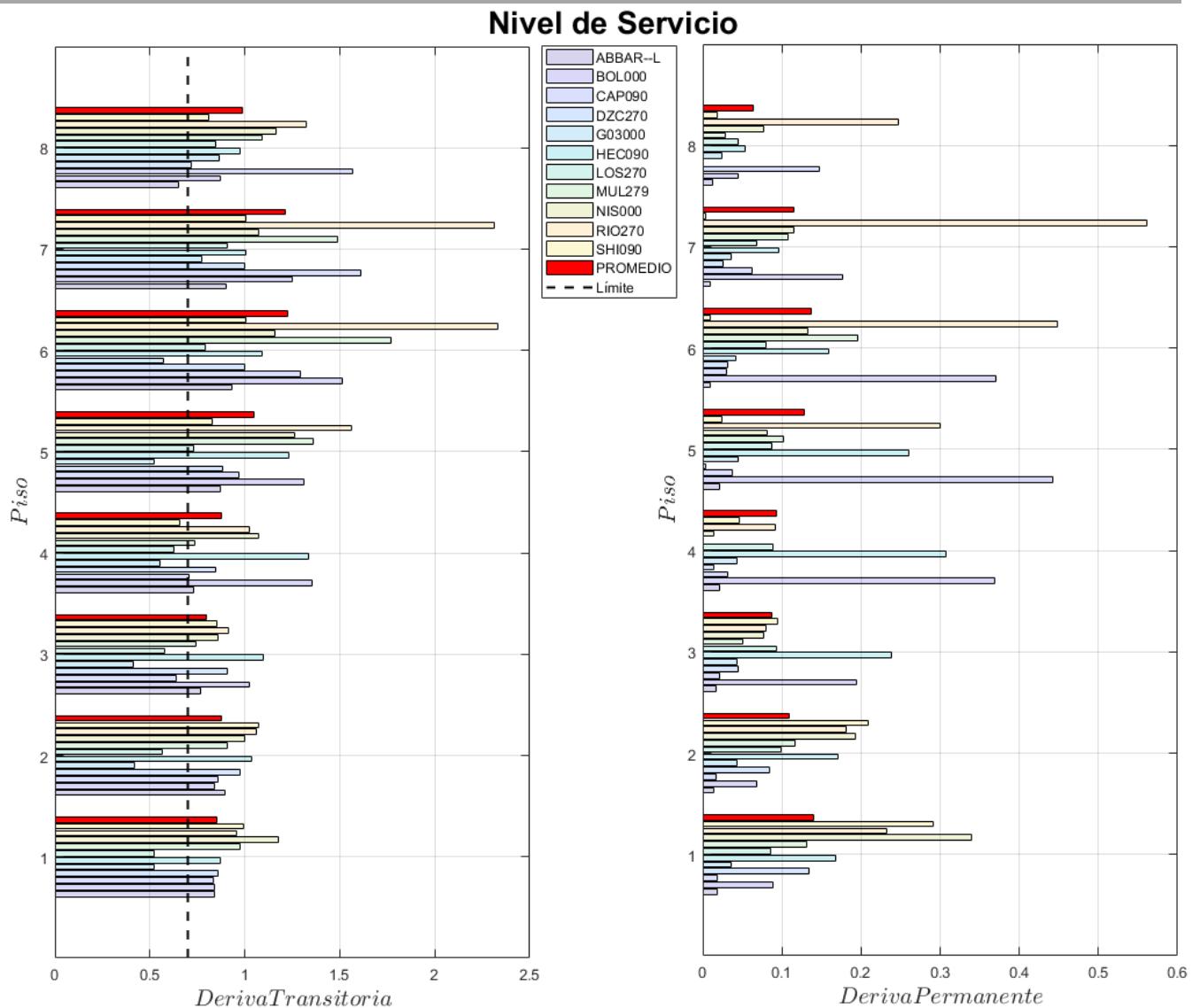


Figura 53. Derivas con Reducción por Gravedad, nivel de servicio.

Debido a la incertidumbre sobre la reducción axial adecuada para modelar la interacción fuerza axial-momento en pórticos especiales de acero sismorresistente y a las diferentes metodologías tomadas en cuenta (%) en este proyecto, se realizó el análisis por desempeño completo para la reducción axial por cargas de gravedad propuesta por Suzuki & Lignos [24]. Vale mencionar que esta forma de reducción es la más actual que se ha propuesto para este tipo de análisis, sin embargo, no se la utilizó para la modelación final de la estructura puesto que en el modelo más detallado con el que se compara los distintos resultados se utiliza la reducción incluyendo el efecto de las fuerzas laterales [16]. Para su comparación se muestran los resultados en los tres niveles de desempeño.

En el nivel de servicio, la respuesta de la estructura y con ello las derivas máximas de piso son similares como se presenta en la Figura 53. Esto debido a que los desplazamientos generados no son mayores, además no se generan mecanismos ni una falla total del sistema que es en donde se aprecia la influencia de las reducciones axiales. La estructura sigue sin cumplir el análisis para este nivel de desempeño puesto que no satisface el límite de 0.7% para derivas transitorias.

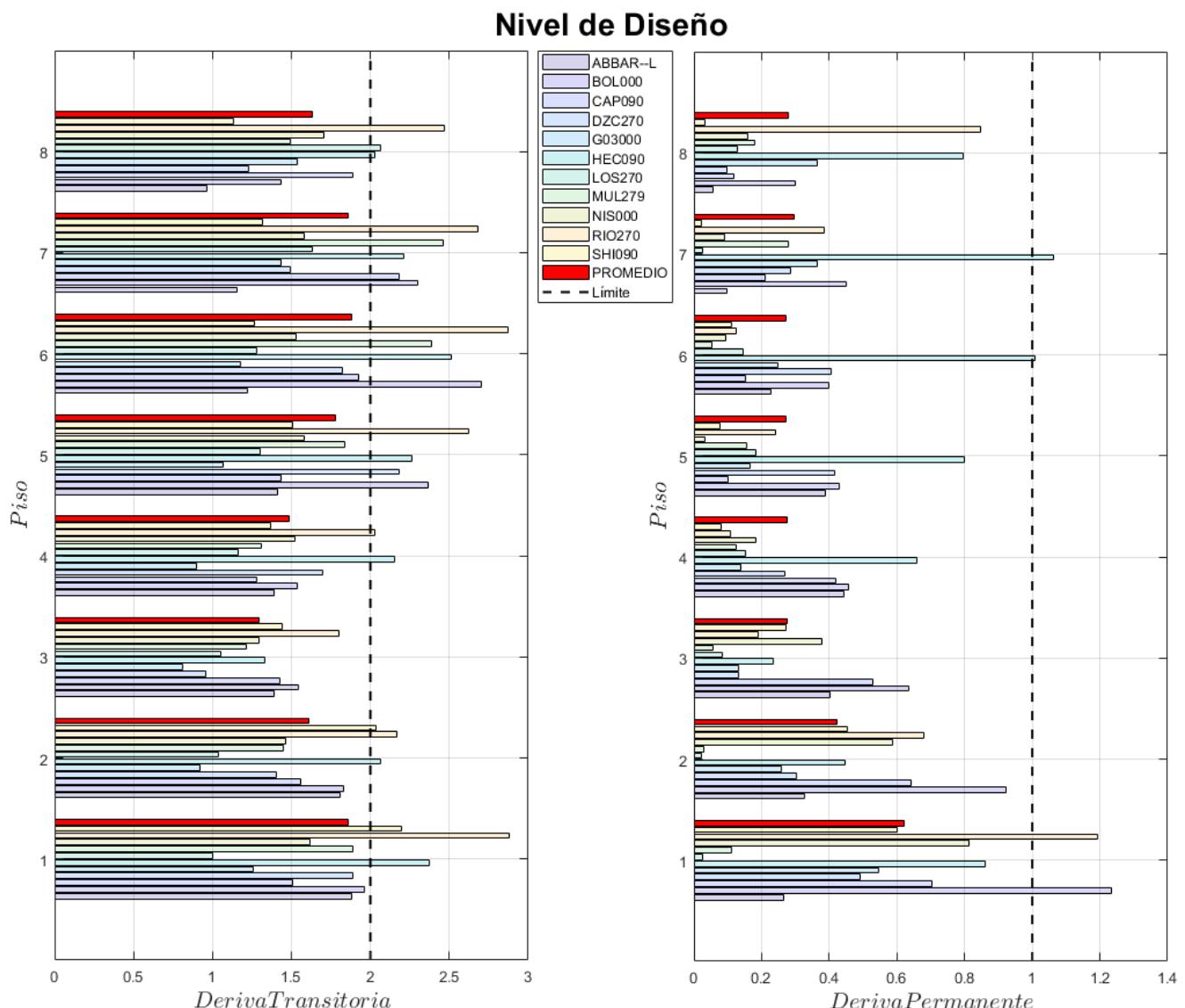


Figura 54. Derivas con Reducción por Gravedad, nivel de diseño.

En el nivel de diseño se pueden apreciar mayores diferencias (Figura 54), las derivas máximas transitorias están por debajo del límite de 2% en todos los pisos y por un margen importante. A su vez, las derivas permanentes también cumplen el límite de 1% con lo cual el diseño de la

estructura se podría considerar como aceptable para el funcionamiento ante este nivel de desempeño.

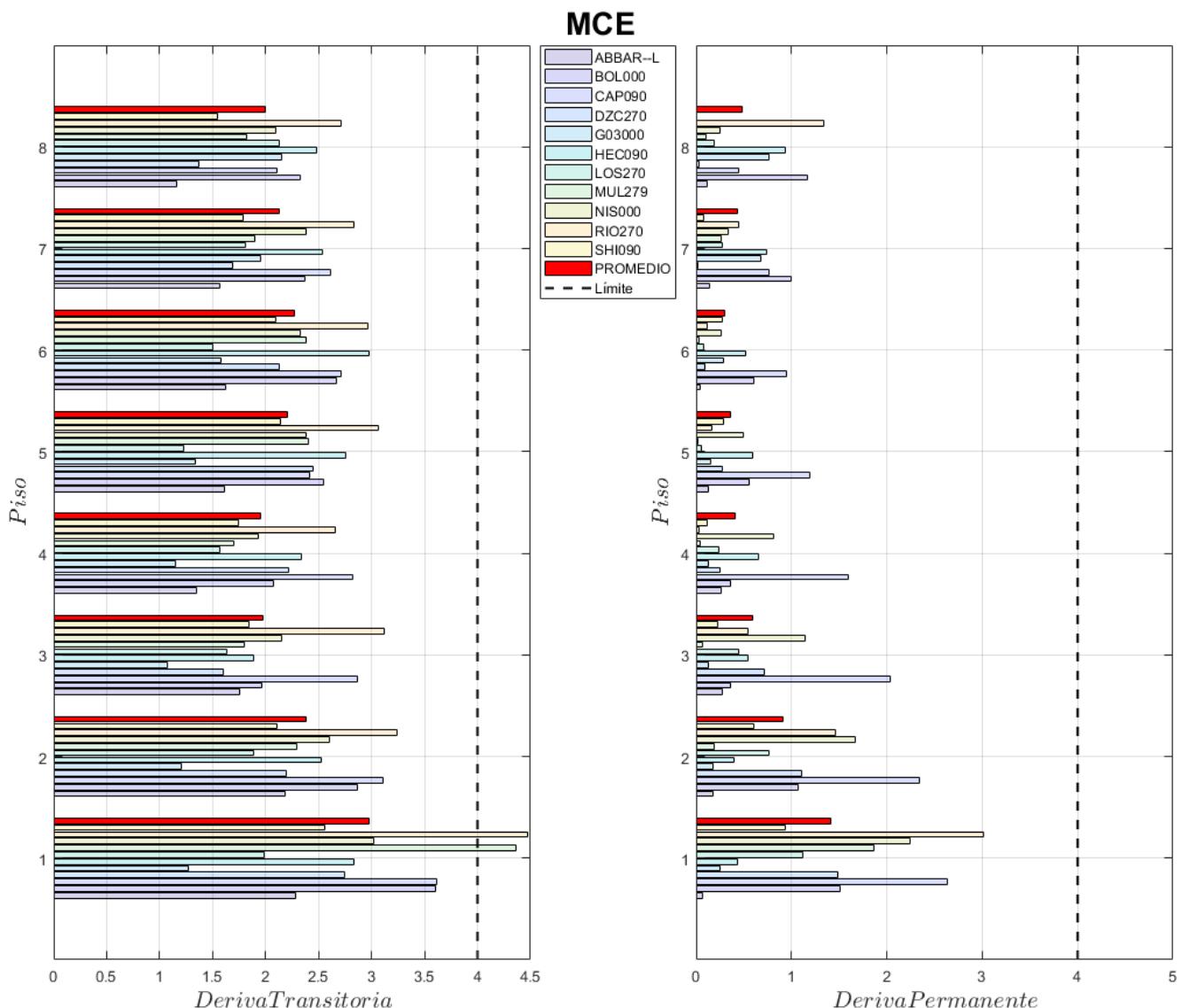


Figura 55. Derivas con Reducción por Gravedad, nivel MCE.

Finalmente, en el nivel de prevención de colapso MCE también se cumplen los criterios de aceptabilidad de derivas en todos los pisos. No obstante, muchos de los sismos que provocaban un colapso de la estructura en el análisis anterior no generan tal efecto puesto que las deriva máximas y desplazamientos son mucho menores. Incluso los sismos que generan los valores máximos son diferentes para cada modelo. En este caso se obtiene una deriva máxima de 4.5% con el sismo Cape Mendocino (RIO270) que es mucho menor a la de 8% generada en el análisis del modelo principal por el sismo Northridge (MUL279).



El análisis por desempeño, utilizando esta nueva reducción, se cumple para los niveles de diseño y MCE, y debido a su margen con los límites no se requiere un rediseño de la estructura. Para el nivel de servicio no se cumple debido a que no se trata de una estructura especial.

Todos estos resultados indican que la reducción axial es un factor importante a la hora de simular la respuesta de una estructura ante un evento sísmico, por lo cual es necesario incluirlo y definir una metodología definitiva para realizarla, evitando diferencias claras en el desempeño de uno u otro modelo.



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas a lo largo del desarrollo del proyecto, respondiendo principalmente a los objetivos planteados y a lo que se podría realizar a partir de su finalización.

- **Modelación de la Estructura**

La modelación de la estructura de análisis, realizada mediante un modelo de plasticidad concentrada con capacidad de formación de rótulas elasto-plásticas, mostró algunas ventajas y algunas limitaciones frente a modelos más detallados con los que se ha realizado estudios similares.

Una de las ventajas más importantes es la facilidad en la definición de los elementos tipo rótula, puesto que solo se necesita de tres parámetros de definición a comparación de los veinticinco o más parámetros que necesitan otro tipo de modelos. La calibración del factor b que define la relación entre la rigidez pos-fluencia y la rigidez rotacional inicial de endurecimiento, ayudándonos de las fórmulas desarrolladas por Ibarra et al. [10], permite que este modelo brinde resultados similares a los obtenidos en laboratorio al menos en las dos primeras etapas del material (rigidez elástica y rigidez pos-fluencia). Esto se comprueba mediante la comparación de resultados de los Análisis Modal y Pushover con los obtenidos por Zareian et al. [16] en donde se trabajó con un modelo constitutivo Bilin. Los valores de periodo, sobreresistencia y ductilidad son similares y varían principalmente por consideraciones externas al modelo como la distribución de cargas o masas que no fueron definidas en el modelo base.

Otra ventaja importante es el poco tiempo y trabajo computacional que emplea este modelo para realizar los análisis estáticos y dinámicos. Los tiempos comparados con modelos de plasticidad distribuida en donde se analiza cada sección del material constituyen una diferencia considerable.

En cuanto a las limitaciones del modelo, se encuentra la falta de capacidad para predecir la fuerza última o la deformación última de los elementos, puesto que el modelo constitutivo solo considera la fluencia del material. En algunos análisis que sobrepasan los límites de fluencia no se conoce si el material sigue trabajando adecuadamente o si se llega a una carga



última en la cual se perdería su capacidad y por tanto se daría la falla del elemento.

Por tanto, el modelo con rótulas elasto-plásticas se ajusta correctamente a modelos más detallados en los primeros instantes de los análisis, hasta que se produce la falla de los elementos en donde se deja de predecir su comportamiento y se considera una fluencia infinita.

- **Análisis Estáticos de Validación**

Los análisis Modal, Pushover y Vibración Libre nos permiten observar el comportamiento del sistema previo a los análisis dinámicos. Su realización es fundamental puesto que en sus resultados se manifiesta la correcta o mala inclusión de ciertos elementos dentro del modelo como son las rótulas plásticas, las conexiones viga-columna o el amortiguamiento, que al no realizarse adecuadamente cambian por completo la respuesta del sistema. Lo cual indica que, este tipo de análisis son esenciales para validar un modelo y poder utilizarlo en estudios siguientes.

La inclusión de la no linealidad dentro de los análisis estructurales permite simular de mejor manera lo que sucede en la realidad, puesto que como fue mencionado, actualmente se permite que las estructuras trabajen en el rango inelástico disminuyendo el tamaño de las estructuras y el costo de las mismas. Por tanto, es indispensable que los modelos tengan la capacidad de simular la respuesta no lineal del sistema logrando así predecir con mayor detalle su comportamiento.

- **Análisis por Desempeño**

El análisis por desempeño, basado en el análisis dinámico de la estructura ante 11 sismos escalados a tres niveles diferentes de desempeño (servicio, diseño, MCE) muestra un déficit de la estructura en cuanto al nivel de servicio (periodo de retorno de 72 años) puesto que no cumple los valores límite de deriva que constituyen el criterio de aceptabilidad del análisis. Una de las razones por las que esto ocurre es que esta estructura no está clasificada como una de tipo esencial o de uso especial en los que se requiere mayor límite de derivas ante sismos de cualquier magnitud.



En el nivel de diseño (periodo de retorno de 475 años) los valores obtenidos como resultado son aceptables pero muy cercanos a los límites máximos, por lo que para mayor seguridad es recomendable una revisión de la estructura con criterios más conservadores que garanticen un mejor desempeño ante sismos de esta magnitud.

Ante el nivel de prevención de colapso MCE (periodo de retorno de 2500 años) la estructura cumple con los criterios de aceptabilidad puesto que el promedio de derivas está por debajo del límite de 4% y todos los análisis convergen en cada paso de tiempo del análisis. En 5 de las 11 respuestas dinámicas en este nivel de desempeño se evidencia derivas considerables (mayores a 4%). Estas respuestas se podrían considerar como un posible colapso de la estructura, generado principalmente por un mecanismo de piso débil en los pisos inferiores como se observa en las secuencias de fluencia desarrolladas. Sin embargo, no se puede afirmar dicha suposición puesto que debido a la limitación del modelo no se conoce las capacidades últimas de los elementos y su comportamiento ante deformaciones tan grandes. Por tanto, se puede decir que este modelo no predice el colapso de las estructuras, pero nos permite tener una idea de la posible ocurrencia del mismo.

- **Influencia Efectos P-Delta y Reducción Axial**

Dentro de las investigaciones más importantes que se realizó durante este proyecto, están la influencia del efecto P-Delta y de la reducción axial en las columnas sobre la respuesta del sistema. El efecto P-Delta amplifica las deformaciones y los desplazamientos de los elementos de la estructura debido a una disminución de la rigidez elástica y una posible rigidez negativa pos-fluencia. Mientras que la reducción axial no modifica el comportamiento inicial de la estructura, pero reduce considerablemente la capacidad de las columnas que tengan una gran carga axial sobre ellas, provocando que su fluencia se produzca antes de lo esperado y llevando a la estructura a la formación de mecanismos de piso débil y al colapso.

Debido a la influencia de la reducción axial en los análisis dinámicos, como se demostró en la sección 4.8, es recomendable hacer un estudio más a detalles sobre este fenómeno y definir un solo procedimiento para la consideración de la interacción fuerza axial-momento en las columnas de los



modelos de plasticidad concentrada, con el objetivo de evitar las grandes diferencias que se producen en las respuestas del sistema como se pudo apreciar en los análisis realizados.

- **Softwares para Modelación, Análisis y Posprocesamiento**

El software OpenSees nos ha permitido realizar tanto la modelación estructural como también todos los análisis estáticos y dinámicos no lineales. Este programa es una herramienta muy utilizada en investigación a nivel mundial debido a su amplia biblioteca de materiales y análisis. Sin embargo, la falta de una interfaz gráfica para poder observar los análisis y los resultados, nos obligan a generar herramientas en programas auxiliares. En nuestro proyecto se utiliza el software Matlab para generar herramientas de posprocesamiento que nos ayudan a reunir la información generada en los análisis y así crear gráficas y tablas para la visualización de los resultados y el movimiento de la estructura.

- **Proyecto de Investigación**

Debido a las diferencias que genera en la respuesta de la estructura, la variación de características de un modelo con respecto a otro, es recomendable realizar una comparación a detalle de varios modelos que incluyan diferentes comportamientos tanto de plasticidad concentrada como distribuida.

El proyecto de investigación, del cual forma parte esta tesis, tiene como objetivo lo antes mencionado, determinar la influencia y pertinencia de cada modelo para responder a acciones sísmicas de diferentes magnitudes y verificar el desempeño sísmico de los componentes estructurales y no estructurales.



BIBLIOGRAFÍA

- [1] Aguiar Falconí, Roberto. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios (Primera)*. Quito, Ecuador.
- [2] Elsesser, E. (2004). *Seismically Resistant Design - Past, Present, Future. World Conference on Earthquake Engineering*.
- [3] Lestuzzi P., Badoux M (2003). *An Experimental Confirmation of the Equal Displacement Rule for RC Structural Walls*. IS- Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology Lausanne.
- [4] White, D. W. (1993). *Plastic-Hinge methods for advanced analysis of steel frames*. Journal of Constructional Steel Research, 24(2), 121-152. West Lafayette, Indiana, USA.
- [5] Inglessis, P. (1998). *Modelos simplificados de daño para el análisis de estructuras de acero*. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. Vol. 14, 279-292. Mérida, Venezuela.
- [6] Sivaselvan MV, Reinhorn AM. (1999). *Hysteretic models for deteriorating inelastic structures*. Journal of Engineering Mechanics 2000; 126: 633–640.
- [7] Menegotto M., Pinto P.E. (1973) *Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending*. IABSE Symposium of Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, International Association of Bridge and Structural Engineering, Libson, Portugal, Vol. 13: 15-22.
- [8] Ramberg W, Osgood WR. (1943). *Description of stress-strain curves by three parameters*. National Advisory Committee for Aeronautics. TN902. 1943
- [9] Chaboche JL. (1989). *Constitutive equations for cyclic plasticity and cyclic viscoplasticity*. International Journal of Plasticity 1989; 5:247–302.
- [10] Ibarra L.F., Medina R. A., and Krawinkler H. (2005). *Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(12), 1489-1511. Stanford University, Stanford, CA. USA.
- [11] Lignos D, Krawinkler H. (2009). *Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems under Seismic Excitations*. Report No. TR-172, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, California. USA.
- [12] Andaur, Diego. (2009). *Análisis del pandeo de barras de refuerzo longitudinal para hormigón armado basado en un modelo de plasticidad concentrada*. Universidad de Chile. Santiago, Chile.



- [13] NEC-SE-DS (2015). *Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente.* Quito, Ecuador.
- [14] Gupta, A., and Krawinkler, H. (1999). *Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures.* Technical Report 132, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA. USA.
- [15] Mazzoni S., McKenna F., Scott M. (2006). *OpenSees Command Language Manual.* University of California, Berkeley, USA.
- [16] Zareian F., Lignos D., Krawinkler H. (2010). *Evaluation of seismic collapse performance of steel special moment resisting frames using FEMA P695 (ATC-63) methodology.* Proceedings of structures Congress ASCE. New York, USA.
- [17] ASCE/SEI 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.* Virginia, USA.
- [18] NIST GCR 17-917-46v2. (2017) *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings. Part IIa -Steel Moment Frames.* National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD 20899-86000.
- [19] ANSI/AISC 341-05. (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.* Chicago, USA.
- [20] ANSI/AISC 358-05. (2005). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.* Chicago, USA.
- [21] FEMA P695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors.* Prepared by the Applied Technology Council (ATC), Federal Emergency Management Council (FEMA). Washington D.C., USA.
- [22] Jalali S.A., Banazadeh M., Abolmaali A., Tafakori E. (2012). *Probabilistic seismic demand assessment of steel moment frames with side-plate connections.* Department of Civil and Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran.
- [23] ANSI/AISC 360-10. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings.* Chicago, USA.
- [24] Suzuki Y., and Lignos D.G. (2015). *Large-scale collapse experiments of wide flange steel beam-columns, Proceedings.* 8th International Conference on the Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, Shanghai, China.
- [25] Charney, F. A. (2008). *Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures.* Journal of Structural Engineering, 134 (4), 581-592.

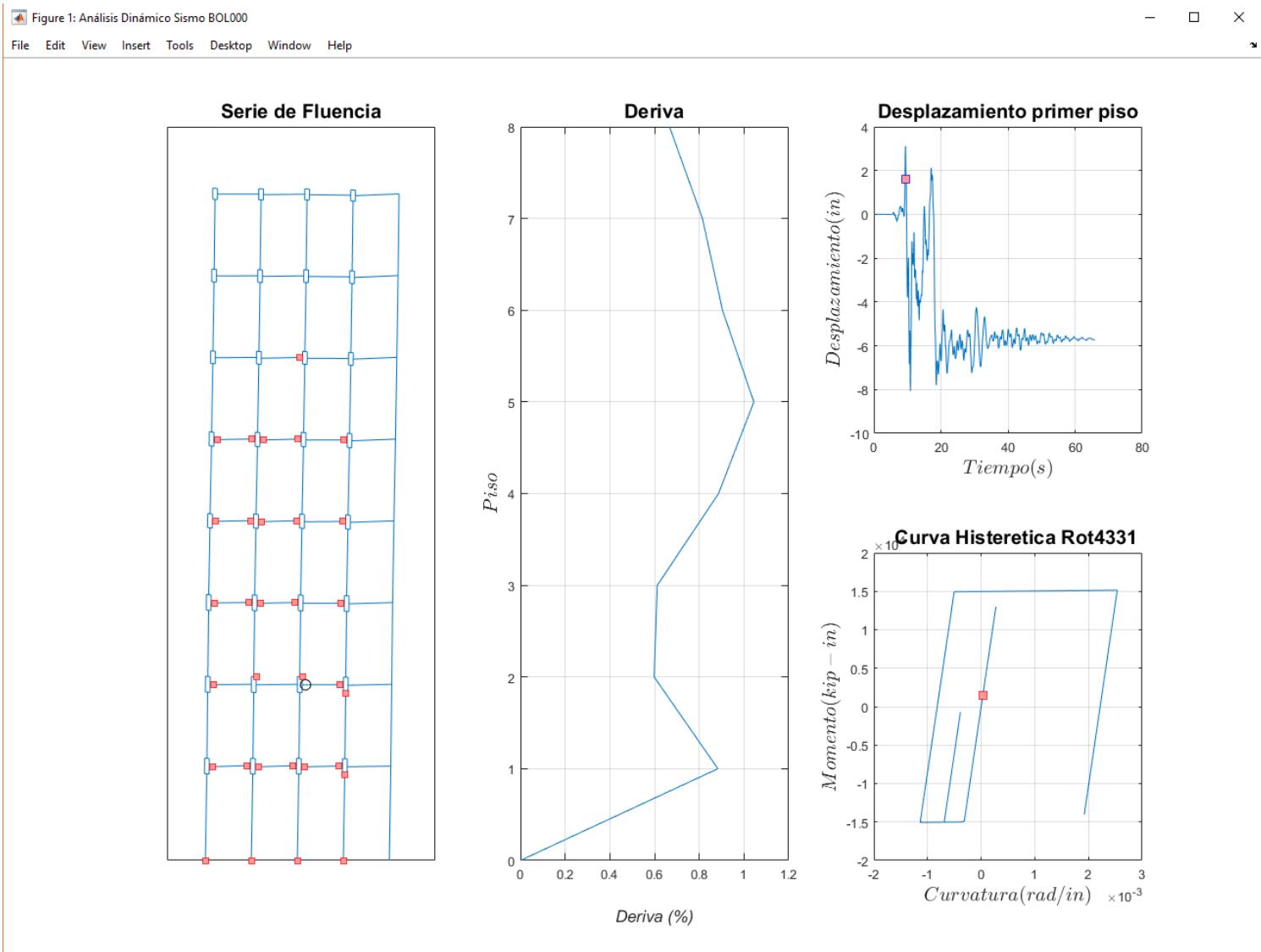


- [26] Zareian F., Medina R (2010). *A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems*. Computers & Structures 2010. 88. 45-53.
- [27] Ewins, D. J (2000). *Modal testing: theory, practice, and application* (2nd ed). Research Studies Press, Baldock, Hertfordshire, England; Philadelphia, PA
- [28] ASCE 41 (2013), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE Standard ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- [29] Chopra, A. (2012). *Dynamics of structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 4th Edition. University of California at Berkeley. USA
- [30] FEMA 356 (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Prepared by the American Society of Civil Engineers (ASCE), Federal Emergency Management Agency (FEMA). Washington D.C., USA.
- [31] PEER (2006). *PEER NGA Database*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, USA.

ANEXOS

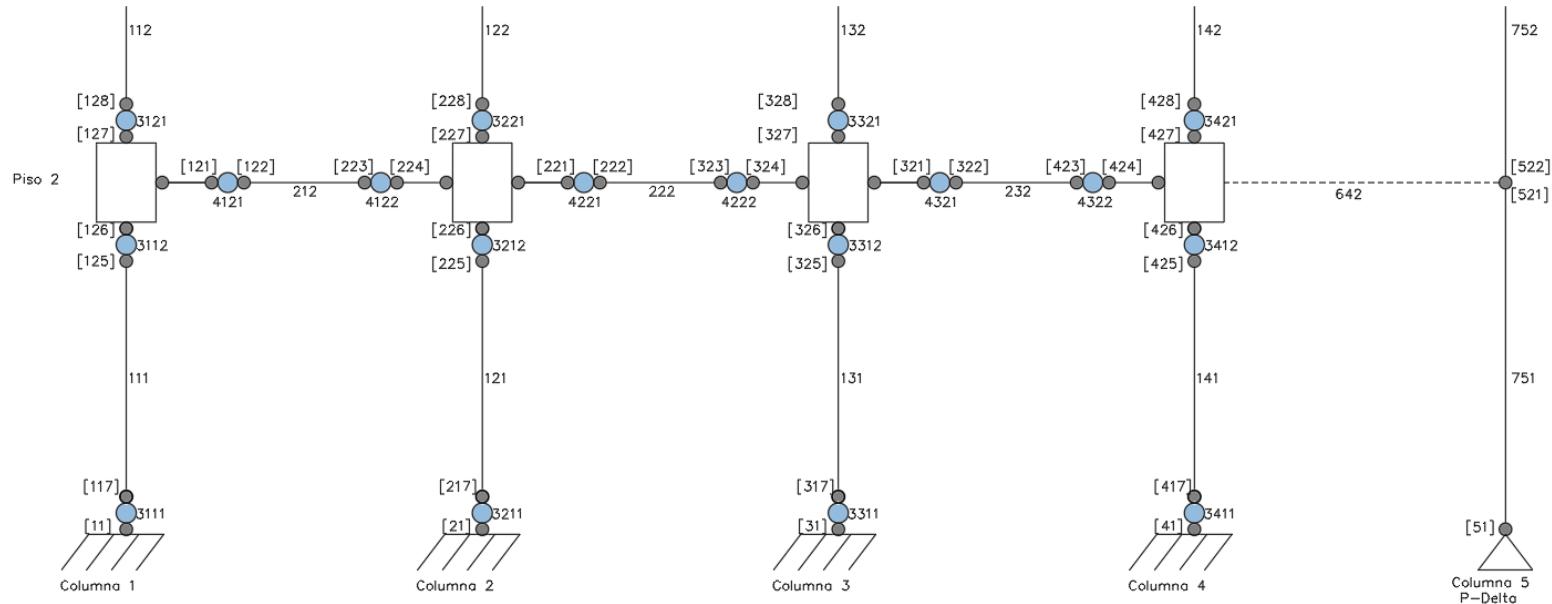
Anexo 1:

Herramienta desarrollada en Matlab para posprocesamiento de Análisis Dinámicos



Anexo 2: Nomenclatura de nodos y elementos utilizada en modelación

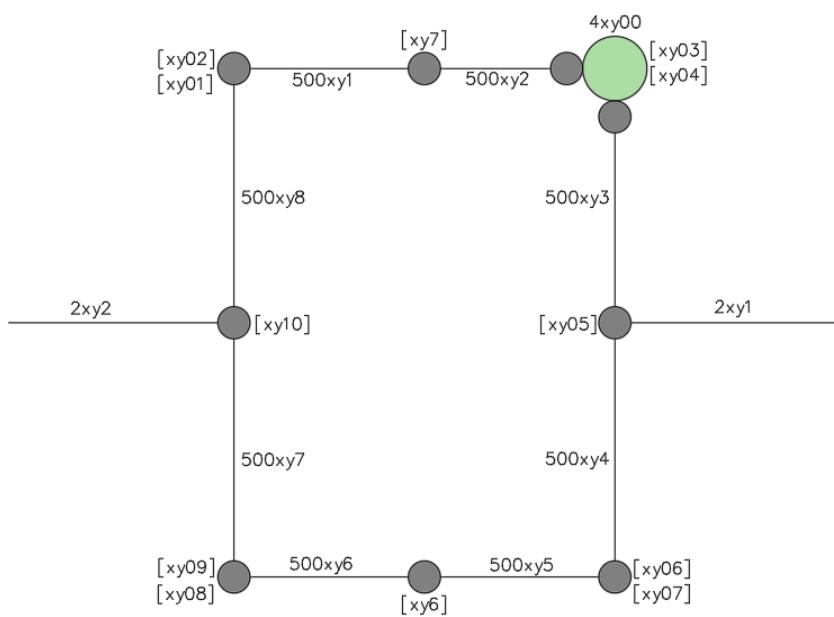
Estructura Principal: Modelo de Primera Planta



Detalle Modelo de Panel Zone

Simbología

X: Columna, Y: Piso

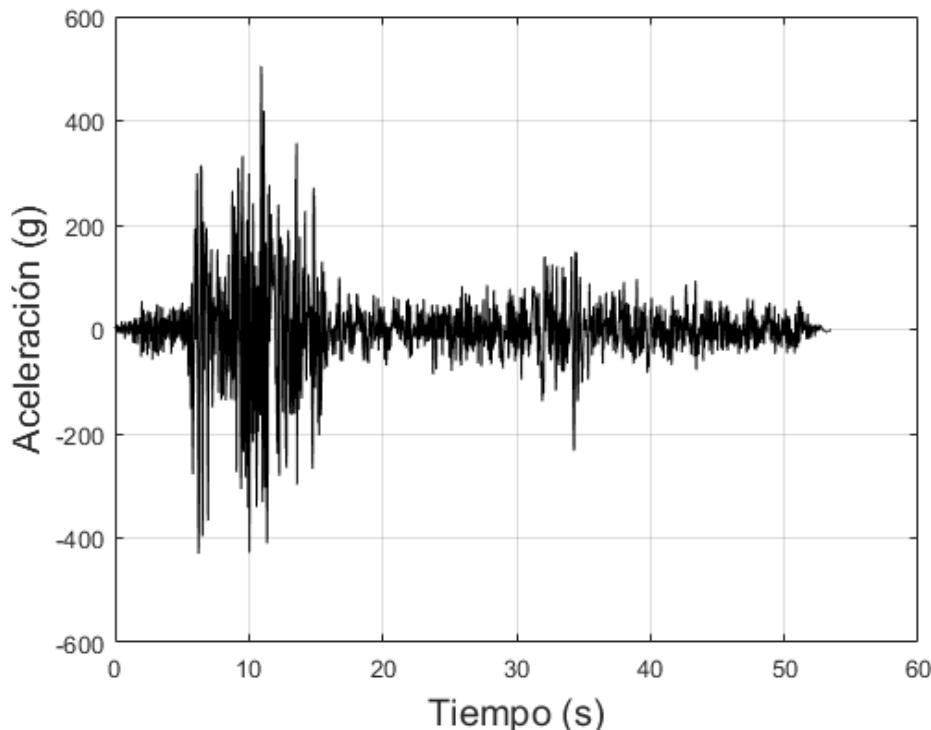




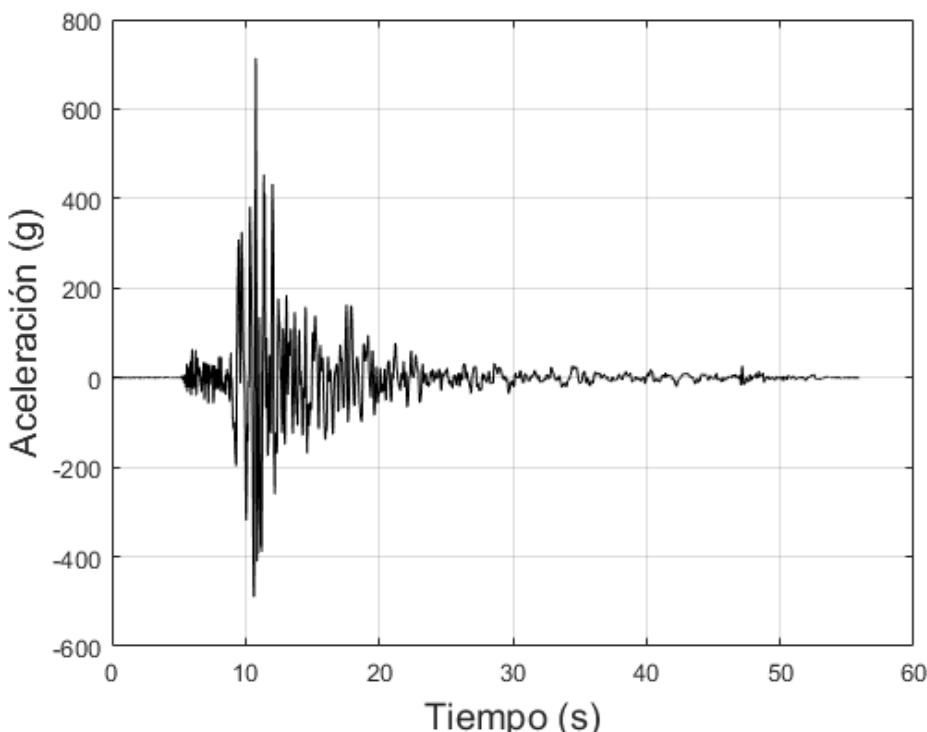
Anexo 3: Sismos usados en Análisis Dinámico

Los acelerogramas de los 11 sismos usados en el análisis dinámico se presentan a continuación. La aceleración está dada en función de la gravedad.

Manjil, Irán: ABBAR—L

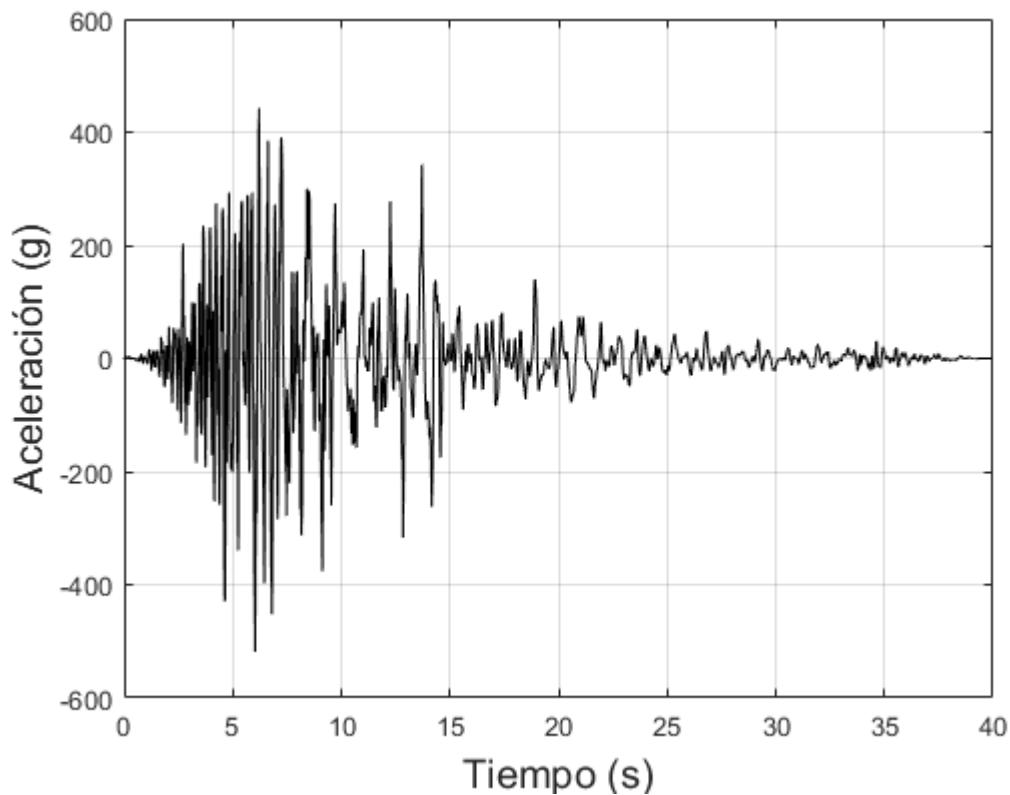


Duzce, Turquía: BOL000

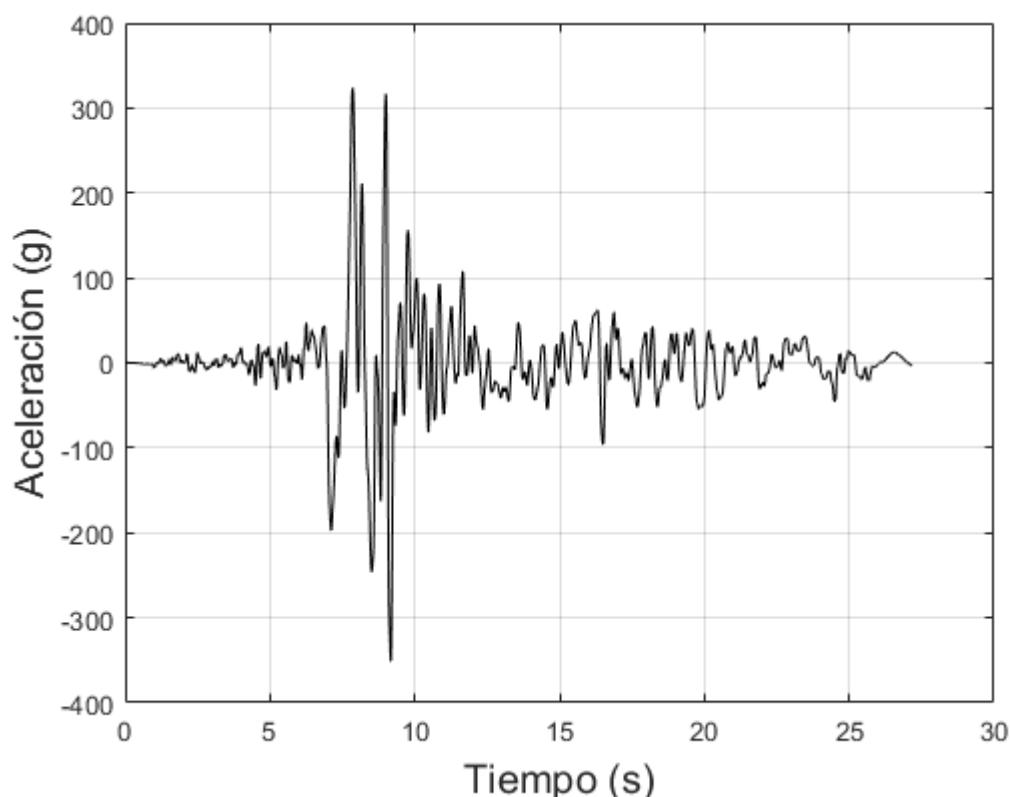




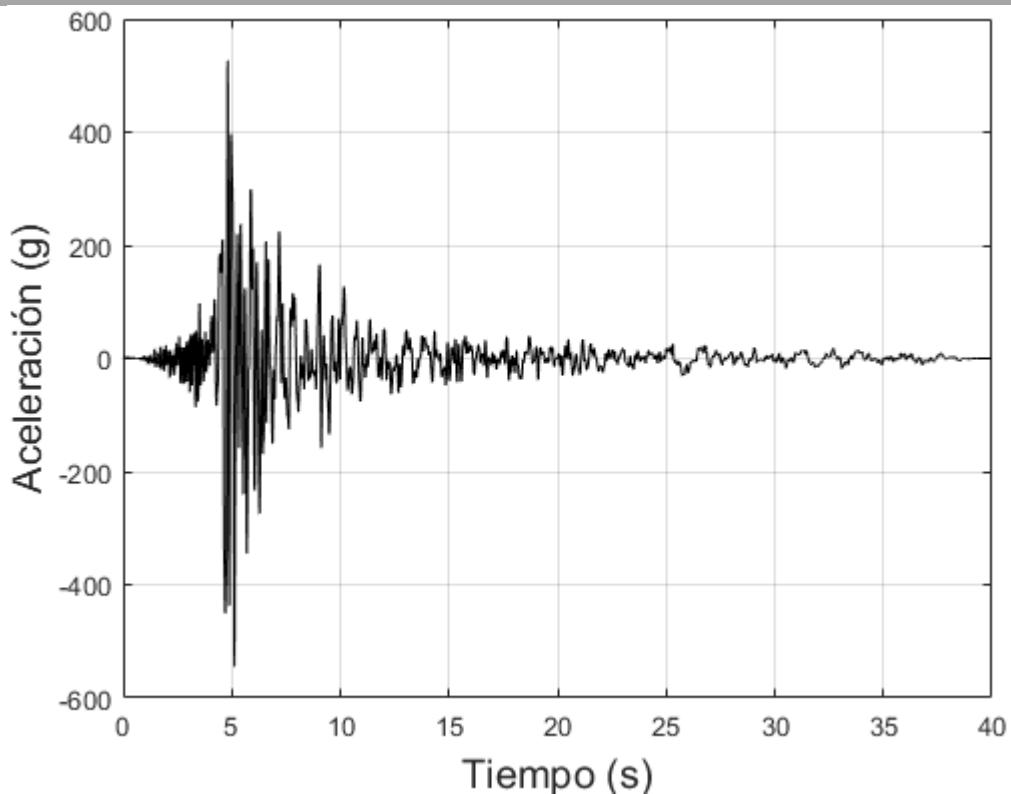
Loma Prieta: CAP090



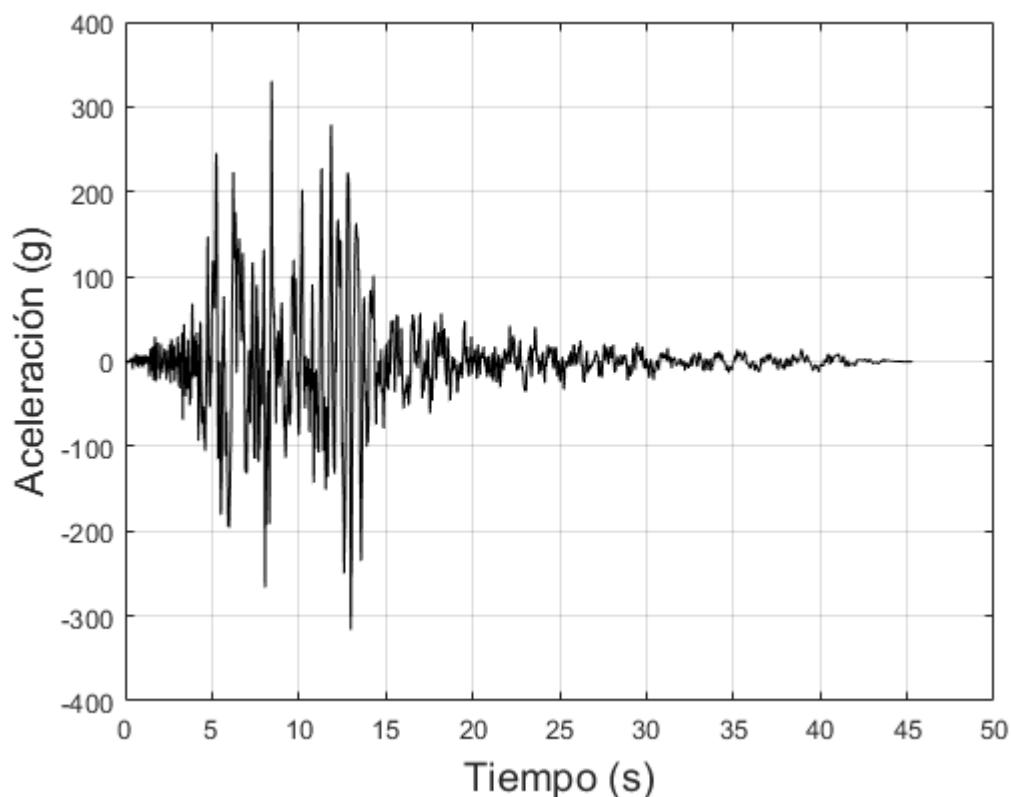
Kocaeli, Turquía: DZC270



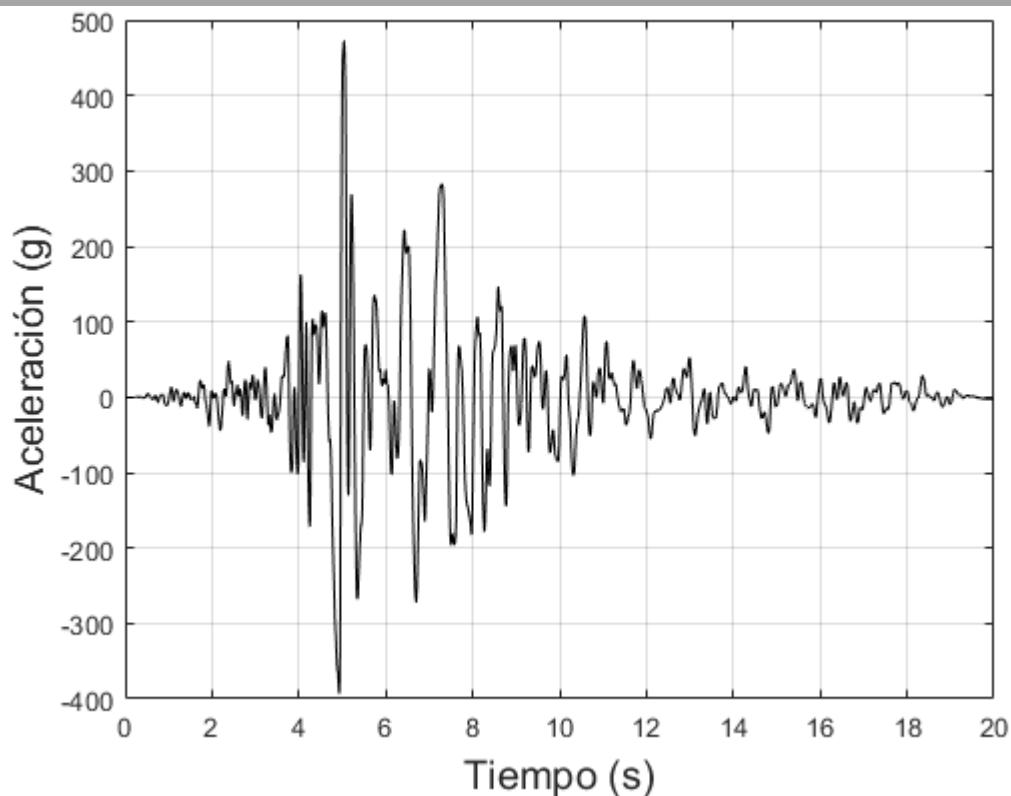
Loma Prieta: G03000



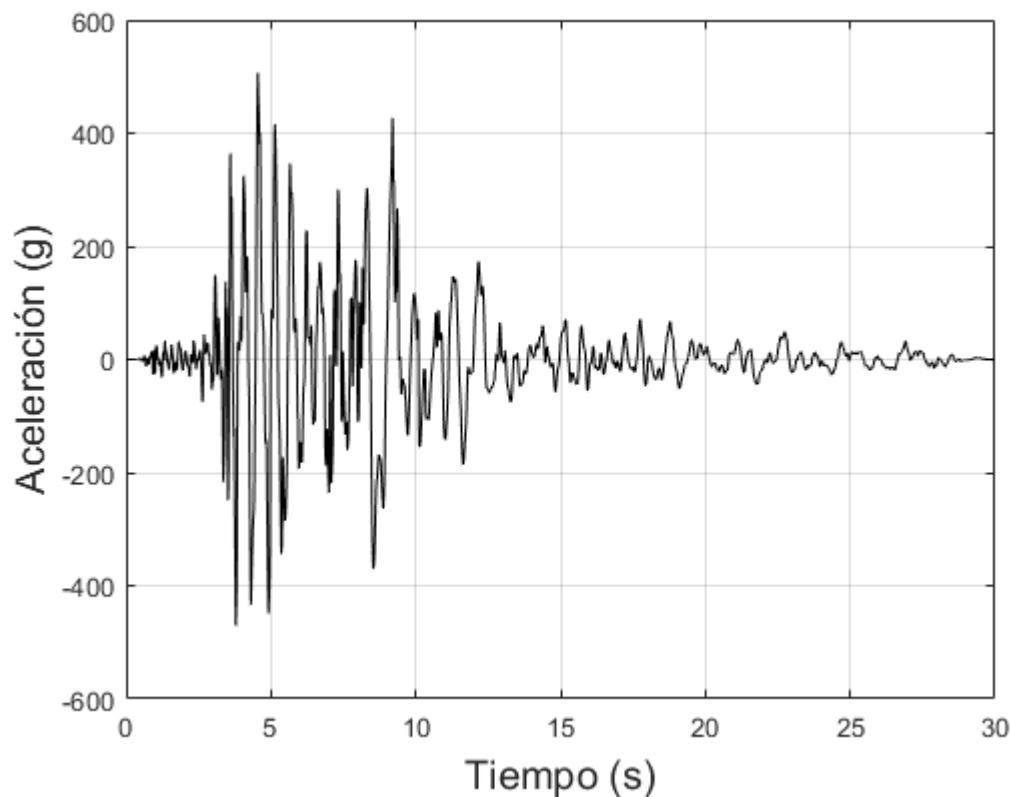
Hector Mine: HEC090



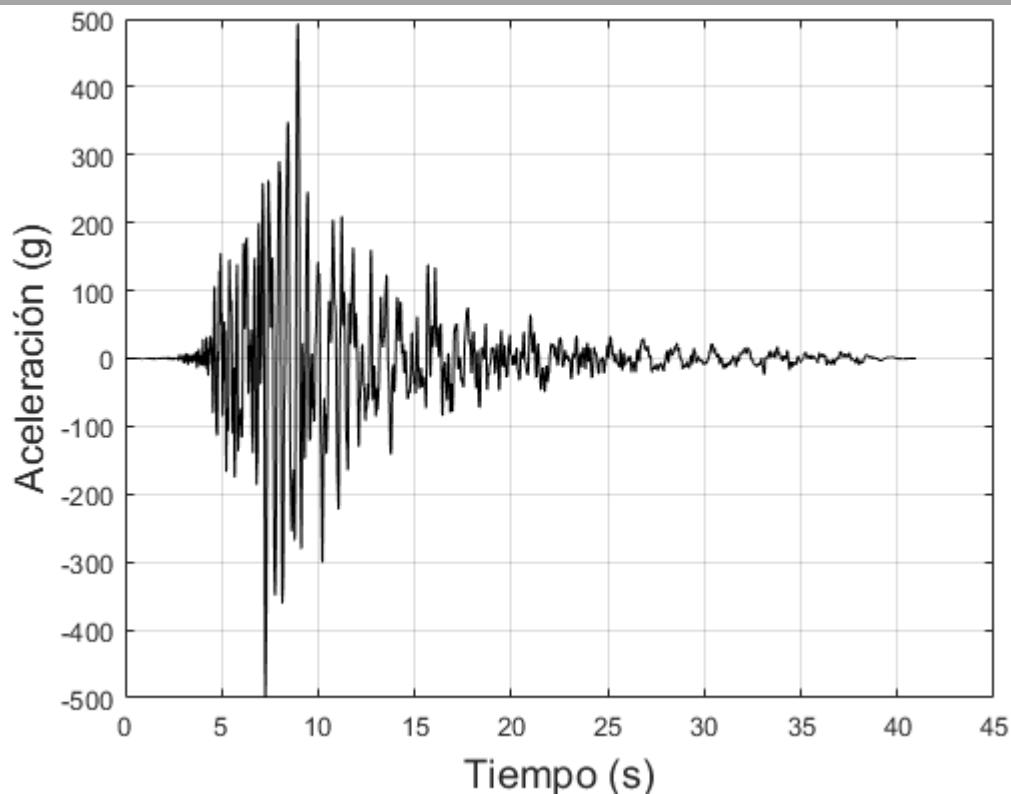
Northridge: LOS270



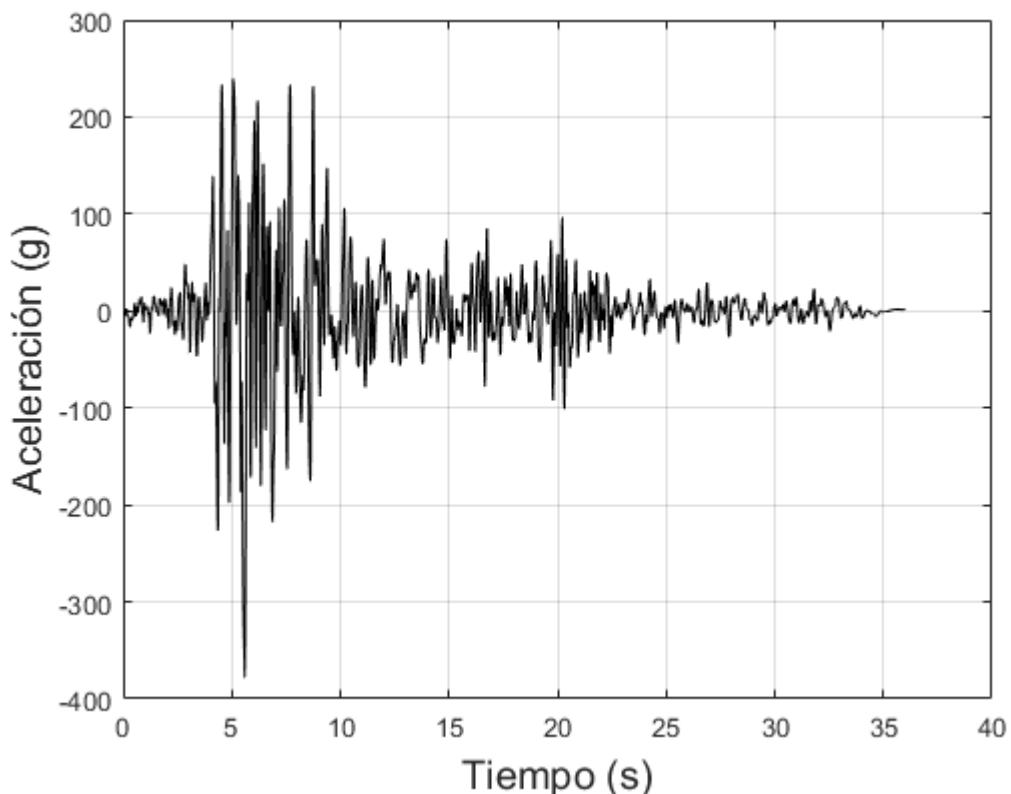
Northridge: MUL279



Kobe, Japón: NIS000



Cape Mendocino: RIO270



Kobe, Japón: SHI090

