

UCUENCA

Universidad de Cuenca

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

Influencia del Amortiguamiento Inherente en la Disipación de Energía y en el Desempeño de una Estructura de Acero

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

Autores:

Daniel Alejandro Padrón Andrade

Kevin Santiago Rodríguez Astudillo

Director:

Francisco Xavier Flores Solano

ORCID: 0009-0007-4993-1841

Co-Director:

Ángel Julver Pino Velázquez

ORCID: 0000-0003-3614-1465

Cuenca, Ecuador

2023-04-21

Resumen

Uno de los parámetros más importantes que define el comportamiento de una estructura ante un movimiento sísmico es el amortiguamiento inherente, en el cual se centra este trabajo de titulación, analizando el efecto de su variación en el balance de energías y el análisis por desempeño.

En el equilibrio de energías se analizarán diferentes casos de estudio, siendo los valores de amortiguamiento inherente que se utilizarán: 1%, 2%, 2.5% y 5%; enfocándonos en el valor de 2.5% para los análisis de la matriz de rigidez, siendo los tipos usados los siguientes: matriz de rigidez inicial, matriz de rigidez inicial asignada con regiones, matriz de rigidez tangencial y matriz de rigidez tangencial asignada con regiones.

Para los niveles de intensidad sísmica se realiza el análisis de desempeño a nivel de derivas mediante análisis dinámicos no lineales, con la finalidad de verificar el correcto funcionamiento de los elementos de la estructura bajo cargas sísmicas; esto se realiza mediante un contraste con los valores permisibles de las derivas de piso máximas y residuales.

Tras esta investigación se puede notar el efecto significativo que tiene el valor de amortiguamiento inherente utilizado para los análisis en cuanto a los porcentajes de energía disipada y la distribución de esta en los diferentes elementos que conforman la estructura. Sin embargo, para el análisis por desempeño se evidencia muy poca variación en cuanto a las derivas máximas promedio de piso, obteniéndose resultados similares con todos los valores de amortiguamiento utilizados.

Palabras clave: amortiguamiento inherente, amortiguamiento con regiones, matriz de rigidez inicial, matriz de rigidez tangencial, disipación de energía, desempeño, opensees.

Abstract

One of the most critical parameters that define the behavior of a structure in the face of a seismic movement is the inherent damping, which is the focus of this titling work, analyzing the effect of its variation in the Energy Balance and Performance Analysis.

In the Energy Balance, different case studies will be analyzed, with the inherent damping values to be used: 1%, 2%, 2.5%, and 5%; focusing on the value of 2.5% for the analysis of the stiffness matrix, the following types being used: initial stiffness matrix, initial stiffness matrix assigned with regions, tangential stiffness matrix, and tangential stiffness matrix set with regions.

For the levels of seismic intensity, the performance analysis is carried out based on story drifts through non-linear dynamic analysis to verify the correct functioning of the structural elements under seismic loads. This will be done through a contrast with the permissible values of the residual and maximum drifts.

After this investigation, it can be noted the significant effect of the inherent damping value used for the analysis in terms of the percentages of dissipated energy and its distribution in the different elements of the structure. However, for the performance analysis, very little variation is evidenced in terms of the maximum average floor drifts, obtaining similar results with all the damping values used.

Keywords: inherent damping, damping with regions, initial stiffness matrix, tangential stiffness matrix, energy dissipation, performance, opensees

Índice de contenido

1	Introducción	14
1.1	Antecedentes	14
1.2	Justificación de la Investigación.....	16
1.3	Objetivos.....	16
1.3.1	Objetivo General	16
1.3.2	Objetivos Específicos.....	16
2	Marco Teórico.....	17
2.1	Conceptos Generales	17
2.1.1	Conceptos Básicos	17
2.1.2	Análisis Modal.....	20
2.1.3	Análisis Estático No Lineal (Pushover)	22
2.1.4	Efecto P-Delta	22
2.2	Disipación de Energía	23
2.2.1	Ecuación de movimiento.....	24
2.2.2	Energía Cinética	26
2.2.3	Energía disipada por Amortiguamiento Inherente.....	26
2.2.4	Energía disipada por Amortiguamiento Histerético.....	27
2.2.5	Energía Potencial.....	28
2.2.6	Energía de Ingreso	28
2.3	Amortiguamiento Estructural.....	29
2.3.1	Amortiguamiento Rayleigh.....	30
2.3.2	Amortiguamiento Rayleigh en respuesta Inelástica	32
2.3.3	Solución propuesta para Amortiguamiento Rayleigh en respuesta Inelástica. 34	
2.3.4	Amortiguamiento por Regiones	35
2.4	Análisis por desempeño.....	35
2.5	Software OpenSees	39
3	Materiales y Métodos	41

3.1	Características del modelo.....	41
3.1.1	Características Geométricas	41
3.1.2	Cargas de gravedad, masas de piso e inclusión de Efecto P-Delta.....	43
3.1.3	Conexiones RBS.....	47
3.1.4	Materiales utilizados para la modelación en OpenSees.....	48
3.1.5	Nomenclatura del Modelo	53
3.2	Asignación de amortiguamiento Rayleigh	57
3.2.1	Matriz de rigidez Inicial sin Regiones	57
3.2.2	Matriz de rigidez Inicial con Regiones.....	58
3.2.3	Matriz de Rigidez Tangencial sin Regiones	59
3.2.4	Matriz de Rigidez Tangencial con Regiones.....	59
3.2.5	Comprobación de Amortiguamiento	60
3.3	Análisis Pushover.....	61
3.3.1	Sobrerresistencia	63
3.3.2	Ductilidad	63
3.4	Selección y escalamiento de sismos	64
3.4.1	Espectro de diseño y MCE	64
3.4.2	Selección y Escalamiento de sismos	66
3.5	Análisis dinámicos no lineales	68
3.5.1	Balance de Energías.....	69
4	Resultados y Discusión	73
4.1	Análisis Modal	73
4.2	Análisis Pushover.....	74
4.3	Verificación de Amortiguamientos - Vibración Libre.....	77
4.4	Escalamiento de Sismos.....	80
4.5	Balance de Energías.....	82
4.5.1	Análisis Individual del balance de energía	83
4.5.2	Comparación de resultados $\xi = 1\%, 2\%, 2.5\%$ y 5%	89

4.5.3	Comparación de resultados $\xi = 2.5\%$ variando Matriz de Rigidez.....	92
4.5.4	Comparación Resumen	95
4.6	Análisis por Desempeño	98
4.6.1	Nivel de Diseño	99
4.6.2	Nivel MCE	108
5	Conclusiones	117
6	Referencias.....	119
7	Anexos	122
A.	Parámetros de calibración del material Bilin de cada rótula (Vigas y Columnas)	122
B.	Modos de Vibración de la estructura	129
C.	Comprobación de los valores de Amortiguamiento asignado	131
D.	Registros Sísmicos Escalados utilizados	134
E.	Resultados individuales del equilibrio de energías	138

Índice de figuras

Figura 2-1. Ilustración de la definición de deriva de piso (El-Kassas, 2010).....	17
Figura 2-2. Zonas en las que se esperan deformaciones plásticas.	18
Figura 2-3. Conexión RBS (AISC 358, 2016).....	19
Figura 2-4. Adaptado de Zareian & Medina (2010).....	19
Figura 2-5. Momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales que actúan sobre un Panel Zone (Sepasdar, Banan, & Banan, 2019)	20
Figura 2-6. Respuesta de Vibración Libre de un sistema no amortiguado (Chininín & Durán, 2022)	21
Figura 2-7. Secuencia del Análisis Pushover (Arango et al., 2010)	22
Figura 2-8. Efecto P - Delta sobre un sistema de 1GDL (Vielma & Cando, 2014).....	22
Figura 2-9. Diferencia entre inclusión o no inclusión de efecto P-Delta (Crisafulli, 2018).....	23
Figura 2-10: Diagramas fuerza-desplazamiento de un sistema lineal y de un sistema inelástico (Crisafulli, 2018).....	24
Figura 2-11: Diagrama de cuerpo libre para definir la ecuación de movimiento (Chopra, 2014)	25
Figura 2-12. a) Amortiguamiento proporcional a la masa; b) amortiguamiento proporcional a la rigidez. (Chopra, 2014)	31
Figura 2-13. Amortiguamientos proporcionales a la masa y a la rigidez (Izquierda); Amortiguamiento Rayleigh (Derecha) (Chopra, 2014).....	31
Figura 2-14: Interfaz del programa OpenSees.....	40
Figura 3-1. Configuración en planta del edificio, y área tributaria para pórtico analizado. Adaptado de (NIST, 2010).....	42
Figura 3-2. Vista lateral del pórtico analizado.	42
Figura 3-3. Partes de una sección W.	43
Figura 3-4. Configuración de Leaning Column para incluir efecto P-Delta (FEMA P-695, 2009)	44
Figura 3-5. Distribución de las fuerzas en el modelo (Astudillo, 2018).....	44
Figura 3-6. Áreas tributarias para análisis de cargas en pórtico analizado. Adaptado de (NIST, 2010).....	45
Figura 3-7. Parámetros de las Vigas RBS (NIST, 2010)	47
Figura 3-8. Configuración típica en elevación del modelo de plasticidad concentrada. Adaptado de (NIST, 2010).....	48
Figura 3-9. Curva envolvente del modelo modificado de IMK (Astudillo, 2018).....	49
Figura 3-10. Distribución de rigideces de vano	51

Figura 3-11. Modelo de Panel Zone (Sepasdar, Banan, & Banan, 2019)	52
Figura 3-12. Comportamiento de material Hysteretic (Mazzoni et al., 2006)	53
Figura 3-13. Relación trilineal de la fuerza cortante y distorsión (PEER, 2011).....	53
Figura 3-14. Esquema de la distribución de elementos	54
Figura 3-15. Estructura modelada en Opensees	56
Figura 3-16: Asignación de amortiguamiento Rayleigh, haciendo uso de la matriz de rigidez inicial	57
Figura 3-17. Asignación de amortiguamiento en las rótulas en OpenSees	58
Figura 3-18. Asignación de amortiguamiento para la Región 1	58
Figura 3-19. Asignación de amortiguamiento para la Región 2.....	58
Figura 3-20. Asignación de amortiguamiento para la Región 3.....	59
Figura 3-21. Asignación de amortiguamiento para la Región 4.....	59
Figura 3-22. Asignación de amortiguamiento Rayleigh, haciendo uso de la matriz de rigidez tangente	59
Figura 3-23. Asignación de amortiguamiento para la Región 1	60
Figura 3-24. Asignación de amortiguamiento para las Regiones 2,3 y 4	60
Figura 3-25. Efectos del amortiguamiento en la vibración libre	60
Figura 3-26. Curva Pushover (FEMA P-695, 2009)	62
Figura 3-27. Espectro de respuesta de diseño (ASCE-7, 2016).....	64
Figura 3-28. Espectros con distinta intensidad sísmica	65
Figura 3-29. Recorders de OpenSees para obtención de resultados	68
Figura 3-30: Código de Matlab para encontrar la Energía disipada por el amortiguamiento inherente	69
Figura 3-31: Código de Matlab para encontrar la energía histerética disipada por vigas y columnas.....	70
Figura 3-32: Código de Matlab para encontrar la energía histerética disipada por los Panel Zones	70
Figura 3-33: Código de Matlab para encontrar la energía cinética.....	71
Figura 3-34: Código de Matlab para encontrar la energía potencial más la energía histerética disipada.....	71
Figura 3-35: Código de Matlab para encontrar la energía potencial	72
Figura 3-36. Código de Matlab para encontrar la energía de ingreso	72
Figura 4-1. Características del primer modo de vibración	73
Figura 4-2. Curvas Pushover.....	74
Figura 4-3. Ductilidad y Sobrerresistencia de estructura. P-Delta incluido	75
Figura 4-4. Ductilidad y Sobrerresistencia de estructura. P-Delta no incluido	75

Figura 4-5. Vibración Libre Modo 1, Amortiguamiento Rayleigh 2.5%.....	77
Figura 4-6. Curva de Amortiguamiento Rayleigh (2.5%)	78
Figura 4-7. Comparación de Vibración Libre - Amortiguamiento asignado de 1% y 5%	79
Figura 4-8. Espectros SRSS de cada sismo	80
Figura 4-9. Espectros escalados por factor F_s	80
Figura 4-10. Espectros escalados por factor S_s	81
Figura 4-11. Registro HEC000.AT2 escalado.....	82
Figura 4-12. Balance de Energías: Sismo ABBAR--L (Intensidad Sísmica de Diseño. Amortiguamiento 1%)	83
Figura 4-13. Balance de Energías: Sismo ABBAR--L (Intensidad Sísmica de Diseño. Amortiguamiento 5%)	84
Figura 4-14. Disipación de Energía por Amortiguamiento Histerético Detallado Sismo ABBAR--L (Intensidad Sísmica de Diseño. Amortiguamiento 1%).....	85
Figura 4-15. Disipación de Energía por Amortiguamiento Histerético Detallado Sismo ABBAR--L (Intensidad Sísmica MCE. Amortiguamiento 1%)	86
Figura 4-16. Curva Histerética de rótula de viga. Intensidad Diseño vs. MCE.....	87
Figura 4-17. Porcentajes de energía disipada (Intensidad Sísmica Diseño. Amortiguamiento 1%)	88
Figura 4-18. Porcentajes de energía disipada (Intensidad Sísmica MCE. Amortiguamiento 1%)	88
Figura 4-19: Porcentajes de energía disipada por amortiguamiento Inherente para 1%, 2%, 2.5% y 5% de amortiguamiento. Intensidad Sísmica Diseño	89
Figura 4-20: Porcentajes de energía disipada por amortiguamiento Histerético para 1%, 2%, 2.5% y 5% de amortiguamiento. Intensidad Sísmica Diseño	90
Figura 4-21: Resumen del Balance de Energías para los diferentes valores de amortiguamiento inherente. (Diseño)	91
Figura 4-22: Resumen del Balance de Energías para los diferentes valores de amortiguamiento inherente. (MCE)	91
Figura 4-23. Energía disipada por amortiguamiento Inherente para los diferentes casos variando la matriz de rigidez. Intensidad Sísmica Diseño.	92
Figura 4-24. Energía disipada por amortiguamiento Histerético para los diferentes casos variando la matriz de rigidez. Intensidad Sísmica Diseño.	93
Figura 4-25. Resumen del Balance de Energías para los diferentes casos variando la matriz de rigidez (Diseño).....	94
Figura 4-26. Resumen del Balance de Energías para los diferentes casos variando la matriz de rigidez (MCE)	94

Figura 4-27. Porcentajes de Energía Disipada promedio. Diferente valor de amortiguamiento	96
Figura 4-28. Porcentajes de Energía Disipada promedio. Diferente matriz de rigidez.	97
Figura 4-29. Registro de Derivas. Sismo HEC000. Nivel de Diseño. Amortiguamiento 2.5% Inicial con Regiones.....	99
Figura 4-30. Derivas de Piso. Intensidad: Diseño. Amortiguamiento: 1% Inicial Regiones.	100
Figura 4-31. Derivas de Piso. Intensidad: Diseño. Amortiguamiento: 2% Inicial Regiones.	101
Figura 4-32. Derivas de Piso. Intensidad: Diseño. Amortiguamiento: 2.5% Inicial Regiones.	102
Figura 4-33. Derivas de Piso. Intensidad: Diseño. Amortiguamiento: 2.5% Inicial sin Regiones.	103
Figura 4-34. Derivas de Piso. Intensidad: Diseño. Amortiguamiento: 5% Inicial Regiones.	104
Figura 4-35. Comparación de derivas para cada valor de amortiguamiento. Intensidad: Diseño	105
Figura 4-36. Comparación de registros de derivas para cada valor de amortiguamiento. Intensidad: Diseño. Sismo: NIS000.....	106
Figura 4-37. Comparación de derivas para amortiguamiento de 2.5% con y sin regiones. Intensidad: Diseño	107
Figura 4-38. Derivas de Piso. Intensidad: MCE. Amortiguamiento: 1% Inicial Regiones. ...	108
Figura 4-39. Derivas de Piso. Intensidad: MCE. Amortiguamiento: 2% Inicial Regiones. ...	109
Figura 4-40. Derivas de Piso. Intensidad: MCE. Amortiguamiento: 2.5% Inicial Regiones.	110
Figura 4-41. Derivas de Piso. Intensidad: MCE. Amortiguamiento: 2.5% Inicial sin Regiones.	111
Figura 4-42. Derivas de Piso. Intensidad: MCE. Amortiguamiento: 5% Inicial Regiones. ...	112
Figura 4-43. Comparación de derivas para cada valor de amortiguamiento. Intensidad: MCE	114
Figura 4-44. Comparación de registros de derivas para cada valor de amortiguamiento. Intensidad: MCE. Sismo: SHI000	115
Figura 4-45. Comparación de derivas para amortiguamiento de 2.5% con y sin regiones. Intensidad: MCE	116

Índice de tablas

Tabla 2-1: Niveles de amenaza sísmica (NEC-SE-DS, 2015).....	36
Tabla 2-2: Filosofía tradicional de diseño sismorresistente (NEC-SE-DS, 2015)	37
Tabla 2-3: Categorías de riesgo para edificaciones y otras estructuras (ASCE 7, 2016).....	38
Tabla 2-4: Probabilidad condicional de falla estructural causada por un terremoto (ASCE 7, 2016)	38
Tabla 2-5: Máxima deriva inelástica permitida para análisis estáticos (ASCE 7, 2016)	39
Tabla 3-1. Secciones de vigas, columnas y espesor de Doubler Plates. Adaptado de (NIST, 2010)	43
Tabla 3-2. Cálculo de masas para el pórtico.....	45
Tabla 3-3. Valores para carga puntual F.....	46
Tabla 3-4. Valores para cargas puntuales sobre Leaning Column.....	47
Tabla 3-5. Parámetros de las Vigas RBS.....	47
Tabla 3-6. Parámetros de entrada para material Bilin en OpenSees.....	50
Tabla 3-7. Nomenclatura utilizada para nombrar nodos del modelo	54
Tabla 3-8. Nomenclatura utilizada para nombrar elementos y resortes del modelo	56
Tabla 3-9. Factores de reducción utilizados para reducción de capacidad de columnas.....	62
Tabla 3-10. Coeficientes de sitio y parámetros de diseño para distintas categorías sísmicas. Aceleración espectral para periodo corto (FEMA P-695, 2009, págs. 5-5)	65
Tabla 3-11. Coeficientes de sitio y parámetros de diseño para distintas categorías sísmicas. Aceleración espectral para periodo de 1 segundo (FEMA P-695, 2009, págs. 5-5).....	65
Tabla 3-12. Características de registros sísmicos utilizados	67
Tabla 3-13. Análisis Dinámicos realizados.....	69
Tabla 4-1. Resumen de Modos de Vibración	74
Tabla 4-2. Parámetros para la obtención de Ductilidad y Sobrerresistencia.....	76
Tabla 4-3. Valores de Ductilidad y Sobrerresistencia propuestos por NIST. (NIST, 2010) ...	76
Tabla 4-4. Resultados de Vibración Libre	78
Tabla 4-5. Factores de Escalamiento Sísmico.....	82
Tabla 4-6. Porcentajes de Energía Disipada promedio. Diferente valor de amortiguamiento	95
Tabla 4-7. Porcentajes de Energía Disipada promedio. Diferente matriz de rigidez.....	97
Tabla 4-8. Resumen de resultados. Desempeño.....	116

Dedicatoria

A mis padres; Galo y Katty, por su apoyo y cariño brindado durante todo este camino, por saber guiarme y educarme de la mejor manera.

A mis hermanos, Galo y María José, por acompañarme en todo momento y circunstancia, y por ayudarme en todo lo que he necesitado.

A mis abuelitas; Yola y Maru, por estar conmigo el día a día, por su cariño y su soporte.

A Rossemary, por acompañarme durante este proceso, por brindarme su apoyo y afecto en los momentos difíciles.

A mis amigos y familiares, que siempre estuvieron para mí, apoyándome y ayudándome en todo momento.

A todos los que de alguna manera han contribuido en mi formación.

Daniel Alejandro Padrón Andrade

A mis padres, Gloria y Marco por brindarme su apoyo y consejo en las decisiones que me permitieron llegar hasta este momento. Por ser la paz y la tranquilidad que necesitaba en los momentos difíciles.

De igual manera a mi hermano, hermana y mis sobrinos que han tenido confianza en mí y han sabido motivarme en el transcurso de mi formación profesional.

A todos mis familiares y amigos por acompañarme en todo momento, y hacer esta etapa de mi vida más llevadera.

Kevin Santiago Rodríguez Astudillo

Agradecimientos

Agradecemos a la Universidad de Cuenca y a todos los docentes, quienes nos han brindado una educación excepcional y nos han apoyado en nuestro crecimiento intelectual y personal.

De manera especial, agradecer a nuestro director, ingeniero Francisco Flores, quien ha sido una fuente constante de orientación y motivación para nosotros. Sus enseñanzas y conocimientos han sido fundamentales para la realización de este trabajo.

A nuestro grupo de amigos, que estuvieron presentes durante toda la carrera, en especial a Juan Diego, Xavier, Nicolás, por su apoyo brindado durante la elaboración de este trabajo.

A nuestros familiares.

1 Introducción

1.1 Antecedentes

Debido a la ubicación del Ecuador en la costa oriental del Océano Pacífico, forma parte del denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, lo que lo hace susceptible a experimentar los efectos de terremotos a causa de la interacción entre la placa Sudamericana y de Nazca, que genera una zona de subducción frente a las costas y varias zonas tectónicas activas al interior del territorio, en donde se originan la mayor parte de sismos que se registran en nuestro país, lo que concuerda con los estudios de amenaza sísmica en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), en la cual se refleja que la mayor parte del territorio se caracteriza por un peligro sísmico alto, principalmente las zonas costeras y de la Sierra (NEC, 2015).

Las normativas en la actualidad se dirigen no sólo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño sísmico, para cualquier tipo de estructura. (NEC-SE-DS, 2015). En el caso de estructuras de ocupación especial, es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de varios niveles de desempeño.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, maneja la filosofía tradicional de diseño sismorresistente, estableciéndose la evaluación por desempeño a través de 3 niveles sísmicos; de servicio, diseño y el máximo sismo considerado (MCE). El nivel de servicio hace referencia a un periodo de retorno de 72 años, y se espera que la estructura no presente ninguna fluencia, el de diseño considera un periodo de retorno de 475 años y se espera daños en los componentes estructurales trabajando al límite de su capacidad resistente elástica, y para el MCE se espera incursiones en el rango inelástico, experimentando cierto grado de daño en los elementos estructurales y un daño considerable en los elementos no estructurales (NEC-SE-DS, 2015). Con respecto al último nivel sísmico mencionado se espera que no supere el 10% de probabilidad de colapso para un periodo de retorno de 2500 años (ASCE 7, 2016, pág. 3).

Para evaluar la seguridad sísmica de una estructura existente lo ideal sería determinar de manera experimental las propiedades importantes de la estructura, incluyendo su amortiguamiento, pero esto se realiza muy pocas veces por falta de presupuesto y tiempo. Debido a esto el amortiguamiento de una estructura debe estimarse a partir de datos medidos en estructuras similares y opiniones de expertos, aunque la cantidad de información recopilada por investigadores es considerable, esta debe ser analizada, ya que no todos los datos son aplicables a nuestros casos de estudio (Chopra, 2014).

En modelos de laboratorio, la mayor parte de disipación de energía puede ser asociada a dos fenómenos: el efecto térmico del esfuerzo elástico repetido del material y de la fricción interna que se produce en un sólido cuando se deforma. Sin embargo, en las estructuras reales existen muchos otros mecanismos que también contribuyen a la disipación de energía, entre estos se encuentran la fricción en las conexiones de acero, la apertura y cierre de microfisuras en el concreto, la fricción con elementos no estructurales (Chopra, 2014).

La cuantificación de cada uno de estos mecanismos de disipación de energía resulta imposible, por lo que el amortiguamiento de una estructura real normalmente es representado de una forma muy idealizada mediante un amortiguador viscoso lineal, buscando que la energía disipada por dicho amortiguador viscoso sea equivalente a la energía disipada por todos los mecanismos de disipación presentes en la estructura (Chopra, 2014).

La energía de ingreso en la estructura debe ser igual a la energía total disipada mediante los diferentes mecanismos, y esta a su vez es igual a la suma de la energía disipada por el daño localizado de elementos estructurales (histerética) y la energía disipada por el amortiguamiento inherente. Además de dichas formas de energía, tras un movimiento sísmico, en la estructura está presente la energía cinética de la masa, asociada a su movimiento en relación con el terreno y la energía potencial, las mismas que al finalizar el movimiento, tenderán a cero.

En este trabajo de titulación se propone realizar un análisis de los diferentes tipos de energías presentes en la estructura dependiendo del porcentaje de amortiguamiento inherente con el que esta se modele; además se realiza el análisis por desempeño a nivel de derivas, en base a análisis dinámicos no lineales. El pórtico analizado, corresponde a un sistema especial sismorresistente de acero de ocho pisos, extraído de la evaluación de la metodología FEMA P-695 (NIST, 2010). La modelación se realiza en el software OpenSees y con la ayuda del software Matlab se elabora el post procesamiento de datos, mediante la creación de herramientas que faciliten la realización de chequeos de diferentes parámetros como el amortiguamiento asignado, el comportamiento no lineal de los materiales, entre otros.

La hipótesis planteada para la presente investigación es que para el prototipo utilizado en los análisis dinámicos, considerando diferentes valores para el amortiguamiento inherente (1, 2, 2.5 y 5%), los porcentajes y distribución de energía disipada se verán grandemente influenciados por el valor de amortiguamiento inherente que sea utilizado, además que para los valores más bajos de amortiguamiento inherente, para el desempeño en base a derivas, la estructura presente un comportamiento no satisfactorio.

1.2 Justificación de la Investigación

Al realizar un análisis de la energía de disipación de una estructura, se determina el porcentaje de energía total disipada, y esta a su vez se la puede dividir; por un lado, en energía disipada por el amortiguamiento inherente; y por otro, en energía disipada por el comportamiento histerético de los elementos de la estructura. Se podrá notar la influencia que tiene la variación del porcentaje de amortiguamiento inherente asignado.

Los resultados esperados de este proyecto proporcionarán la información necesaria para definir un valor que represente de forma adecuada los mecanismos que intervienen en la disipación de energía inherente. Además, se establecerá un contraste entre los resultados obtenidos con los distintos valores de amortiguamiento utilizados, estableciendo diferencias y analizando las variaciones que genera el utilizar un valor u otro.

También, al realizar un análisis de desempeño a nivel de derivas para los niveles sísmicos de Diseño y MCE, se espera demostrar el qué tanto afecta el porcentaje de amortiguamiento inherente asignado a las derivas, y, por lo tanto, al desempeño de la estructura.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Analizar la influencia del amortiguamiento inherente en la disipación de energía y en el desempeño de una estructura de acero.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Modelar una estructura de acero mediante OpenSees.
- Realizar herramientas para el análisis y post procesamiento de los resultados de OpenSees en Matlab.
- Ejecutar análisis estáticos y dinámicos utilizando valores de 1%, 2%, 2.5% y 5% para el amortiguamiento inherente.
- Calcular y analizar los porcentajes de distribución de energía disipada en los distintos elementos que conforman la estructura.
- Analizar el desempeño de una estructura (pórtico) especial sismorresistente de acero.

2 Marco Teórico

Las definiciones contenidas en este capítulo proporcionan la información necesaria para un adecuado entendimiento del trabajo de titulación a desarrollarse. El capítulo se divide en varios enfoques, entre los cuales están; conceptos generales referentes a materia sísmica, además se aborda el amortiguamiento de la estructura, ya que este es el parámetro en el cual se centra este trabajo de titulación. El segundo enfoque hace referencia a la disipación de energías y el equilibrio de estas, donde se detallan los diferentes mecanismos de disipación de energía en una estructura. Finalmente, se tendrá como enfoque, los términos asociados al análisis por desempeño a nivel de derivas de una estructura, donde se revisan las características de los niveles sísmicos de acuerdo a normativas. Además, se describe el software utilizado, OpenSees.

2.1 Conceptos Generales

2.1.1 Conceptos Básicos

Un concepto importante a tener en cuenta, es el de *derivas*, ya que estas serán evaluadas para verificar la influencia del porcentaje de amortiguamiento inherente asignado. La deriva o deriva de piso, se define como la deformación horizontal de la parte superior del piso, en relación a la parte inferior del mismo, y si esta deflexión relativa, se divide entre la altura de piso, se obtiene la razón de deriva de piso (ASCE 7, 2016, pág. 80). Esto se ilustra en la Figura 2-1.

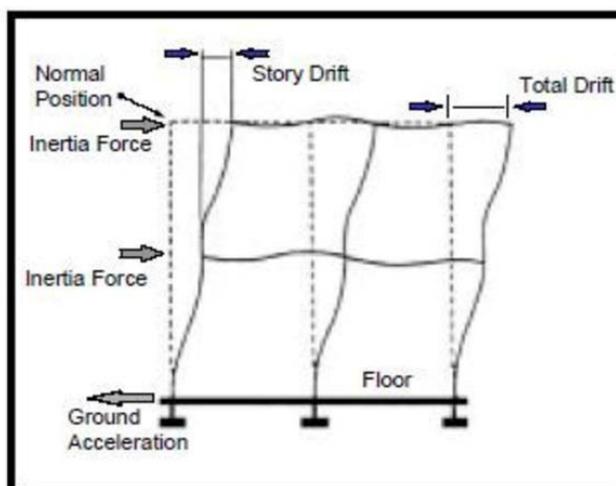


Figura 2-1. Ilustración de la definición de deriva de piso (El-Kassas, 2010).

Si en una estructura se generan excesivas derivas, tras una fuerte excitación sísmica, se produce un colapso, mismo que se puede definir, según FEMA P-695 como la pérdida de rigidez lateral o vertical, debida a no linealidades, ya sean estas de los materiales, o no

linealidades geométricas (FEMA P-695, 2009), como se verá más adelante. Estos colapsos, pueden ser simulados a través de análisis dinámicos no lineales, en los cuales se manifiestan deterioros en los elementos estructurales que obedecen a un comportamiento histerético determinado (Astudillo, 2018).

Otro concepto que se debe conocer, es el de pórtico especial resistente a momento, los cuales corresponden a sistemas en los que las vigas y columnas están conectadas rígidamente y su resistencia lateral se da por flexión y cortante en vigas y columnas (Fuentes et al., 2018). Estos pórticos son capaces de resistir grandes deformaciones inelásticas cuando están sometidos a cargas sísmicas, y se espera que la mayoría de estas deformaciones ocurran en articulaciones plásticas ubicadas en los extremos de las vigas, además se debe limitar la fluencia en las rótulas de las columnas, esto se logra diseñando columnas más resistentes que las vigas (columna fuerte-viga débil). Sin embargo, está permitida la fluencia en las bases de las columnas (AISC 341, 2016). Las zonas de fluencia en un pórtico especial se presentan en la Figura 2-2.

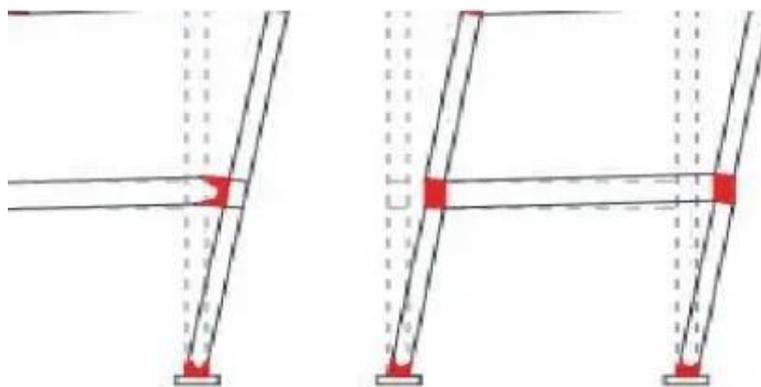


Figura 2-2. Zonas en las que se esperan deformaciones plásticas.

Una de las medidas existentes para lograr el comportamiento plástico descrito anteriormente, es el uso de conexiones precalificadas, una de ellas y la que se utiliza para la modelación en este trabajo de titulación, son las conexiones RBS o Reduced Beam Section (Figura 2-3), que consisten en la reducción de los patines de la viga en las zonas cercanas a la conexión viga-columna. La finalidad de esta conexión, es concentrar la formación de una rótula plástica y generar la fluencia en estas zonas, en las que se reduce la sección de la viga (AISC 358, 2016).

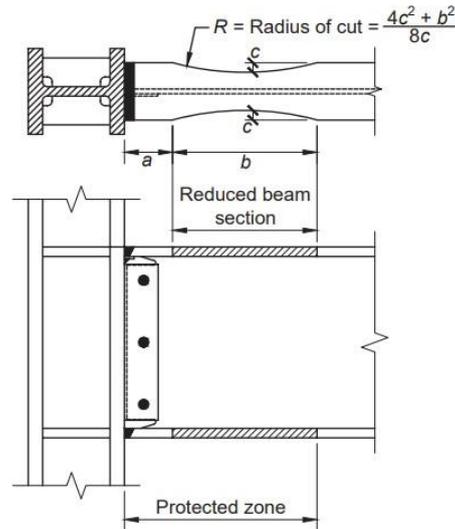


Figura 2-3. Conexión RBS (AISC 358, 2016).

El prototipo estructural a utilizarse para la realización del presente trabajo de titulación, se basa en una modelación con *plasticidad concentrada* con resortes rotacionales, lo que quiere decir que todas las no linealidades de los elementos, se asumen en los extremos de éstos como se presenta en la Figura 2-4. Los resortes rotacionales corresponden a un material cuyo comportamiento obedece a la curva histerética basada en la teoría de deterioro modificada de Ibarra-Medina-Krawinkler, cuyo análisis lo realiza Astudillo (2018). Estas rótulas estarán presentes tanto en los extremos de las vigas como en los extremos de las columnas, y representarán uno de los principales mecanismos de disipación de energía de la estructura.

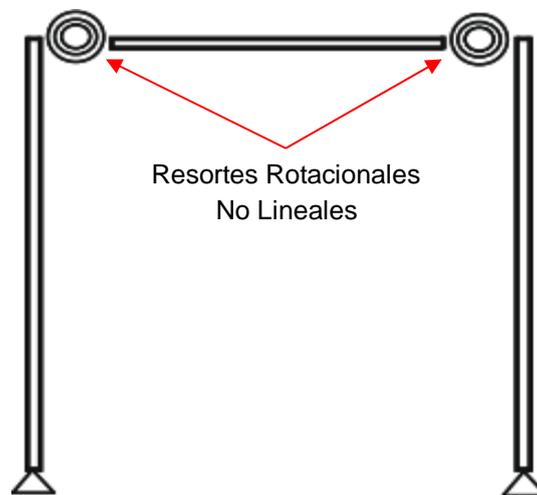


Figura 2-4. Adaptado de Zareian & Medina (2010).

Otra zona en la que la estructura presenta comportamiento plástico, es en las conexiones viga columna o también denominados *Panel Zones*, los cuales corresponden a un segmento

rectangular del alma de la columna, limitado por los patines de la misma y por placas de continuidad de las vigas. Comúnmente, esta zona está sujeta a la vez a fuerzas axiales, cortantes y momentos procedentes de las vigas y columnas (Bruneau et al., 2011) tal y como se indica en la Figura 2-5. Estas zonas también serán parte del análisis de disipación de energía, ya que los *Panel Zones* son modeladas de tal forma que estos tengan un comportamiento histerético, al igual que las rótulas de las vigas y columnas. Su modelación se detallará posteriormente.

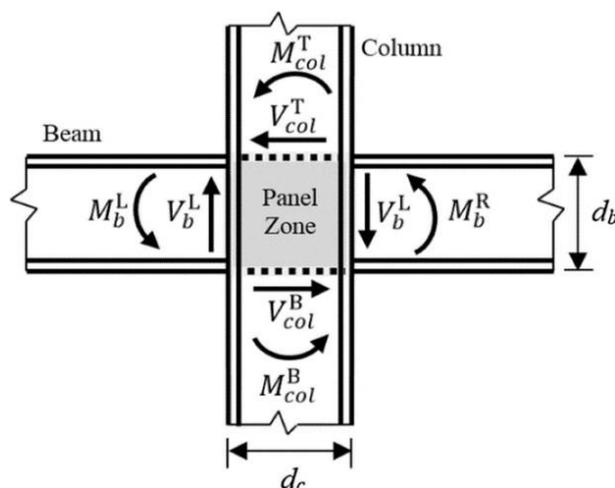


Figura 2-5. Momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales que actúan sobre un Panel Zone (Sepasdar, Banan, & Banan, 2019).

2.1.2 Análisis Modal

El análisis modal de una estructura, se refiere al estudio de sus propiedades dinámicas, como lo son, las frecuencias naturales, periodos naturales, modos de vibración y el amortiguamiento. Estas propiedades se pueden obtener a partir de la matriz de masa y matriz de rigidez de la estructura.

Los periodos naturales de un sistema (T_n), se define como el tiempo necesario para que una estructura que carece de amortiguamiento complete un ciclo de vibración libre (Chopra, 2014, pág. 41). El periodo se relaciona con la frecuencia natural de vibración (ω_n) mediante:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (2-1)$$

Donde:

T_n : Periodo natural de vibración del modo n

ω_n : Frecuencia natural de vibración del modo n .

Gráficamente se puede entender a lo antes mencionado de la siguiente manera, como se indica en la Figura 2-6.

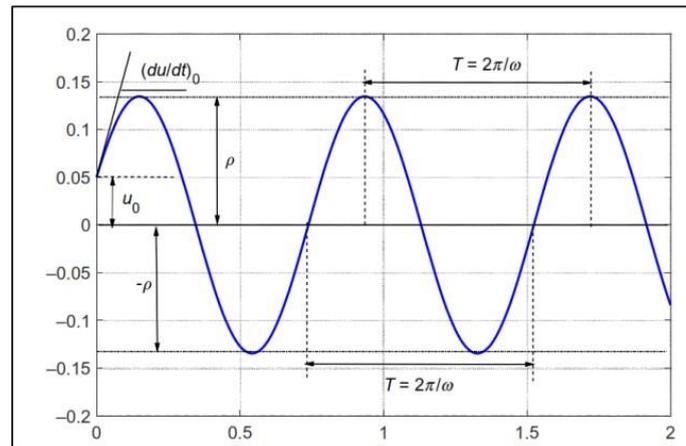


Figura 2-6. Respuesta de Vibración Libre de un sistema no amortiguado (Chininín & Durán, 2022).

Por otra parte, las frecuencias naturales del sistema, se pueden calcular a partir de la resolución de Ecuación (2-2) mediante ecuaciones diferenciales y operaciones algebraicas.

$$m\ddot{u} + ku = 0 \tag{2-2}$$

La ecuación mostrada es una derivación de la ecuación general de movimiento, en la que se excluye el amortiguamiento y cualquier tipo de movimiento externo. Esta representa N ecuaciones diferenciales homogéneas acopladas a través de la matriz de masa (m) y la matriz de rigidez (k) (Chopra, 2014).

Tras la resolución de la Ecuación (2-2), se llega a la expresión denominada *problema matricial de eigenvalor* (Ecuación (2-3)).

$$[k - \omega_n^2 m]\phi_n = 0 \tag{2-3}$$

En la que la matriz de rigidez k y la matriz de masa m son conocidas, y se tiene como incógnitas los eigenvalores ω_n^2 y los modos ϕ_n . Esta ecuación tendrá una solución trivial y otra no trivial, siendo la no trivial la de nuestro interés para el cálculo los eigenvalores. Una vez calculados estos, se podrán obtener las frecuencias naturales de la estructura con la raíz de los mismos (Chopra, 2014). La ecuación para el cálculo de los eigenvalores es:

$$\det[k - \omega_n^2 m] = 0 \tag{2-4}$$

Donde:

m : Matriz de masa de la estructura

k : Matriz de rigidez de la estructura

ω_n^2 : Eigenvalores de la estructura

Los resultados que se obtengan tras realizar el análisis modal, servirán para verificar la validez del modelo, al comparar su periodo fundamental de vibración con la literatura.

2.1.3 Análisis Estático No Lineal (Pushover)

El análisis Pushover es un método usado para estimar el comportamiento de una estructura frente a efectos sísmicos, y sirve para conocer la respuesta inelástica de la estructura.

Este método consiste en aplicar un patrón de cargas laterales incrementales en el tiempo hasta llegar al colapso de la estructura (Paredes, 2020), lo cual se muestra en la Figura 2-7.

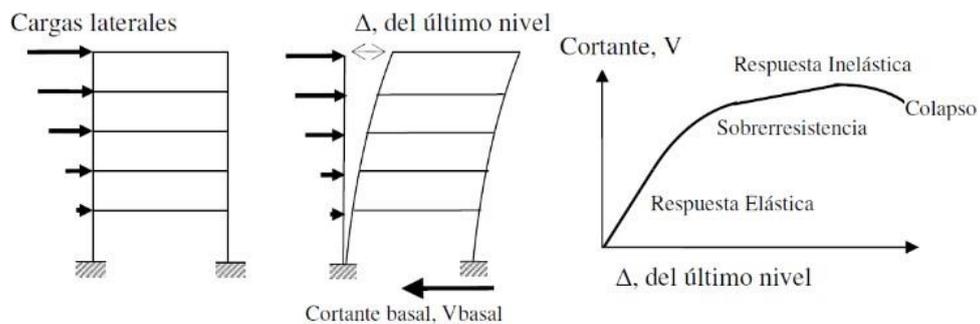


Figura 2-7. Secuencia del Análisis Pushover (Arango et al., 2010).

El objetivo del análisis Pushover es el cálculo de la sobrerresistencia y ductilidad de una estructura (Chininín & Durán, 2022).

2.1.4 Efecto P-Delta

La no linealidad geométrica se produce cuando los desplazamientos de la estructura son suficientemente grandes como para afectar las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad, sus efectos son importantes en estructuras flexibles (Crisafulli, 2018).

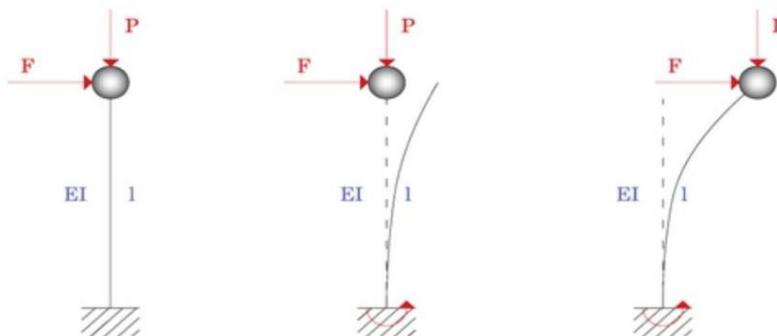


Figura 2-8. Efecto P - Delta sobre un sistema de 1GDL (Vielma & Cando, 2014).

Uno de los criterios considerados en la no linealidad geométrica es el efecto P-Delta, el cual se produce en cualquier estructura cuando esta se ve sometida a cargas axiales (Figura 2-8). Este efecto puede ser considerado como una carga lateral adicional, misma que provocará un aumento significativo en las deflexiones laterales de una estructura, y por lo tanto reducirá su resistencia lateral (Gupta & Krawinkler, 2000). La importancia de este efecto puede ser menos notable cuando la estructura responde elásticamente, pero es muy importante cuando la estructura responde inelásticamente. El efecto P-Delta tiende a aumentar el desplazamiento de las estructuras, incluso causando inestabilidad dinámica cuando la estructura es sometida a severos movimientos sísmicos (Pourali et al., 2018).

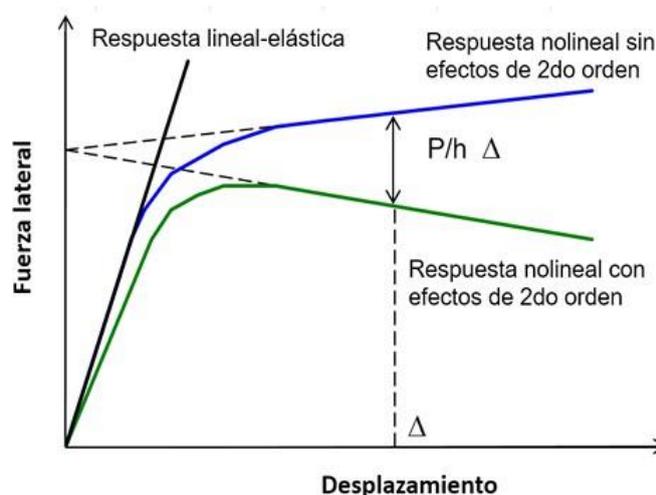


Figura 2-9. Diferencia entre inclusión o no inclusión de efecto P-Delta (Crisafulli, 2018).

En la Figura 2-9 se puede observar la influencia del efecto P-Delta en la respuesta de la estructura, en la cual se ve una reducción de la resistencia como resultado del momento adicional generado por las cargas verticales, dando como resultado un aumento en los desplazamientos (Crisafulli, 2018).

2.2 Disipación de Energía

El conocimiento de la disipación de energía en una estructura proviene principalmente de pruebas de laboratorio de materiales estructurales, la correlación entre registros históricos de respuesta estructural y la idealización del sistema de amortiguamiento utilizado en la estructura, además de pruebas de campo con máquinas vibratorias portátiles (Hall, 2006).

Para realizar un análisis correcto de la disipación de energía, se debe partir de su concepto, debido a que es un aspecto de gran importancia en el diseño sismorresistente. Partimos de la Figura 2-10 (a) que representa un sistema lineal y elástico, en el cual se aplica una determinada fuerza para producir un desplazamiento Δ . En este proceso la estructura absorbe

energía de deformación, la cual se representa gráficamente por el área OAB . Si descargamos la estructura, la misma vuelve a su posición inicial sin disipar energía. Para el sistema inelástico observamos la Figura 2-10 (b), en el cual la estructura se deforma, siguiendo la trayectoria OAB hasta alcanzar el desplazamiento máximo, Δ_{max} , absorbiendo energía de deformación que se representa por el área $OABC$. Al momento de descargar la estructura, la trayectoria es diferente, debido al desarrollo de deformaciones plásticas, por esta razón al eliminar la fuerza la estructura queda deformada y se tiene un desplazamiento permanente, Δ_p . De la energía representada por $OABC$, parte de esta se recupera (área BCD) mientras que el resto es disipado por efecto de las deformaciones inelásticas (área $OABD$) (Crisafulli, 2018).

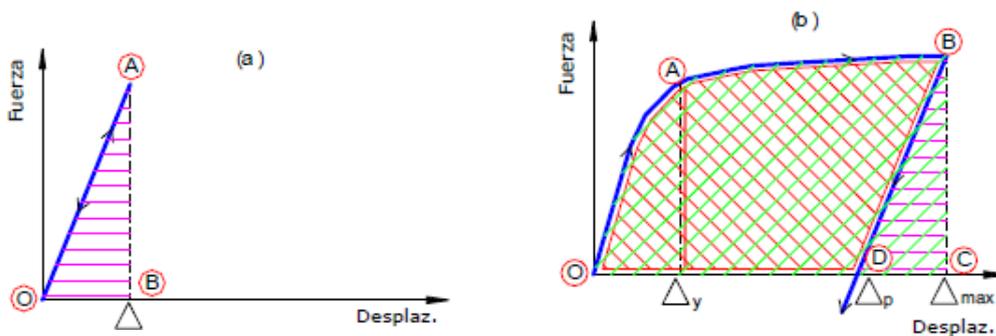


Figura 2-10: Diagramas fuerza-desplazamiento de un sistema lineal y de un sistema inelástico (Crisafulli, 2018).

Al considerar una estructura durante un sismo como caso de análisis se debe realizar un balance de energías, en el cual se debe diferenciar los tipos de energía que intervienen en este proceso, entre las cuales están la energía de Ingreso al sistema inelástico, la energía disipada por el amortiguamiento histerético y el amortiguamiento inherente y la energía cinética y potencial.

2.2.1 Ecuación de movimiento

Se parte de la ecuación de movimiento para definir los términos que intervienen en el balance de energías. El parámetro de interés cuando sucede un sismo es generalmente el desplazamiento, debido a que estos nos permiten determinar las fuerzas a las que son sometidas los diversos elementos que conforman las estructuras. Sin embargo, para realizar otros análisis en los que se necesiten cuantificar las fuerzas inerciales y de amortiguamiento, es necesario determinar las aceleraciones y velocidades del sistema. (Chopra, 2014)

Para representar matemáticamente estos parámetros, existen varios métodos, entre los cuales están: las leyes de Newton, el Principio de D' Alembert, Lagrange, entre otros; de los cuales partiremos de la aplicación de la Segunda ley de Newton:

$$\sum F = m * a \tag{2-5}$$

Las fuerzas que actúan sobre la masa del sistema en un instante de tiempo t son: la fuerza externa $f(t)$, que es positiva en la dirección del eje x , la fuerza restauradora elástica o inelástica f_s y la fuerza de amortiguamiento f_D , que actúan en la dirección opuesta, como se muestra en la Figura 2-11.

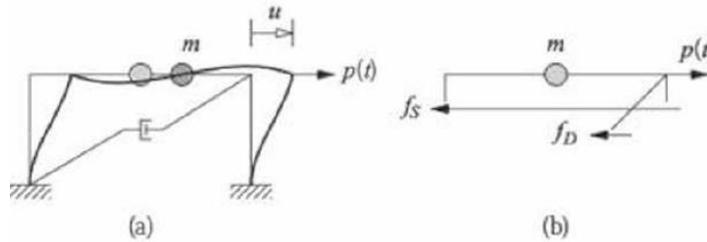


Figura 2-11: Diagrama de cuerpo libre para definir la ecuación de movimiento (Chopra, 2014).

Reemplazando las fuerzas mencionadas en la Ecuación (2-5), tenemos:

$$f(t) - f_D(t) - f_s(t) = m * \ddot{u}(t) \tag{2-6}$$

Donde:

$$f_D(t) = c * \dot{u}(t) \tag{2-7}$$

$$f_s(t) = K * u(t) \tag{2-8}$$

Dando como resultado:

$$\mathbf{M} * \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} * \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K} * \mathbf{u}(t) = \mathbf{f}(t) \tag{2-9}$$

Donde:

\mathbf{M} : Matriz de masa de la estructura

\mathbf{C} : Matriz de Amortiguamiento

\mathbf{K} : Matriz de rigidez de la estructura

$\ddot{\mathbf{u}}(t)$: Vector de aceleración de los grados de libertad

$\dot{\mathbf{u}}(t)$: Vector de velocidad de los grados de libertad

$\mathbf{u}(t)$: Vector de desplazamiento de los grados de libertad

$\mathbf{f}(t)$: Fuerza externa que produce excitaciones o vibraciones en la estructura

Para el caso puntual de cargas sísmicas, la ecuación puede expresarse de la siguiente manera:

$$\mathbf{M} * \ddot{u}(t) + \mathbf{C} * \dot{u}(t) + \mathbf{K} * u(t) = -\mathbf{M} * \ddot{u}_G(t) \quad (2-10)$$

Donde:

$\ddot{u}_G(t)$: Conjunto de datos de aceleraciones obtenidas de un registro sísmico

Para obtener las energías correspondientes a cada término de la Ecuación (2-10), procedemos a integrar con respecto al desplazamiento u , como se muestra en los siguientes apartados.

2.2.2 Energía Cinética

El primer término del lado izquierdo de la ecuación de movimiento (2-10) corresponde a la Fuerza producida por la Inercia:

$$f_I = m * \ddot{u}(t) \quad (2-11)$$

Integrando la Ecuación (2-11):

$$E_K(t) = \int_0^u m * \ddot{u}(t) du \quad (2-12)$$

$$E_K(t) = \int_0^{\dot{u}} m * \dot{u}(t) d\dot{u} \quad (2-13)$$

$$E_K(t) = \frac{m * \dot{u}^2}{2} \quad (2-14)$$

Donde:

$E_K(t)$: Energía cinética

m : Masa nodal

\dot{u} : Velocidad de los nodos

2.2.3 Energía disipada por Amortiguamiento Inherente

El segundo término en el lado izquierdo de la ecuación de movimiento (2-10) hace referencia a las Fuerzas de Amortiguamiento:

$$f_D = c * \dot{u}(t) \quad (2-15)$$

Para encontrar la Energía disipada por el amortiguamiento histerético, se procede a integrar la expresión anterior, lo cual viene a ser la integral bajo la curva producida por la fuerza de amortiguamiento (Figura 2-10):

$$E_D(t) = \int_0^u f(t) du \quad (2-16)$$

$$E_D(t) = \int_0^u c * \dot{u}(t) du \quad (2-17)$$

$$E_D(t) = \frac{c * \dot{u}(t) * u(t)}{2} \quad (2-18)$$

$$E_D(t) = \frac{f_D(t) * u(t)}{2} \quad (2-19)$$

Donde:

$E_D(t)$: Energía disipada por amortiguamiento inherente

$f_D(t)$: Fuerza de amortiguamiento en los nodos

$u(t)$: Desplazamiento de los nodos

2.2.4 Energía disipada por Amortiguamiento Histerético

El tercer término en el lado izquierdo de la ecuación de movimiento (2-10) corresponde a las fuerzas restauradoras en los elementos tipo rótula, es decir, aquellos que presentan un comportamiento histerético:

$$E_Y(t) = \int_0^u f_S(t) du \quad (2-20)$$

$$E_Y(t) = \int_0^u K * u(t) du \quad (2-21)$$

$$E_Y(t) = \frac{K * u(t) * u(t)}{2} \quad (2-22)$$

$$E_Y(t) = \frac{f_S(t) * u(t)}{2} \quad (2-23)$$

Donde:

$E_Y(t)$: Energía disipada por amortiguamiento histerético

$f_S(t)$: Fuerza restauradora en el elemento tipo rótula

$u(t)$: Deformación del elemento tipo rótula

Esta energía disipada por el amortiguamiento histerético la podemos dividir según los elementos estructurales que son capaces de disipar energía de este tipo, es decir: rótulas de vigas, columnas y panel zones.

2.2.5 Energía Potencial

Para encontrar la energía potencial partimos de encontrar un término (E_C) que se calcula a partir de las fuerzas y desplazamientos de todos los nodos de la estructura, y es igual a la energía potencial (E_S) más la energía disipada por el amortiguamiento histerético (E_Y), después se resta este último término a la energía E_C y tenemos la energía potencial (E_S).

$$E_C(t) = E_S(t) + E_Y(t) \quad (2-24)$$

$$E_C(t) = \frac{f_S(t) * u(t)}{2} \quad (2-25)$$

Donde:

$E_C(t)$: Energía C (Suma de energía potencial más energía histerética)

$E_S(t)$: Energía potencial

$E_Y(t)$: Energía histerética

$f_S(t)$: Fuerza restauradora en los nodos

$u(t)$: Desplazamiento de los nodos

2.2.6 Energía de Ingreso

Para obtener la energía de ingreso, integramos el término en el lado derecho de la ecuación de movimiento (2-10) la cual hace referencia a la fuerza externa, en este caso producida por el movimiento sísmico; entonces se tiene:

$$E_I(t) = \int_0^u f(t) du \quad (2-26)$$

$$E_I(t) = \int_0^u -m * \ddot{u}(t) du \quad (2-27)$$

$$E_I(t) = \frac{-m * \ddot{u}(t) * u(t)}{2} \quad (2-28)$$

Donde:

$E_I(t)$: Energía de ingreso

m : Masa en los nodos

$\ddot{u}(t)$: Aceleración del suelo

$u(t)$: Desplazamiento de los nodos

2.3 Amortiguamiento Estructural

El amortiguamiento estructural hace referencia a los mecanismos de disipación de energía debido a las respuestas de los componentes estructurales y no estructurales a la excitación dinámica, sin tener en cuenta la energía disipada en excursiones inelásticas (Zareian & Medina, 2010). En modelos sencillos (laboratorio) la mayor parte de la disipación de energía está asociada al efecto térmico del esfuerzo elástico repetido del material y de la fricción interna que se produce en un sólido cuando se deforma (Chopra, 2014).

Existen 2 tipos de amortiguamiento: el amortiguamiento histerético y el amortiguamiento inherente.

El Amortiguamiento Histerético se produce cuando se aplica una carga cíclica a un determinado material, dando como resultado que éste entre en un rango no-lineal; de esta manera se define como la capacidad que tiene un material para absorber las acciones externas gracias a una correcta configuración de sus secciones transversales (dimensiones, resistencia, etc.) (Rodríguez Flores & Miramontes de León, 2001).

Estudios experimentales han demostrado que el comportamiento histerético de los componentes estructurales depende de numerosos parámetros estructurales que afectan las características de deformación y disipación de energía, lo que lleva al desarrollo de una amplia gama de modelos de deterioro versátiles (Lignos & Krawinkler, 2011). Debido a esto la idealización de su comportamiento incide directamente en la respuesta obtenida. En este trabajo se considera el modelo de deterioro modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler, siendo la energía de disipación histerética igual al área bajo la curva de la gráfica de Momento-Rotación de este material.

Por otro lado, el amortiguamiento inherente está compuesto de diferentes mecanismos de disipación, entre los que se encuentran: la fricción entre las conexiones metálicas, la apertura y cierre de micro fisuras en el concreto (estructuras con este material), efecto térmico mediante el desprendimiento de calor en esfuerzos elásticos y la fricción entre elementos estructurales y no estructurales (Chopra, 2014). De estos, la fuente más importante de amortiguamiento inherente es la fricción interna en los materiales estructurales, las conexiones y los componentes no estructurales, siendo la contribución del amortiguamiento inherente en la disipación de la energía alrededor del 25% (Zareian & Medina, 2010).

La representación matemática del amortiguamiento inherente es muy compleja o imposible de modelar exactamente, debido a esto el coeficiente de amortiguamiento se selecciona de modo que la energía disipada sea equivalente a la energía disipada en todos los mecanismos

expuestos anteriormente. A esta idealización se le denomina amortiguamiento viscoso equivalente y genera fuerzas de amortiguamiento proporcionales a la velocidad en los grados de libertad dinámicos (Chopra, 2014).

$$F_D = C * \dot{u} \quad (2-29)$$

Donde:

F_D : Vector de fuerzas de amortiguamiento

C : coeficiente de amortiguamiento viscoso

\dot{u} : Velocidad

Debido a que establecer la matriz de amortiguamiento a partir de la inspección de las características físicas es imposible, el amortiguamiento generalmente se especifica en términos de relaciones de amortiguamiento para cada una de las ecuaciones de respuesta modal. La distribución de la resistencia de amortiguamiento que resulta de este enfoque se conoce como clásico o proporcional, siendo este adecuado para edificios de varios niveles con un sistema estructural y materiales estructurales semejantes en toda su altura (Bernal, 1994).

2.3.1 Amortiguamiento Rayleigh

El procedimiento utilizado para construir la matriz de amortiguamiento clásico de la estructura es el amortiguamiento Rayleigh, que se usa comúnmente para proporcionar una fuente de disipación de energía en los análisis de estructuras que responden a cargas dinámicas, como los movimientos sísmicos del suelo (Hall, 2006). Para asignar el amortiguamiento inherente únicamente se requieren conocer dos modos y frecuencias naturales, y el resto de estos son asignados automáticamente.

El amortiguamiento Rayleigh es un caso específico del método de Caughey, en el cual solo se consideran los 2 primeros términos de la serie, dando como resultado la Ecuación (2-30), que relaciona la matriz de masa y rigidez de una estructura mediante coeficientes, para encontrar la matriz de amortiguamiento viscoso.

$$c = a_0 m + a_1 k \quad (2-30)$$

Donde:

c : Matriz de amortiguamiento

m : Matriz de masa

k : Matriz de rigidez

a_0 : Constante proporcional a la matriz de masa.

a_1 : Constante de proporcionalidad a la matriz de rigidez.

Se pueden representar los términos de la Ecuación (2-30), como se muestra en la Figura 2-12, siendo el término de amortiguamiento proporcional a la rigidez interpretado como la disipación de energía derivada de las deformaciones entrepisos; por otro lado, el término de amortiguamiento proporcional a la masa no tiene mayor sentido físico. (Chopra, 2014)

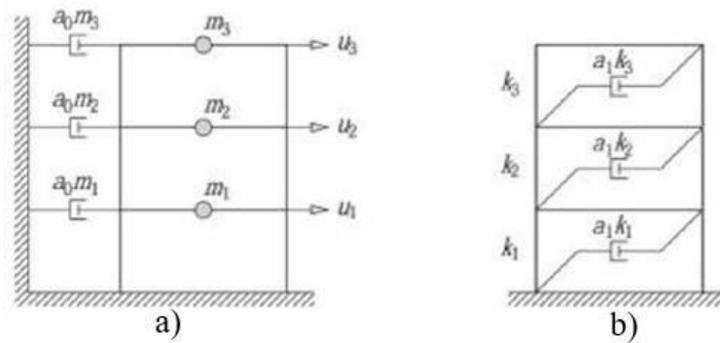


Figura 2-12. a) Amortiguamiento proporcional a la masa; b) amortiguamiento proporcional a la rigidez. (Chopra, 2014)

La fracción de amortiguamiento para el n-ésimo modo está dada por la Ecuación (2-31):

$$\xi_n = \frac{a_0}{2 * w_n} + \frac{a_1 * W_n}{2} \tag{2-31}$$

Donde:

ξ_n : Razón de amortiguamiento correspondiente a la frecuencia natural (w_n).

w_n : Frecuencia natural seleccionada.

En la Figura 2-13, se puede observar en la parte izquierda las curvas correspondientes al amortiguamiento de cada término de la Ecuación (2-31) vs las frecuencias naturales de la estructura, y en la parte derecha el amortiguamiento Rayleigh, resultado de utilizar la combinación de los términos proporcionales a la rigidez y a la masa.

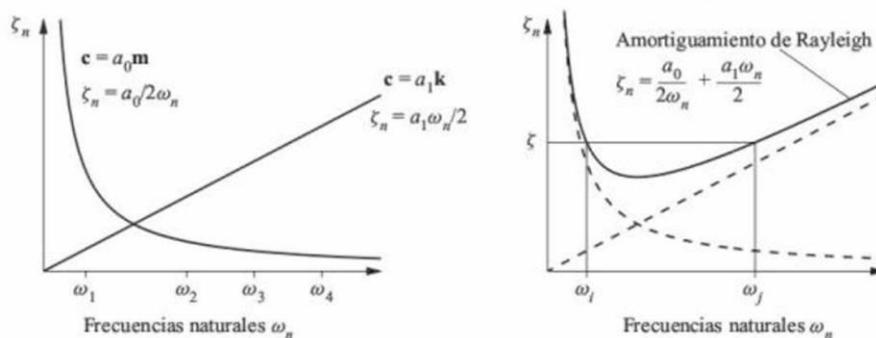


Figura 2-13. Amortiguamientos proporcionales a la masa y a la rigidez (Izquierda); Amortiguamiento Rayleigh (Derecha) (Chopra, 2014).

Los coeficientes a_0 y a_1 se determinan a partir de las fracciones de amortiguamiento especificadas ξ_i y ξ_j para los modos i y j , respectivamente.

$$\begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/w_i & w_i \\ 1/w_j & w_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} \quad (2-32)$$

Para obtener las ecuaciones que nos ayuden a determinar los coeficientes a_0 y a_1 , se parte del razonamiento de que los dos modos utilizados para la Ecuación (2-32) tienen la misma fracción de amortiguamiento dando como resultado:

$$a_0 = \xi \cdot \frac{2 \cdot w_i \cdot w_j}{w_i + w_j} \quad (2-33)$$

$$a_1 = \xi \cdot \frac{2}{w_i + w_j} \quad (2-34)$$

Para el cálculo de los coeficientes presentados en las Ecuaciones (2-33) y (2-34) generalmente se toman las frecuencias naturales correspondientes al primer modo de vibración y aquella tal que su modo de vibración abarque el 20% del periodo fundamental traslacional (NIST, 2010), es decir $w_1(T_1)$ y $w_2(0.2 \cdot T_1)$, donde $0.2 \cdot T_1$ es similar al periodo del tercer modo de vibración.

2.3.2 Amortiguamiento Rayleigh en respuesta Inelástica

Hay que considerar que el uso del amortiguamiento viscoso lineal puede producir estimaciones inexactas de desplazamientos y fuerzas internas en los miembros. Estas estimaciones erróneas están relacionadas con los nodos del modelo estructural que generan fuerzas de amortiguamiento poco realistas. (Zareian & Medina, 2010)

Es posible afirmar que el comportamiento erróneo en la asignación de amortiguamiento está asociado con la aparición de fuerzas de amortiguación irrealmente grandes en grados de libertad (DOF) que tienen (en términos relativos) pequeñas inercias asociadas, esto debido a la reacción del mecanismo de amortiguamiento en estas coordenadas al sufrir cambios bruscos de velocidad cuando cambia la rigidez tangente. Estas condiciones se encuentran típicamente en el caso de modelos matemáticos que tienen coordenadas sin masa. Mientras que las coordenadas sin masa generalmente se eliminan usando condensación estática cuando se va a calcular la respuesta elástica, la condensación es numéricamente ineficiente cuando se anticipa una respuesta inelástica porque el proceso debe repetirse cada vez que se actualiza la matriz de rigidez (Bernal, 1994).

La falla en el modelado correcto del amortiguamiento estructural se ve agravada por la falta de datos experimentales confiables para validar los modelos de amortiguamiento estructural utilizados para presentar las características de disipación de energía de los sistemas estructurales en regímenes inelásticos (Zareian & Medina, 2010).

Cuando hay una respuesta inelástica en el sistema, el parámetro correspondiente a la rigidez puede presentar cambios abruptos o graduales, según el sistema estructural y el modelo matemático que se utilice. Al utilizar el amortiguamiento de Rayleigh, se tiene tres enfoques básicos para manejar la respuesta inelástica (Charney, 2008):

Enfoque A

Para el primer caso, la matriz de amortiguamiento se calcula con la rigidez inicial de la estructura, de esta manera la matriz de amortiguamiento expuesta en la Ecuación (2-35) se utiliza en cada paso del análisis.

$$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K}_0 \quad (2-35)$$

El uso de este enfoque da como resultado respuestas dinámicas inelásticas que exhiben fuerzas de amortiguamiento poco realistas. La presencia de estas fuerzas de amortiguamiento poco realistas es más frecuente cuando aumentan tanto la relación de amortiguamiento como el nivel de comportamiento inelástico del sistema estructural (Zareian & Medina, 2010).

Enfoque B

Al igual que en el enfoque A, los términos de proporcionalidad a_0 y a_1 se calculan sobre la base de la rigidez inicial, pero la matriz de amortiguamiento se actualiza cada vez que cambia la rigidez tangente, siendo la matriz de amortiguamiento:

$$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K}_t \quad (2-36)$$

Donde el subíndice t en el término \mathbf{K} representa la rigidez tangente.

Enfoque C

En este último enfoque los términos a_0 y a_1 se vuelven a calcular cada vez que cambia la rigidez y la matriz de amortiguamiento se reforma sobre esta base. En este caso, la matriz de amortiguamiento viene dada por:

$$\mathbf{C} = a_{0t}\mathbf{M} + a_{1t}\mathbf{K}_t \quad (2-37)$$

Donde el subíndice agregado t en los términos a_0 y a_1 indica que estos se basan en la rigidez tangente. Cuando el amortiguamiento se basa en las condiciones propuestas, prácticamente no se produce amortiguamiento artificial, pero surgen desventajas como que las dos frecuencias modales w_i y w_j en las que se basan a_{0t} y a_{1t} deben volver a calcularse con cada cambio en la rigidez, lo que implica un alto costo computacional.

2.3.3 Solución propuesta para Amortiguamiento Rayleigh en respuesta Inelástica

Para solucionar el problema de la aparición de fuerzas de amortiguamiento irreales cuando los elementos entran en rango inelástico, se adopta la solución propuesta por Zareian & Medina (2010), la cual consiste en una matriz de amortiguamiento tipo Rayleigh con una matriz de rigidez invariante en el tiempo que se ensambla asignando cero amortiguamiento proporcional a la rigidez a los elementos estructurales que tienen el potencial de experimentar deformaciones inelásticas. Este método requiere un aumento del término de amortiguamiento proporcional de rigidez a aquellos elementos que permanecen en el rango elástico a lo largo de la respuesta para hacer cumplir la conservación de la energía de amortiguamiento. De esta manera el modelo estructural estará compuesto por una combinación de elementos elásticos e inelásticos, que es un enfoque común en los estudios de simulación de ingeniería de terremotos, pero el amortiguamiento de Rayleigh se aplica únicamente a los elementos elásticos (Zareian & Medina, 2010).

Otra consideración que se deberá tener en cuenta, es cierta modificación que consiste en alterar la rigidez ciertos elementos del modelo, de tal forma que la combinación de elementos elásticos con inelásticos funcione en conjunto de una manera adecuada, esto se describirá más adelante en el apartado 3.1.4. Debida a esta alteración que se realiza, es necesario modificar el coeficiente a_1 proporcional a la rigidez y asignarlo a los mismos elementos cuya rigidez fue influenciada.

Este factor $a_{1,mod}$ se calcula mediante un análisis de trabajos de amortiguamiento realizados por los elementos elásticos e inelásticos que conforman las vigas o columnas, obteniéndose así la Ecuación (2-38).

$$a_{1,mod} = \frac{1 + n}{n} \cdot a_1 \quad (2-38)$$

2.3.4 Amortiguamiento por Regiones

Para modelar la solución planteada anteriormente en OpenSees, es necesario asignar el amortiguamiento mediante regiones, de tal forma que el amortiguamiento se asigne únicamente a los elementos elásticos, de los cuales algunos habrán sufrido modificaciones en su rigidez.

Además, se debe realizar una consideración adicional para poder asignar correctamente el amortiguamiento Rayleigh. Esta consideración se encuentra relacionada con el código desarrollado en el software OpenSees, debido a que un error en este hace que se elimine el amortiguamiento proporcional a la masa, esto sucede al momento de aplicar el amortiguamiento proporcional a la rigidez.

Para solucionar este problema, se toma el método propuesto por Astudillo (2018), el cual consiste en asignar primero un amortiguamiento proporcional a la masa a todos los nodos, sin importar si estos no tienen una masa asignada, ya que de ser así el amortiguamiento será cero; y posteriormente asignar el amortiguamiento proporcional a rigidez y masa al mismo tiempo.

De esta manera, se divide la asignación del amortiguamiento en 4 regiones: en la *primera Región* se asigna el amortiguamiento proporcional a la masa (a_0) a todos los nodos; en la *segunda Región* se asigna un amortiguamiento proporcional a la masa (a_0) y el amortiguamiento proporcional a la rigidez modificado ($a_{1,mod}$) a las columnas y a las vigas que se encuentren entre las rótulas; en la *tercera Región* se asigna el amortiguamiento proporcional a la masa (a_0) y el amortiguamiento proporcional a la rigidez sin modificar (a_1) a las vigas que se encuentran entre las rótulas y los *Panel Zones* (zonas de panel), y por último en la *cuarta Región* se asigna un amortiguamiento igual al de la *tercera Región* a los elementos elásticos de los panel zones.

2.4 Análisis por desempeño

El objetivo principal de la Ingeniería sísmica es salvaguardar la seguridad de las personas, lo que, desde el punto de vista estructural, implica evitar el colapso total o parcial de las construcciones, controlando como variables principales, la resistencia y ductilidad del sistema estructural. Sin embargo, se observó que al tener en cuenta solo estos parámetros, los daños producidos, las pérdidas económicas y los costos de reparación fueron excesivos e inesperadamente elevados. Esta situación generó una demanda de la sociedad para incorporar objetivos adicionales al diseño sismorresistente (Crisafulli, 2018).

Para realizar un análisis por desempeño de una estructura, está permitido usar un análisis no-lineal tiempo historia, el cual consiste en evaluar el comportamiento de la estructura al someterla a aceleraciones de un registro sísmico, considerando la respuesta no-lineal de la estructura en términos de plastificación del material e intervención de efectos de no-linealidad geométrica. Este análisis tiempo historia tiene la finalidad de evaluar el desempeño de una edificación en función de su resistencia, rigidez, y ductilidad bajo la demanda de aceleraciones de un sismo máximo probable (MCE) (ASCE 7, 2016).

La evaluación del desempeño de la estructura será función únicamente de las máximas derivas de piso obtenidas tras los análisis tiempo historia, las cuales serán comparadas con los límites presentados en ASCE 7 (ASCE 7, 2016).

Para la clasificación de los sismos, se lo hace en base a la NEC-SE-DS, que es en función de los niveles de peligro y el periodo medio de retorno, como se muestra en la Tabla 2-1.

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

Tabla 2-1: Niveles de amenaza sísmica (NEC-SE-DS, 2015).

Cada uno de estos sismos presentados en la Tabla 2-1 con su periodo de retorno definido representa a un sismo que evalúa la respuesta de la estructura para cada nivel de desempeño. En la Normativa ecuatoriana (NEC-SE-DS) se utiliza la filosofía de diseño tradicional el cual establece los siguientes niveles de desempeño sísmico:

- Nivel de servicio (sismo menor): Se espera que tras la ocurrencia de un sismo no ocurra ningún daño en los elementos estructurales y no estructurales, conservando su sistema lateral y gravitacional con una rigidez y resistencia similares a antes del evento.

- Nivel de daño (sismo moderado): Garantiza la seguridad de vida, teniendo en cuenta la protección de los ocupantes y que se conserve la funcionalidad de las estructuras, de manera que la estructura trabaje en el límite de su capacidad resistente elástica, expresado de otra manera se espera que la estructura como tal no sufra daños pero que existan daños en los elementos no estructurales.
- Nivel de colapso (sismo severo): En este nivel sísmico se esperará incursiones en el rango inelástico, experimentando daño en los elementos estructurales y un daño considerable en los elementos no estructurales, pero en ningún momento la edificación llegará al colapso.

En la Tabla 2-2 se sintetiza los niveles de desempeño y el daño que se espera en elementos estructurales y no estructurales:

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.014
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.002

Tabla 2-2: Filosofía tradicional de diseño sismorresistente (NEC-SE-DS, 2015)

Para el caso de estructuras especiales se debe limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y procurando a que estas puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia de un sismo, para esto se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, que impida el colapso de la estructura (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de periodo de retorno (NEC-SE-DS, 2015).

Los límites de derivas utilizadas en este trabajo serán las impuestas por el ASCE 7-16, las cuales son asignadas según la categoría de riesgo considerada para la estructura de análisis, las cuales hacen referencia al riesgo para la vida humana, la salud y el bienestar asociados con el daño o falla dada la naturaleza de ocupación de una estructura, y se puede ver en detalle en la Tabla 2-3.

Uso u ocupación	Categoría de riesgo
Edificaciones y otras estructuras que representan bajo riesgo para la vida humana en caso de fallar.	I

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

Tabla 2-3: Categorías de riesgo para edificaciones y otras estructuras (ASCE 7, 2016)

Para el desarrollo del análisis por desempeño, especifica que los procedimientos respecto a la probabilidad condicional de falla causada por un sismo con periodo de retorno de 2500 años deben ser guiados con lo descrito en la Tabla 2-4.

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

Tabla 2-4: Probabilidad condicional de falla estructural causada por un terremoto (ASCE 7, 2016)

Los criterios de aceptación establecidos por el ASCE 7-16, para una intensidad sísmica equivalente al MCE son los siguientes: primero, los valores a comparar con los requisitos de

desempeño serán los promedios de los valores obtenidos luego de los 11 análisis y segundo, para casos especiales donde cierto análisis produce resultados inaceptables, los valores a comparar serán iguales a 1.2 veces la mediana y no menor a la media de los resultados con valores aceptables.

El límite de deriva inelástica para el nivel de diseño, según la categoría de riesgo y el tipo de estructura, se puede observar en la Tabla 2-5. Para sismos escalados al MCE, los valores de deriva establecidos no deberán exceder dos veces dichos límites, dando una deriva máxima del 4% en pórticos especiales de acero y categoría II ante esta intensidad.

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

Tabla 2-5: Máxima deriva inelástica permitida para análisis estáticos (ASCE 7, 2016)

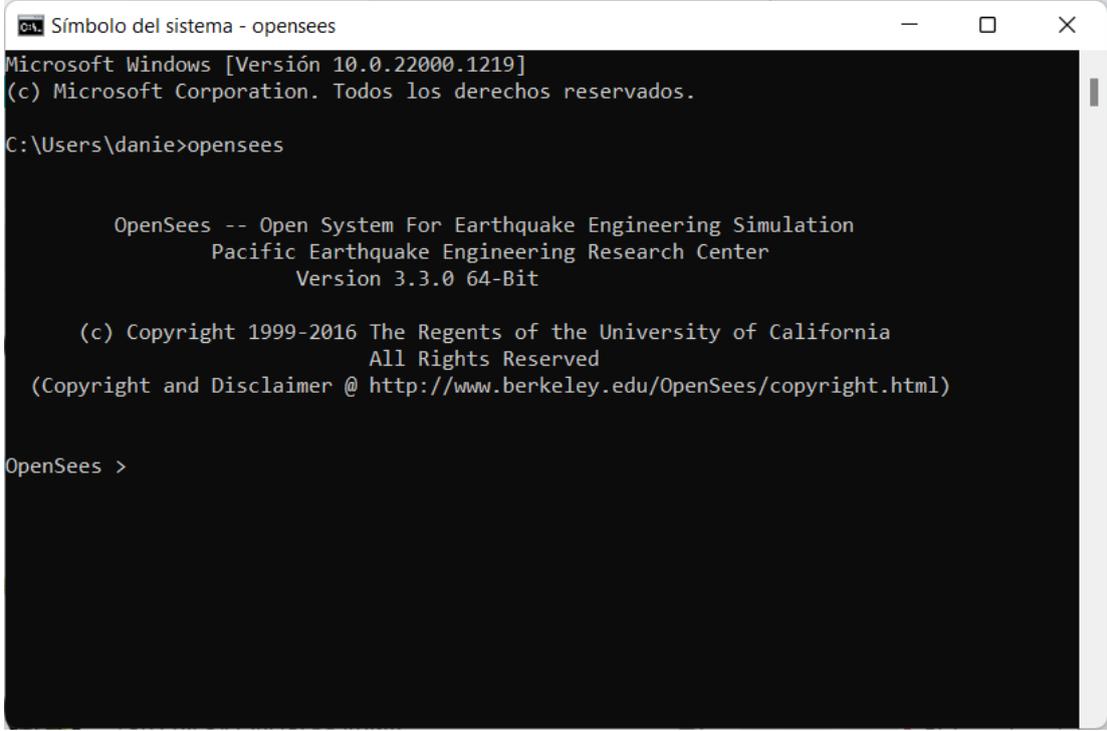
2.5 Software OpenSees

La modelación estructural se la realiza mediante el software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), el cual es un software de código abierto, que permite desarrollar aplicaciones informáticas de elementos finitos tanto en serie como en paralelo, para simular la respuesta de sistemas estructurales y geotécnicos sujetos a terremotos y otros peligros (McKenna, 2010).

Mediante este software se puede definir las características o problemas encontrados al momento de modelar la geometría, cargas y conexiones, además de ser una de las plataformas de mayor avance en cuanto a análisis no lineales de estructuras, por lo tanto, cuenta con una gran variedad de materiales, modelos constitutivos y diferentes algoritmos de solución.

Una desventaja de este programa es que no cuenta con una interfaz gráfica, por lo que la ejecución del mismo se deberá hacer mediante la línea de comandos de Windows (Figura 2-14) y la modelación de la estructura y los diferentes análisis deberán ser escritos en lenguaje

tcl con el uso de comandos propios de OpenSees, de tal forma que este pueda interpretar el código utilizado.



```
Símbolo del sistema - opensees
Microsoft Windows [Versión 10.0.22000.1219]
(c) Microsoft Corporation. Todos los derechos reservados.

C:\Users\danie>opensees

      OpenSees -- Open System For Earthquake Engineering Simulation
      Pacific Earthquake Engineering Research Center
      Version 3.3.0 64-Bit

      (c) Copyright 1999-2016 The Regents of the University of California
      All Rights Reserved
      (Copyright and Disclaimer @ http://www.berkeley.edu/OpenSees/copyright.html)

OpenSees >
```

Figura 2-14: Interfaz del programa OpenSees

3 Materiales y Métodos

En el siguiente apartado, se presentan las características de la estructura de estudio que nos servirán para realizar su modelación, haciendo énfasis en las consideraciones especiales tomadas en cuenta, como el uso de la plasticidad concentrada, el efecto P-Delta, incluido con la ayuda de la Leaning Column, se mencionan también los casos de estudio que respectan a la asignación del amortiguamiento Rayleigh, variando el tipo de matriz utilizada (inicial o tangencial) y los distintos porcentaje de amortiguamiento.

Además, para comprobar que la estructura presente un funcionamiento adecuado antes de iniciar los análisis no lineales, se realizan una serie de análisis recomendados por Flores (2018), como lo son el análisis modal, comportamiento histerético de los materiales, análisis pushover incluyendo y sin incluir efecto P-Delta y vibración libre. También, para realizar el Análisis por Desempeño, se explican los procedimientos a seguir para escalar los sismos para los niveles de intensidad sísmica de Diseño y MCE.

3.1 Características del modelo

El diseño de la estructura a utilizar proviene de la publicación de (NIST, 2010), en la cual se evalúa la metodología propuesta en el FEMA P-695, que tiene como finalidad presentar una metodología para obtener parámetros de desempeño sísmico en estructuras (FEMA P-695, 2009).

La estructura en estudio, corresponde a un pórtico especial sismorresistente, presentado en (NIST, 2010) como el prototipo 4RSA del *Performance Group* No. PG-2RSA, caracterizado por ser simétrico tanto transversal como longitudinalmente y presentar un sistema resistente a cargas laterales. El edificio consta de cuatro pórticos especiales sismorresistentes de acero (uno será analizado), cada uno de estos tiene 8 niveles y 3 vanos y que cumplen los requisitos de resistencia de la norma AISC 341-05 y los requisitos de diseño sísmico de este edificio, están basados en la norma ASCE 7-05. Dada la regularidad de la estructura el ASCE 7-05 permite realizar los análisis dinámicos en dos dimensiones, optando por seleccionar solo un pórtico para el análisis (FEMA P-695, 2009).

3.1.1 Características Geométricas

En la Figura 3-1 se puede observar el detalle en planta del edificio y la asignación de las áreas tributarias para el pórtico analizado y para la Leaning Column. Para el diseño se considera que el sistema lateral resiste toda la carga sísmica y recibe las cargas gravitacionales únicamente del área tributaria sombreada (NIST, 2010), esto 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.

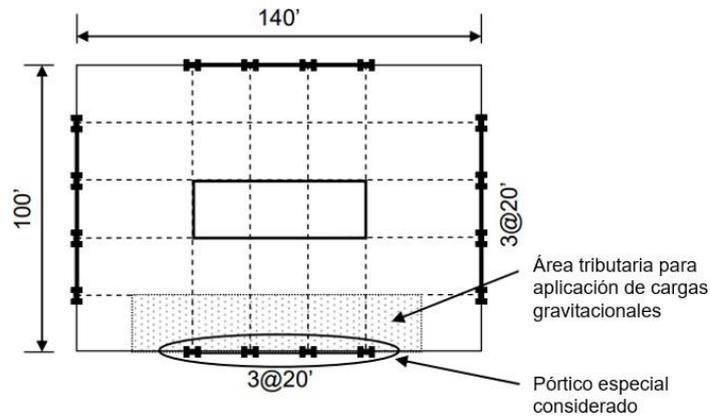


Figura 3-1. Configuración en planta del edificio, y área tributaria para pórtico analizado. Adaptado de (NIST, 2010).

En lo que refiere a la configuración lateral de la estructura, la altura total del edificio es de 106 pies (32.2 m) la cual está distribuida de la siguiente manera: La primera planta, tiene una altura de 15 pies, mientras que las siete restantes, son de 13 pies; la longitud total de los 3 vanos es de 60 pies (18.3 m), esto se muestra en la Figura 3-2. Por otro lado, los elementos que conforman los pórticos fueron diseñados utilizando acero ASTM A992 con un esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 50 \text{ ksi}$, $f_{ye} = 55 \text{ ksi}$ y $E = 29000 \text{ ksi}$.

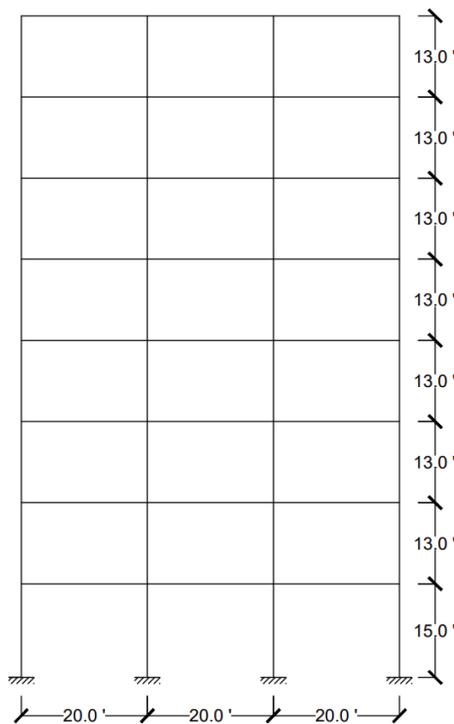


Figura 3-2. Vista lateral del pórtico analizado.

Los elementos viga y columna son de sección W (Figura 3-3). Con respecto a los Panel-Zones, cuentan con placas *Doubler Plates* para reforzar el alma de la columna y evitar fallas, entre las cuales la más significativa es la distorsión angular, debido a que colaboran para incrementar la resistencia a cortante en las conexiones viga-columna. En la Tabla 3-1 se muestra los detalles de los elementos que conforman cada uno de los pisos de la estructura.

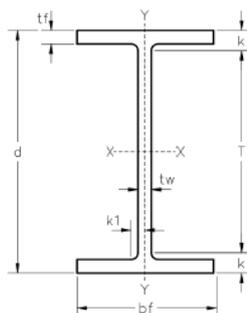


Figura 3-3. Partes de una sección W.

Piso	Elevación (in)	Viga	Columna Exterior	Columna Interior	Espesor <i>Doubler Plate</i>	
					Col. Exterior (in)	Col. Interior (in)
1	180	W30X108	W24X131	W24X162	1/16	9/16
2	336	W30X116	W24X131	W24X162	1/16	3/8
3	492	W30X116	W24X131	W24X162	1/16	11/16
4	648	W27X94	W24X131	W24X162	0	3/8
5	804	W27X94	W24X131	W24X131	0	9/16
6	960	W24X84	W24X131	W24X131	0	7/16
7	1116	W24X84	W24X94	W24X94	0	9/16
8	1272	W21X68	W24X94	W24X94	0	5/16

Tabla 3-1. Secciones de vigas, columnas y espesor de *Doubler Plates*. Adaptado de (NIST, 2010).

3.1.2 Cargas de gravedad, masas de piso e inclusión de Efecto P-Delta

El modelo presenta cuatro tipos de cargas, las cuales corresponden a: La carga muerta (D), la cual incluye el peso propio de los elementos, la misma que es de 90 psf, que se encuentra distribuida uniformemente en cada piso; Una carga perimetral (cladding) que se considera como parte de la carga muerta, correspondiente al peso de las paredes externas y tiene un valor de 25 psf; La carga viva (L) que tiene un valor de 50 psf en cada piso; y por último una

carga de 20 psf para el techo de la estructura, estas y otras consideraciones para el modelo se detallan en el anexo D de NIST (2010).

En cuanto a las cargas de gravedad para el análisis estructural se utilizó la combinación de carga sugerida en el documento (NIST, 2010) que corresponde a $1.05 D + 0.25 L$. Para el cálculo de la masa sísmica, se considera la mitad de la masa total de la estructura debido a que solo dos pórticos soportan las cargas laterales en cada sentido.

Por otro lado, para incluir el efecto P-Delta, se modela un mecanismo Leaning Column sin rigidez flexural colocado paralelo al marco con el objetivo de representar la influencia de las cargas de gravedad en los efectos de segundo orden y obtener resultados más precisos (Flores et al., 2014). Este mecanismo está conectado al pórtico principal mediante elementos tipo armadura (Truss Element) como se visualiza en la Figura 3-4.

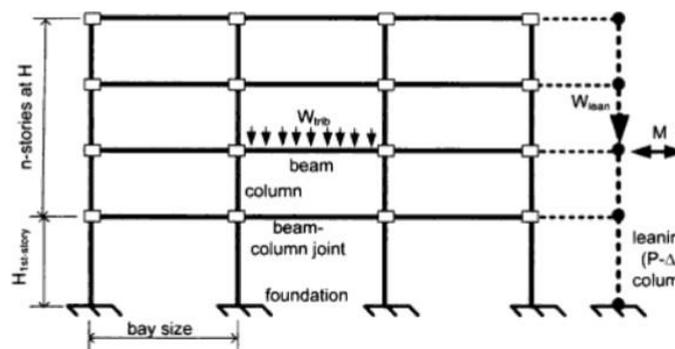


Figura 3-4. Configuración de Leaning Column para incluir efecto P-Delta (FEMA P-695, 2009).

Como se muestra en la Figura 3-5, se puede apreciar la distribución de las fuerzas en el modelo, y en la Figura 3-6, las áreas tributarias pertenecientes al pórtico modelado. Dichas áreas servirán para el cálculo de las masas y fuerzas a aplicar al modelo.

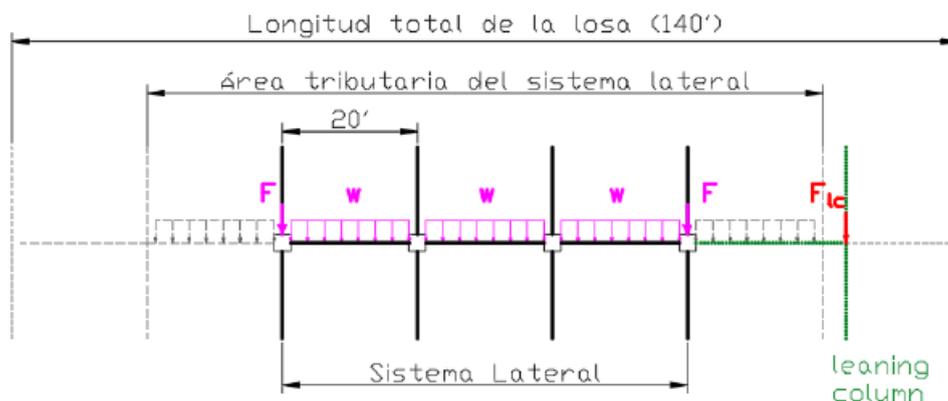


Figura 3-5. Distribución de las fuerzas en el modelo (Astudillo, 2018).

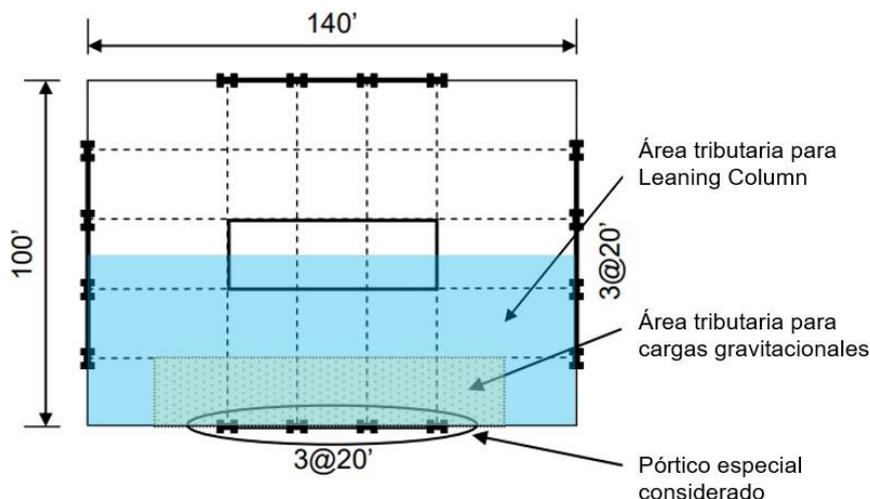


Figura 3-6. Áreas tributarias para análisis de cargas en pórtico analizado. Adaptado de (NIST, 2010).

Para el cálculo de las masas, las cuales se asignan a los nodos de cada piso de la estructura, se parte del hecho que la planta de la estructura tiene un área total de 14000 ft². Posteriormente con esta área, se procede a calcular la carga muerta y viva, misma que se divide entre dos, para considerar la acción de las cargas solamente sobre un pórtico. Por otra parte, el área tributaria para la aplicación de la carga cladding, se considera como el área de las paredes contribuyentes al piso (12 paredes perimetrales) y la altura promedio del piso. Para el primer piso, el área sería $A = \frac{(15+13)}{2} * 20 * 12$, resultando 3360 ft², para el segundo al séptimo piso, el área es de 3120 ft², y para el último piso 1560 ft². Una vez calculadas las cargas vivas y muertas, se procede a mayorarlas, y dividiendo para la gravedad (386.2 in/s²), se obtienen las masas de piso y masas nodales. Dichos valores se presentan en la Tabla 3-2.

Piso	D (kip)	Cladding (kip)	L (kip)	1.05D+0.25L (kip)	Masa por piso (kip*s ² /in)	Masa por nodo (kip*s ² /in)
1	630	84	350	837.2	2.17	0.54
2-7	630	78	350	830.9	2.15	0.54
8	630	39	140	737.45	1.91	0.48

Tabla 3-2. Cálculo de masas para el pórtico

Por otra parte, para el cálculo de las fuerzas indicadas en la Figura 18, así mismo se tendrán que obtener las áreas tributarias. Para el pórtico, el área tributaria por vano es $A = 20 * 20 = 400 \text{ ft}^2$. Con esta área se pueden calcular las cargas muertas y vivas. Al igual que para el cálculo de masas, las cargas muertas tipo cladding se deben obtener del área de las paredes,

siendo para el primer piso el área de 280 ft², para el segundo al séptimo piso, el área de 260 ft², y para el último piso, un área de 130 ft². Con estas áreas, y tras la mayoración, se calculan entonces las fuerzas **F** que se aplican en las columnas externas de cada piso como se muestra en la Figura 3-3.

Piso	D (kip)	Cladding (kip)	L (kip)	Carga puntual Col. Externas (kips)
1	36	7	20	50.15
2-7	36	6.5	20	49.63
8	36	3.25	8	43.21

Tabla 3-3. Valores para carga puntual *F*

Las cargas distribuidas **w**, se pueden aproximar mediante la siguiente expresión:

$$w = \frac{F_{col}}{L_{viga}} \tag{3-1}$$

Donde:

w: Carga distribuida en la viga

F_{col}: Carga puntual sobre la columna

L_{viga} : Longitud de la viga

A de tenerse en cuenta que a la longitud de la viga se le tiene que restar el peralte de la columna debido a los Panel Zones.

Finalmente, se obtiene la carga que será aplicada sobre la Leaning Column, mismas que corresponden a la carga transmitida por el área tributaria que no corresponde al sistema lateral. Esta área tributaria corresponde a 5000 ft². De la misma manera se obtienen otras áreas para la aplicación de la carga perimetral, siendo para el primer piso, un área de 1960 ft², del segundo al séptimo piso un área de 1820 ft², y para el último piso, 910 ft². Con dichas áreas, y mayorando las cargas, se obtienen las cargas puntuales por piso que se deberán aplicar en la Leaning Column, estas se muestran en la Tabla 3-4.

Piso	D (kip)	Cladding (kip)	L (kip)	Carga puntual LC (kips)
1	450	49	250	586.45
2-7	450	45.5	250	582.78

8	450	22.75	100	521.39
---	-----	-------	-----	--------

Tabla 3-4. Valores para cargas puntuales sobre Leaning Column

3.1.3 Conexiones RBS

Las vigas que conforman la estructura presentan conexiones precalificadas de tipo *Reduce Beam Sections* (RBS) y cumplen las especificaciones de diseño AISC 358-05. Como ya se explicó anteriormente, en estas conexiones la porción de los patines de la viga se recorta en la región adyacente a la zona de conexión y tiene por objetivo que la fluencia y formación de rótulas ocurran principalmente dentro de la conexión RBS. En la Tabla 3-5 se presentan los parámetros de estas vigas y definirán la geometría y otras propiedades de las vigas como se muestra en la Figura 3-7.

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

Tabla 3-5. Parámetros de las Vigas RBS

Donde los parámetros b_f y d_b son partes de la sección W de la viga (Figura 3-3).

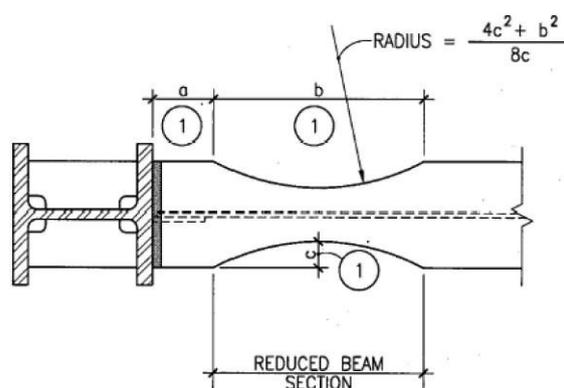


Figura 3-7. Parámetros de las Vigas RBS (NIST, 2010).

Hay que tener en cuenta que se deben realizar ciertos ajustes debido a la evidente reducción de la sección, modificando el módulo plástico y la inercia en el centro del RBS según las siguientes ecuaciones:

$$Z_{x,RBS} = Z_x - 2 * c * t_{bf} * (d - t_{bf}) \quad (3-2)$$

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

Donde:

$Z_{x,RBS}$: Módulo de la sección RBS

$I_{x,RBS}$: Inercia de viga RBS

Z_x : Módulo de la sección (Viga)

I_x : Inercia de la sección (Viga)

c : Parámetro de viga RBS

t_{bf} y t_f : Espesor del patín de la viga

d : Peralte de la viga

3.1.4 Materiales utilizados para la modelación en OpenSees

Utilizando el modelo de deterioro modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler, se modeló rótulas plásticas en vigas y columnas, esto con la finalidad de formar rótulas elasto-plásticas en los extremos de las columnas y en las zonas RBS de las vigas para la distribución de la no linealidad. En la Figura 3-8 se muestra una vista en elevación con la ubicación típica de las rótulas, en donde las rojas corresponden a las rótulas de las columnas, las azules a rótulas en las vigas, y negras a las rótulas en los Panel Zones.

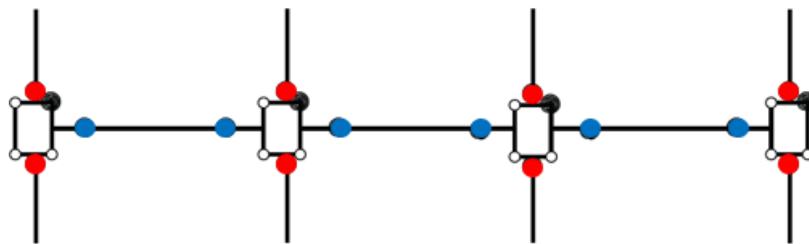


Figura 3-8. Configuración típica en elevación del modelo de plasticidad concentrada. Adaptado de (NIST, 2010).

En la Figura 3-8, se muestra que el modelo de piso está conformado 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 más adelante.

La teoría modificada de Ibarra-Medina-Krawinkler, tiene por objetivo mejorar la simulación del deterioro, y se basa en una curva envolvente con respuesta bilineal. La curva envolvente correspondiente a esta teoría la podemos observar en la Figura 3-9, donde se puede observar que surge una nueva deformación δ_u donde se pierde la capacidad, ayudando a simular el

desgarramiento dúctil que se produce en componentes de acero o la falla frágil de alguna conexión.

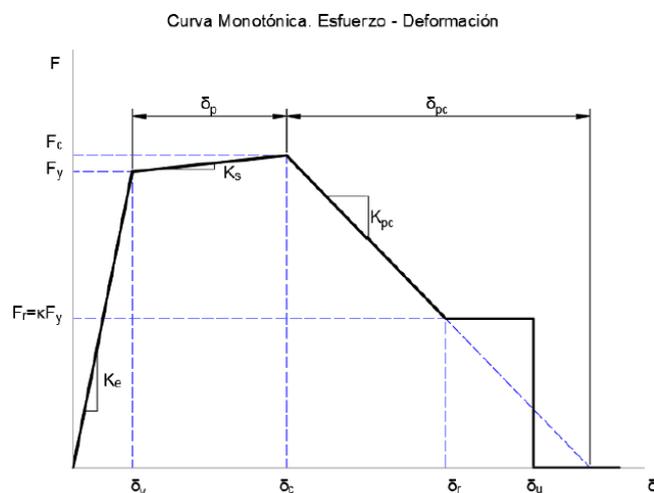


Figura 3-9. Curva envolvente del modelo modificado de IMK (Astudillo, 2018).

Donde:

F_y, δ_y : Momento y rotación efectivos de fluencia.

K_e : Rigidez elástica efectiva.

F_c, δ_c : Fuerza de endurecimiento y deformación asociada.

δ_p : Deformación plástica de endurecimiento para carga monotónica.

K_p : Rigidez efectiva post-fluencia.

δ_{pc} : Rango de deformación post endurecimiento.

K_{pc} : Rigidez efectiva post endurecimiento.

F_r : Esfuerzo residual

δ_u : Deformación última.

La obtención de parámetros característicos de esta curva envolvente se describe de mejor manera en el trabajo realizado por Astudillo (2018), ya que para la modelación de las rótulas de vigas y columnas se utiliza el modelo realizado en dicho trabajo.

En Opensees, este comportamiento se modela mediante elementos de longitud cero (*ZeroLength Element*) y con el material denominado *Bilin*, el cual tiene como parámetros los que se describen en la Tabla 3-6.

Parámetro de Material Bilin	Descripción
\$matTag	ID del material
\$K0	Rigidez elástica

\$as_Plus	Razón de endurecimiento para dirección de carga positiva
\$as_Neg	Razón de endurecimiento para dirección de carga negativa
\$My_Plus	Momento de fluencia para dirección de carga positiva
\$My_Neg	Momento de fluencia para dirección de carga negativa
\$Lamda_S	Parámetro de deterioro cíclico de la resistencia
\$Lamda_C	Parámetro de deterioro cíclico de la resistencia posterior a la fluencia
\$Lamda_A	Parámetro de deterioro cíclico de la rigidez de recarga acelerada
\$Lamda_K	Parámetro de deterioro cíclico de la rigidez de descarga
\$c_S	Tasa de deterioro de la resistencia
\$c_C	Tasa de deterioro de la resistencia posterior a la fluencia
\$c_A	Tasa de deterioro de la rigidez de recarga acelerada
\$c_K	Tasa de deterioro de la rigidez de descarga
\$theta_p_Plus	Capacidad de rotación plástica para dirección de carga positiva
\$theta_p_Neg	Capacidad de rotación plástica para dirección de carga negativa
\$theta_pc_Plus	Capacidad de rotación post endurecimiento para dirección de carga positiva
\$theta_pc_Neg	Capacidad de rotación post endurecimiento para dirección de carga negativa
\$Res_Pos	Relación de capacidad residual para dirección de carga positiva
\$Res_Neg	Relación de capacidad residual para dirección de carga negativa
\$theta_u_Plus	Capacidad última de rotación para dirección de carga positiva
\$theta_u_Neg	Capacidad última de rotación para dirección de carga positiva
\$D_Plus	Tasa de deterioro cíclico para dirección de carga positiva. Se usa 1.0 para un comportamiento histerético simétrico
\$D_Neg	Tasa de deterioro cíclico para dirección de carga negativa. Se usa 1.0 para un comportamiento histerético simétrico

Tabla 3-6. Parámetros de entrada para material Bilin en OpenSees

Los parámetros $\$c_S$, $\$c_C$, $\$c_A$, $\$c_K$, $\$D_Plus$ y $\$D_Neg$ son siempre 1.0 para todos los elementos, por otro lado, $\$Res_Pos$ y $\$Res_Neg$ son siempre 0.4 (Mr/My), y $\$theta_u_Plus$ y $\$theta_u_Neg$ son siempre 0.2 (NIST, 2010. pg. D-8). Los demás parámetros que describen el material utilizado para cada una de las rótulas del modelo se presentan en Anexos.

Las propiedades estructurales de cada miembro son una combinación de las propiedades entre vigas, columnas y las rótulas plásticas que los conectan. Debido a esto, la rigidez de estas subelementos debe modificarse de tal forma que la rigidez equivalente del conjunto sea igual a la rigidez del elemento verdadero (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005).

La rigidez rotacional de un elemento K_{elem} es:

$$K_{elem} = \frac{6 * E * I_{elem}}{L_{elem}} \tag{3-4}$$

Donde

E : Módulo de elasticidad

I_{elem} : Momento de inercia

L_{elem} : 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 3-10), mediante la descomposición en serie de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$K_{elem} = \frac{1}{\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_{bc}}} = \frac{K_s * K_{bc}}{K_s + K_{bc}} \tag{3-5}$$

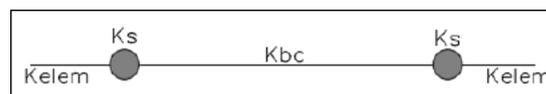


Figura 3-10. Distribución de rigideces de vano

Ibarra y Krawinkler (2005) 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.

De esta manera se puede expresar la rigidez rotacional de las subelementos en función de la rigidez total del elemento y del factor multiplicador “n”, obteniendo las siguientes ecuaciones:

$$K_{bc} = \frac{n + 1}{n} * K_{elem} \tag{3-6}$$

$$K_s = (n + 1) * K_{elem} \quad (3-7)$$

Esta modificación ha de tenerse en cuenta al momento de asignar el amortiguamiento, ya que el factor $(n + 1)/n$ servirá para modificar el coeficiente α_1 proporcional a la rigidez, como se mencionó anteriormente en el apartado 2.3.3.

Por otro lado, los Panel Zones, son los que modelan las regiones de intersección entre vigas y columnas, asignando rigidez rotacional a estas conexiones, representando la relación entre los esfuerzos de corte y la deformación que se produce.

Cada conexión está compuesta por ocho elementos elásticos (*ElasticBeamColumn*) y una rótula plástica con comportamiento histerético en la esquina superior derecha como se puede observar en la Figura 3-11.

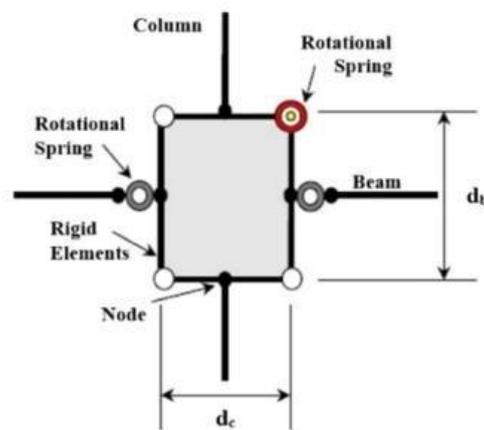


Figura 3-11. Modelo de Panel Zone (Sepasdar, Banan, & Banan, 2019)

En las esquinas restantes que no tienen rótula plástica, los elementos se encuentran unidos mediante una conexión fija en donde se restringen ambos grados de libertad traslacional mediante el comando de Opensees *equalDOF*. También se les asigna un área y momento de inercia grandes a los ocho elementos elásticos, esto para proporcionar una alta rigidez axial y flexural.

Para la creación de los Panel Zones, se utilizó el modelo realizado por Dimitrios Lignos, el cual hace uso del material *Hysteretic*, basado en la curva de la Figura 3-12.

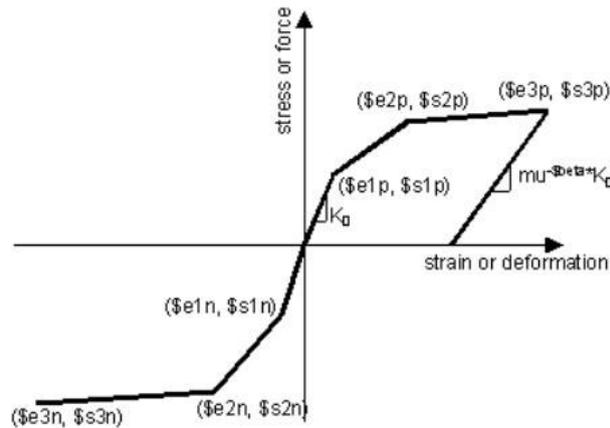


Figura 3-12. Comportamiento de material Hysteretic (Mazzoni et al., 2006).

El comportamiento del Panel Zone se define en tres etapas: fluencia del alma de la columna, reacomodo y fluencia de los patines de la columna y endurecimiento por deformación (FEMA, 2000). En la Figura 3-13 se muestra un modelo trilineal y sus respectivos parámetros.

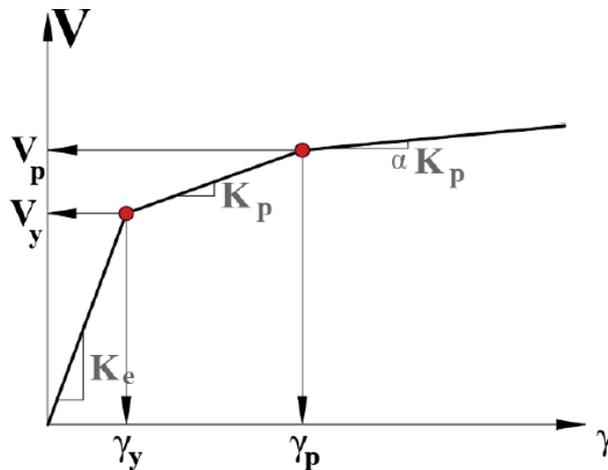


Figura 3-13. Relación trilineal de la fuerza cortante y distorsión (PEER, 2011)

3.1.5 Nomenclatura del Modelo

En las Tablas 3-7 y 3-8 que se presentan a continuación, se indica la nomenclatura utilizada para la construcción del modelo. Se muestra la numeración de los nodos y elementos, tanto elásticos como rótulas plásticas que conforman la estructura.

En la Figura 3-14 se muestra de manera esquemática la distribución de los elementos del modelo.

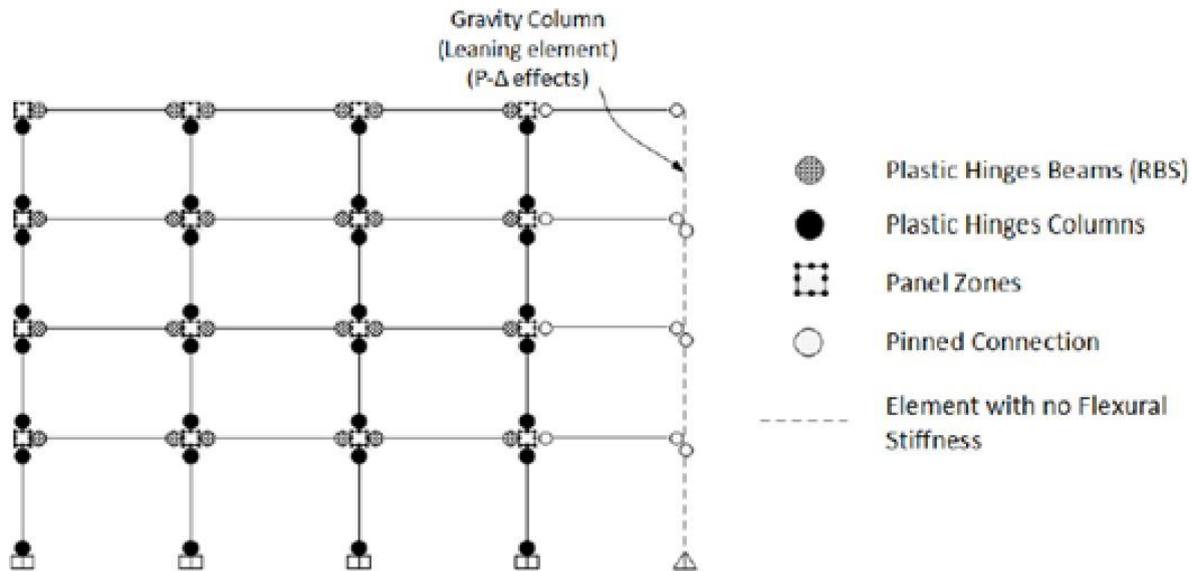


Figura 3-14. Esquema de la distribución de elementos

NODOS		
Nodos Principales	xy	x: # de columna y: # de piso
Nodos de las Rótulas Plásticas	xya	x: # de columna y: # de piso a: Ubicación respecto al nodo principal 1,2: Derecha 3,4: Izquierda 5,6: Abajo 7,8: Arriba
Nodos para Panel Zones	xybc	x: # de columna y: # de piso bc: Ubicación respecto al nodo principal 01,02: Superior Izquierda 03,04: Superior Derecha 05: Medio Derecha 06,07: Inferior Derecha 08,09: Inferior Izquierda 10: Medio Izquierda

Tabla 3-7. Nomenclatura utilizada para nombrar nodos del modelo

ELEMENTOS		
Columnas	1xy	1: Columna x: # de columna y: # de entrepiso
Vigas (Entre Rótulas)	2xy	2: Viga x: # de vano y: # de piso
Vigas (Entre Rótulas y Panel Zones)	2xya	2: Viga x: # de vano y: # de piso a: Ubicación en el vano 1: Izquierda 2: Derecha
Elementos del Panel Zone	500xya	500: Elemento del Panel Zone x: # de columna y: # de piso a: Ubicación del elemento 1: Superior Izquierdo 2: Superior Derecho 3: Derecho Superior 4: Derecho Inferior 5: Inferior Derecho 6: Inferior Izquierdo 7: Izquierdo Inferior 8: Izquierdo Superior
Leaning Column (Elemento tipo Truss)	6xy	6: Enlace tipo armadura x: # de vano y: # de piso
Leaning Column (Elemento columna)	7xy	7: Columna de Leaning Column x: # de columna y: # de entrepiso
RESORTES		
Rótulas de Columnas	3xya	3: Rótula de la Columna x: # de columna y: # de entrepiso a: Ubicación en el entrepiso 1: Inferior 2: Superior

Rótulas de Vigas	4xya	4: Rótulas de la Viga x: # de vano y: # de piso a: Ubicación en el vano 1: Izquierda 2: Derecha
Rótula de Panel Zones	4xy00	4: Rótulas del Panel Zone x: # de columna y: # de piso
Resorte de Leaning Column	5xya	5: Resorte de la Leaning Column x: # de columna y: # de entrepiso a: Ubicación en el entrepiso 1: Inferior 2: Superior

Tabla 3-8. Nomenclatura utilizada para nombrar elementos y resortes del modelo

Una vez modelada la geometría de la estructura en OpenSees, se procedió a exportar las coordenadas de los nodos, y una matriz de conectividad, la cual indica el identificador del elemento junto con los nodos a los que une, con dicha información, se efectuó un post procesamiento en Matlab y se graficó la estructura para verificar la correcta construcción de la misma, como se muestra en la Figura 3-15. Esta verificación también se la realiza tras ejecutar el análisis modal.

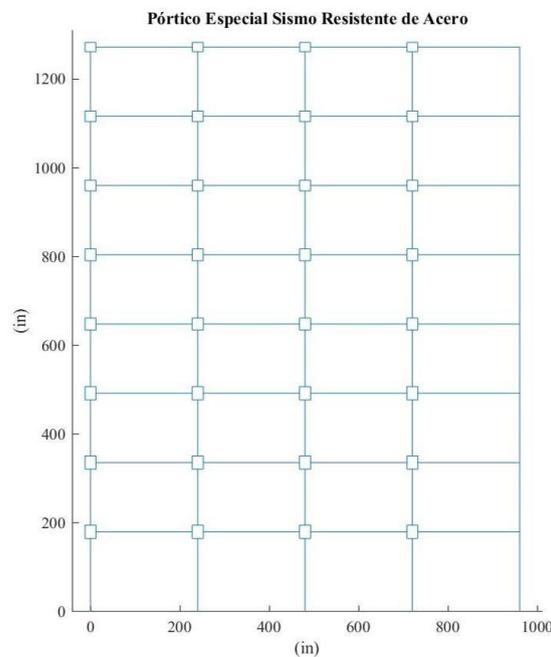


Figura 3-15. Estructura modelada en Opensees

3.2 Asignación de amortiguamiento Rayleigh

Como se vio anteriormente hay que tener en cuenta diferentes consideraciones al momento de asignar el amortiguamiento a la estructura, sobre todo cuando ésta incursiona en el rango inelástico. Para este estudio se consideran cuatro casos para la asignación de amortiguamiento, en dos de ellos se utiliza la variación propuesta por Zareian y Medina (2010), es decir, se utiliza un amortiguamiento asignado por regiones y se varía el tipo de matriz de rigidez usada (Inicial o Tangencial). Los otros dos casos serán aquellos en los que el amortiguamiento sea asignado a todos los elementos, ya sean elásticos o inelásticos, en otras palabras, se asigna sin regiones, esto para verificar la influencia que tiene la inclusión de amortiguamiento a los elementos que incurren en rango inelástico (rótulas); así mismo se varía la matriz de rigidez Inicial o Tangencial. Estos cuatro casos se realizan únicamente para un amortiguamiento de 2.5%.

Para analizar la variación que existe entre los resultados obtenidos con amortiguamientos de 1, 2, 2.5 y 5%, se utiliza un amortiguamiento Rayleigh con matriz de rigidez inicial asignado por regiones.

3.2.1 Matriz de rigidez Inicial sin Regiones

El primer caso de estudio considera el uso de la matriz de rigidez inicial durante todo el análisis, es decir el valor que se obtiene en la matriz de amortiguamiento es constante. Para asignar el amortiguamiento con estas características a la estructura en OpenSees, se utiliza el siguiente comando:

```
rayleigh $alphaM $betaK $betaKinit $betaKcomm
```

Este considera la matriz de amortiguamiento como se muestra en la Ecuación (3-8) (OpenSeesWiki, 2012).

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K + \beta \cdot K_{init} + \beta \cdot K_{comm} \quad (3-8)$$

Donde el α y el β corresponden a los valores de a_0 y $a_{1,mod}$ respectivamente, y para los otros términos los coeficientes son cero, debido a que no se utilizan en este caso. De esta manera asignamos la rigidez a toda la estructura (Figura 3-16)

```
-rayleigh $a0 0.0 $a1_mod 0.0
```

Figura 3-16: Asignación de amortiguamiento Rayleigh, haciendo uso de la matriz de rigidez inicial

Una consideración adicional que se debe tener en cuenta para este caso de amortiguamiento sin regiones, es que se deberá indicar al programa OpenSees, que los elementos tipo rótulas también deberán participar en el amortiguamiento Rayleigh, ya que, por defecto este tipo de elementos no lo hacen. Esto se debe realizar al momento de definir los *ZeroLength elements*, agregando el parámetro *-doRayleigh* con indicador 1 (0 por defecto) al final como se muestra en la Figura 3-17.

```
element zeroLength $eleID $nodeR $nodeC -mat $eleID -dir 6 -doRayleigh 1
```

Figura 3-17. Asignación de amortiguamiento en las rótulas en OpenSees

3.2.2 Matriz de rigidez Inicial con Regiones

Este caso, al igual que el anterior, considera la matriz de amortiguamiento constante durante todo el análisis al hacer uso de la matriz de rigidez inicial. El cambio sucede al momento de asignar el amortiguamiento Rayleigh a los diferentes elementos que conforman la estructura.

Primero creamos la *primera Región*, que está conformada por todos los nodos de la estructura, recalcando que el amortiguamiento se asigna únicamente a aquellos que contienen masa. Como se aprecia en la Figura 3-18, en esta región se asigna únicamente el amortiguamiento proporcional a la masa, siendo a_0 el coeficiente del primer término de la Ecuación (3-8) y los demás términos iguales a cero.

```
region 1 -nodeRange 1 9910 -rayleigh $a0 0.0 0.0 0.0
```

Figura 3-18. Asignación de amortiguamiento para la Región 1

En la *segunda Región* se agrupan los elementos a los que se aplica la modificación por el factor n para el cambio de la rigidez, siendo estos elementos las vigas que se encuentran entre las rótulas plásticas y las columnas. De esta manera tenemos los coeficientes a_0 y $a_{1,mod}$ correspondientes al primer y tercer término de la Ecuación (3-8), lo cual se muestra en la Figura 3-19.

```
region 2 -eleRange 111 299 -rayleigh $a0 0.0 $a1_mod 0.0
```

Figura 3-19. Asignación de amortiguamiento para la Región 2

En la *tercera Región* se agrupan los elementos a los cuales se asigna el amortiguamiento proporcional a la rigidez sin modificación, siendo estos elementos las vigas que se encuentran entre las rótulas. Los coeficientes asignados son el a_0 y a_1 correspondientes al primer y tercer término de la Ecuación (3-8), lo cual se muestra en la Figura 3-20.

```
region 3 -eleRange 2111 2992 -rayleigh $a0 0.0 $a1 0.0
```

Figura 3-20. Asignación de amortiguamiento para la Región 3

La *cuarta Región* está conformada por los elementos elásticos que conforman los *panel zones* y se le asigna los amortiguamientos de la misma manera que en la *tercera Región*, amortiguamiento proporcional a la masa (a_0) y amortiguamiento proporcional a la rigidez sin modificación (a_1), como se puede observar en la Figura 3-21.

```
region 4 -eleRange 500000 599999 -rayleigh $a0 0.0 $a1 0.0
```

Figura 3-21. Asignación de amortiguamiento para la Región 4

3.2.3 Matriz de Rigidez Tangencial sin Regiones

Al considerar la matriz tangente en el amortiguamiento Rayleigh, la matriz de amortiguamiento varía cuando algún elemento de la estructura entra en rango inelástico y por lo tanto cambia su rigidez, por lo que la matriz de rigidez debe ser calculada cada que esto sucede, lo que conlleva a gastos computacionales mayores e incluso posibles errores de convergencia.

Dada la Ecuación (3-8), que es la representación del comando *-rayleigh* en el software OpenSees, donde el α y el β corresponden a los valores de a_0 y $a_{1,mod}$ respectivamente, para este caso, se utilizan el primero y segundo término de esta ecuación, correspondientes al coeficiente de amortiguamiento proporcional a la masa y al proporcional a la rigidez tangente.

El amortiguamiento se asigna mediante el comando mostrado en la Figura 3-22, y no es necesario ninguna consideración adicional.

```
-rayleigh $a0 $a1_mod 0.0 0.0
```

Figura 3-22. Asignación de amortiguamiento Rayleigh, haciendo uso de la matriz de rigidez tangente

3.2.4 Matriz de Rigidez Tangencial con Regiones

De manera similar al apartado 3.2.3, se asigna el amortiguamiento por regiones, pero esta vez en función de la matriz de rigidez tangente, de esta manera, la matriz de amortiguamiento varía cuando algún elemento cambie su rigidez, es decir entre en rango inelástico.

Se crea la *primera Región*, la cual es la misma utilizada en la sección 3.3.2 para asignar el amortiguamiento proporcional a la masa a los nodos de la estructura, como se muestra en la Figura 3-23.

```
region 1 -nodeRange 1 9910 -rayleigh $a0 0.0 0.0 0.0
```

Figura 3-23. Asignación de amortiguamiento para la Región 1

Para la segunda, tercera y cuarta Región se procede de manera similar a la detallada en el apartado 3.3.2, debido a que cada región agrupa los elementos de la estructura de la misma manera, con la diferencia de que al momento de utilizar el comando *-rayleigh*, el coeficiente para asignar el amortiguamiento proporcional a la rigidez se coloca en la posición del segundo término, el cual es equivalente a la matriz de rigidez tangente (Figura 3-24).

```
region 2 -eleRange 111 299 -rayleigh $a0 $a1_mod 0.0 0.0
region 3 -eleRange 2111 2992 -rayleigh $a0 $a1 0.0 0.0
region 4 -eleRange 500000 599999 -rayleigh $a0 $a1 0.0 0.0
```

Figura 3-24. Asignación de amortiguamiento para las Regiones 2,3 y 4

3.2.5 Comprobación de Amortiguamiento

El objetivo de este análisis es evaluar el amortiguamiento inherente asignado a la estructura, esto se logra al someterla a un estado de vibración libre, que ocurre cuando el equilibrio estático es perturbado, buscando un equilibrio sin la influencia de una fuerza dinámica externa.

La Ecuación (3-9), se representa la respuesta amortiguada del sistema representado en la Figura 3-25.

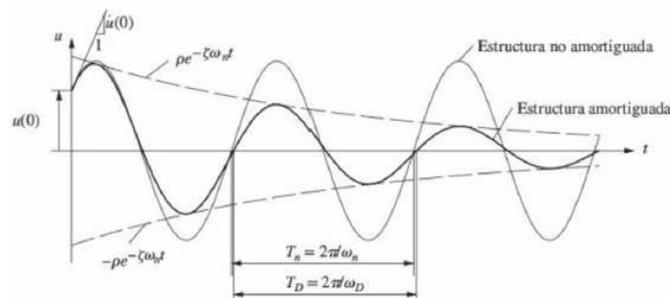


Figura 3-25. Efectos del amortiguamiento en la vibración libre

$$u(t) = e^{-\xi \omega_n t} (A \cos(\omega_D t) + B \sin(\omega_D t)) \tag{3-9}$$

Donde:

$u(t)$: Respuesta de desplazamiento

ω_D : Frecuencia amortiguada

ξ : Razón de amortiguamiento

ω_n : Frecuencia natural

El parámetro de la frecuencia amortiguada, se puede obtener al aplicar la Ecuación (3-10).

$$w_D = w_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (3-10)$$

Una vez obtenida la respuesta de vibración libre, mediante el método de decrecimiento logarítmico se puede determinar el amortiguamiento asignado al modo de vibración analizado, haciendo uso de los picos de desplazamiento de la respuesta, haciendo uso de la Ecuación (3-11), de la que el término del denominador se desprecia, ya que al estar utilizando valores de ξ pequeños y al elevarlos al cuadrado, este término resulta semejante a 1.

$$\ln \left(\frac{u_i}{u_{i+1}} \right) = \frac{2\pi \cdot \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (3-11)$$

Donde:

u_i : Pico de desplazamiento i

u_{i+1} : Pico de desplazamiento siguiente a i

Mediante este análisis se puede comprobar que la estructura presente una razón de amortiguamiento igual a la asignada inicialmente. Además, se realiza una comprobación del amortiguamiento de la estructura con la ayuda de la participación de la masa para cada modo de vibración, la cual consiste en obtener un promedio ponderado como lo indica la Ecuación (3-12).

$$\xi_{ponderado} = \sum_{i=1}^n \xi_i F_{mi} \quad (3-12)$$

Donde:

n : Número de modos de la estructura

ξ_i : Razón de amortiguamiento del modo i

F_{mi} : Factor de participación de masa del modo i

3.3 Análisis Pushover

Esta curva, como ya se mencionó y como se presentó en la Figura 2-7, grafica el cortante basal con la deriva de techo del último piso de la estructura.

Algo que se consideró para este análisis, es la reducción de la capacidad a momento de las columnas, esto debido a los efectos P-Delta y cargas axiales en la columna. Esta reducción consiste en tomar en cuenta una carga axial reducida igual a $P_{grav} + P_{E,max}$, donde $P_{E,max}$ es la máxima fuerza axial debido a cargas laterales, y P_{grav} son las cargas de gravedad.

De esta manera, la reducción de la capacidad de momento de las columnas está dada por:

$$M_y = \begin{cases} C_{pr} * R_y * F_y * Z_e * \left(1 - \frac{P_{red}}{2P_{ye}}\right), & \text{si } P_{red}/P_{ye} \leq 0.2 \\ C_{pr} * R_y * F_y * Z_e * \frac{9}{8} * \left(1 - \frac{P_{red}}{P_{ye}}\right), & \text{si } P_{red}/P_{ye} > 0.2 \end{cases} \quad (3-13)$$

Con $P_{ye} = R_y \cdot F_y \cdot A$ y $C_{pr} = 1.15$. En la Tabla 3-9 se muestran los coeficientes de reducción calculados por Astudillo (2018).

Factores de reducción		
Entrepiso	Columnas Externas	Columnas Internas
8	0.9777	0.9827
7	0.9483	0.9618
6	0.9368	0.9595
5	0.9070	0.9471
4	0.8473	0.9470
3	0.7641	0.9364
2	0.679	0.9266
1	0.606	0.9166

Tabla 3-9. Factores de reducción utilizados para reducción de capacidad de columnas

Tras el análisis Pushover, se calcularon los parámetros tanto de ductilidad (μ_T) como sobrerresistencia (Ω) de la estructura, estos parámetros se ilustran en la Figura 3-26.

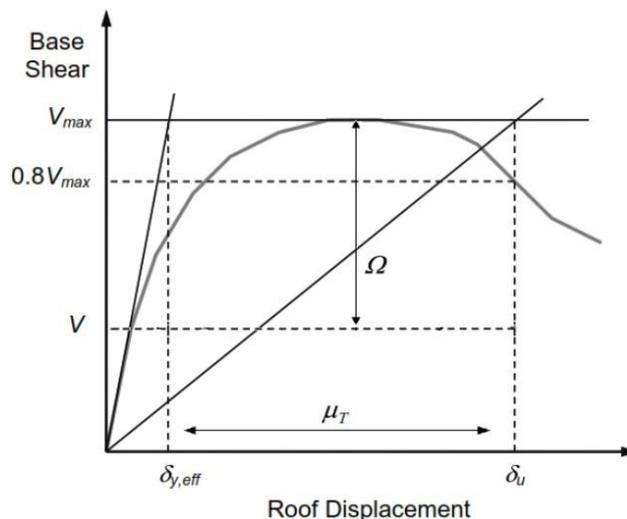


Figura 3-26. Curva Pushover (FEMA P-695, 2009).

3.3.1 Sobrerresistencia

Para obtener la sobrerresistencia de la estructura se relaciona el cortante basal máximo que soporta la estructura y el cortante basal de diseño, como se observa en la siguiente ecuación.

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_s} \quad (3-14)$$

Donde:

Ω : Factor de sobrerresistencia

V_{max} : Cortante basal máximo

V_s : Cortante basal de diseño

Para encontrar el cortante basal de diseño, NIST (2010) da a conocer el coeficiente de corte del prototipo modelado, donde se relaciona el cortante V_s , con el peso total de la estructura W .

$$\frac{V_s}{W} = 0.039 \quad (3-15)$$

Donde el peso total de la estructura es de 11262 kips, por lo que el cortante basal de diseño resulta de 219.61 kips.

3.3.2 Ductilidad

Para encontrar el parámetro de ductilidad, partimos de su definición, que es la relación entre la deformación última y la deformación de fluencia efectiva, el primer parámetro corresponde al punto donde se alcanza el $0.8 \cdot V_{max}$, que expresado de otra manera es cuando se pierde el 20% de capacidad del cortante basal. La relación de la ductilidad esta expresada en la ecuación siguiente ecuación.

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (3-16)$$

Siendo la deformación de fluencia efectiva:

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4 \square^2} \right] (\max(T, T1))^2 \quad (3-17)$$

Donde el factor C_0 se calcula con la Ecuación (3-18).

$$C_0 = \square_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \square_{1,x}}{\sum_1^N m_x \square_{1,x}^2} \quad (3-18)$$

3.4 Selección y escalamiento de sismos

3.4.1 Espectro de diseño y MCE

Para los análisis dinámicos que se realizan en el presente trabajo, se tendrán en cuenta dos niveles de intensidad sísmica. El nivel de diseño corresponde a un sismo cuyo periodo de retorno es de 475 años, mientras que el siguiente nivel, MCE, corresponde a un sismo con un periodo de retorno de 2500 años.

La ASCE-7 (2016) propone el espectro de respuesta presentado en la Figura 3-27.

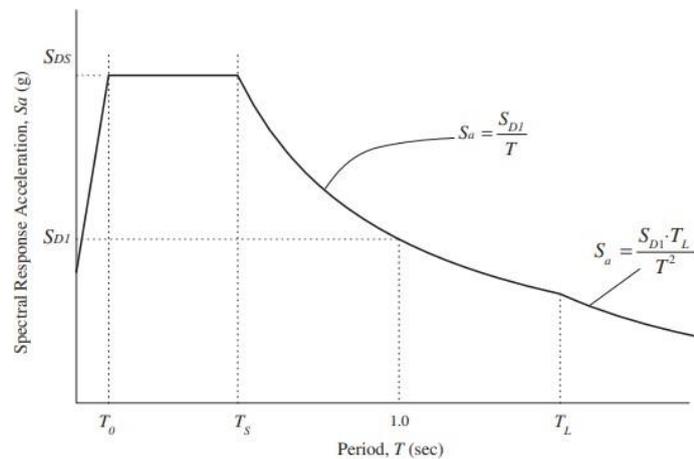


Figura 3-27. Espectro de respuesta de diseño (ASCE-7, 2016)

Donde se presentan las ecuaciones para el cálculo de las aceleraciones. Para el tramo comprendido entre 0 y T_0 , la aceleración S_a se puede calcular con la siguiente ecuación.

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3-19)$$

El valor de S_{DS} corresponde a los $\frac{2}{3} S_{MS}$.

Por otro lado, los límites T_0 y T_S están dados por:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3-20)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3-21)$$

Estos parámetros para la construcción del espectro se los puede encontrar en la metodología FEMA-P695 (2009) y se los presenta en las Tablas 3-10 y 3-11, respetando la categoría

sísmica de diseño del prototipo modelado según NIST (2010), en este caso una categoría

D_{max} .

Seismic Design Category		Maximum Considered Earthquake			Design
Maximum	Minimum	S_s (g)	F_a	S_{MS} (g)	S_{DS} (g)
D		1.5	1.0	1.5	1.0
C	D	0.55	1.36	0.75	0.50
B	C	0.33	1.53	0.50	0.33
	B	0.156	1.6	0.25	0.167

Tabla 3-10. Coeficientes de sitio y parámetros de diseño para distintas categorías sísmicas. Aceleración espectral para periodo corto (FEMA P-695, 2009, págs. 5-5).

Seismic Design Category		Maximum Considered Earthquake			Design
Maximum	Minimum	S_t (g)	F_v	S_{M1} (g)	S_{D1} (g)
D		0.60	1.50	0.90	0.60
C	D	0.132	2.28	0.30	0.20
B	C	0.083	2.4	0.20	0.133
	B	0.042	2.4	0.10	0.067

Tabla 3-11. Coeficientes de sitio y parámetros de diseño para distintas categorías sísmicas. Aceleración espectral para periodo de 1 segundo (FEMA P-695, 2009, págs. 5-5).

Con lo antes descrito, se procede a calcular el espectro de diseño. Por otro lado, para el espectro MCE, se lo escala multiplicando por un factor de 1.5 (ASCE 7, 2016). A continuación, en la Figura 3-28, se presentan los espectros para las intensidades sísmicas mencionadas.

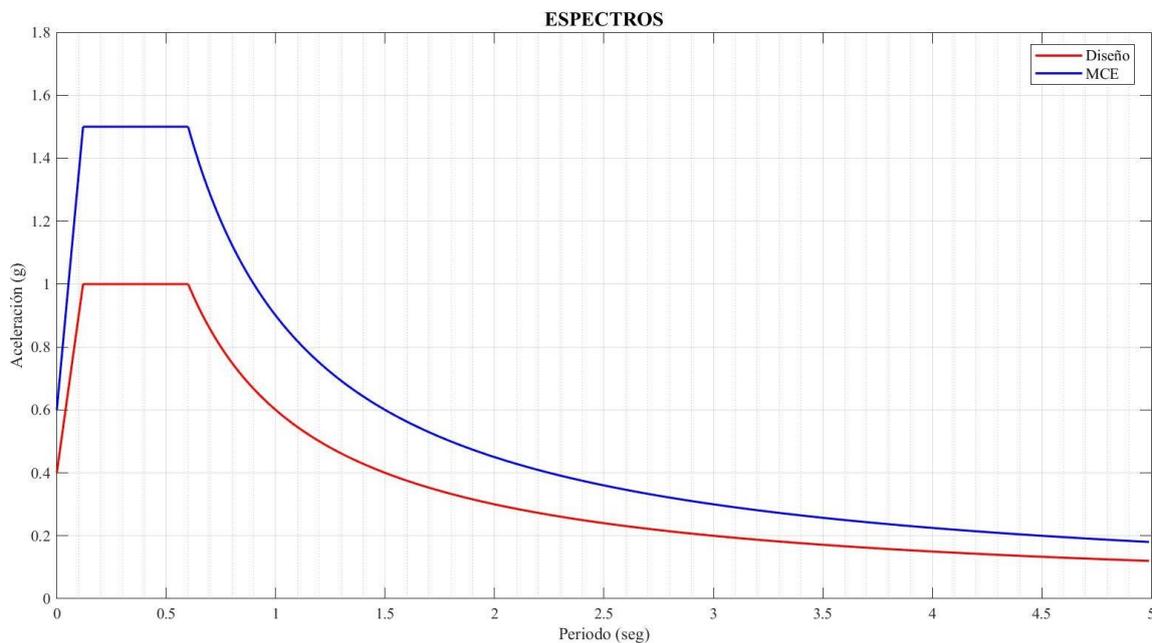


Figura 3-28. Espectros con distinta intensidad sísmica

3.4.2 Selección y Escalamiento de sismos

Para los análisis dinámicos se utilizan registros sísmicos provenientes de la base de datos de PEER NGA. Dentro de esta base de datos, existen 22 registros correspondientes al set utilizado por FEMA P695, denominado *far field*, cada uno de estos registros tiene dos componentes, por lo que en total serían 44 registros sísmicos. Dichos registros cumplen con ciertos criterios que son descritos a detalle en el apéndice A de FEMA P695, sin embargo, a continuación, se enumera rápidamente cada uno de ellos.

- Magnitud de la Fuente
- Tipo de Fuente
- Condiciones de Sitio
- Distancia del Sitio a la Fuente
- Número de registros por evento
- Registros más fuertes
- Capacidad de instrumentos para medir movimientos fuertes
- Ubicación de instrumentos

De los 22 sismos pertenecientes al set *far field*, se seleccionaron solamente 11 registros, incluyendo sus dos componentes. Los sismos seleccionados se detallan en la Tabla 3-12.

Ubicación	Año	Comp.	Archivo	Magn.	npts	dt	PGD (in)	PGV (in/seg)	PGA (g)	Nº
Northridge-BH	1994	a	MUL009.AT2	6.7	2999	0.01	5.180	23.224	0.270	01
		b	MUL279.AT2		2999	0.01	4.362	24.739	0.336	-
Northridge-CC	1994	a	LOS000.AT2	6.7	1999	0.01	4.603	16.948	0.340	02
		b	LOS270.AT2		1999	0.01	4.930	17.887	0.400	-
Hector Mine	1999	a	HEC000.AT2	7.1	4531	0.01	8.872	11.259	0.289	03
		b	HEC090.AT2		4531	0.01	5.502	16.451	0.367	-
Kobe-Nishi Akashi	1995	a	NIS000.AT2	6.9	4096	0.01	3.757	14.694	0.525	04
		b	NIS090.AT2		4096	0.01	4.438	14.451	0.518	-
Kobe-Shin Osaka	1995	a	SHI000.AT2	6.9	4096	0.01	3.367	14.918	0.268	05
		b	SHI090.AT2		4096	0.01	3.011	11.008	0.233	-
Kocaeli-Duzce	1999	a	DZC180.AT2	7.5	5437	0.005	17.373	23.181	0.215	06
		b	DZC270.AT2		5437	0.005	6.937	18.279	0.247	-

Kocaeli-Arcelik	1999	a	ARC000.AT2	7.5	6000	0.05	5.377	6.972	0.298	07
		b	ARC090.AT2		6000	0.05	14.006	15.587	0.204	-
Landers-Yermo	1992	a	YER270.AT2	7.3	2200	0.02	17.256	20.268	0.242	08
		b	YER360.AT2		2200	0.02	9.657	11.708	0.150	-
Loma Prieta-Capitola	1989	a	CAP000.AT2	6.9	7991	0.005	3.613	13.797	0.576	09
		b	CAP090.AT2		7991	0.005	2.090	11.513	0.483	-
Manjil-Abbar	1990	a	ABBAR--L.AT2	7.4	2676	0.02	5.944	17.039	0.407	10
		b	ABBAR--T.AT2		2676	0.02	8.663	21.315	0.392	-
San Fernando-LA	1971	a	PEL180.AT2	6.6	2800	0.01	4.904	7.461	0.441	-
		b	PEL009.AT2		2800	0.01	2.510	5.862	0.366	11

Tabla 3-12. Características de registros sísmicos utilizados

Una vez seleccionados los sismos, se deben escalar los mismos, siendo el primer paso, la obtención de los espectros SRSS (Raíz cuadrada de suma de cuadrados), que consiste en combinar las dos componentes horizontales de cada registro sísmico.

Tras obtener los espectros SRSS, se debe proceder a encontrar el factor F_s , así mismo para cada sismo. Dicho factor altera los valores de la aceleración espectral SRSS de tal forma que para el periodo fundamental de la estructura (T_n), su valor de aceleración, coincida con la aceleración S_a del espectro de diseño. Se lo puede entender de mejor manera con la siguiente ecuación:

$$F_{s,i} = \frac{S_{aDiseño}(T_n)}{S_{aSRSS,i}(T_n)} \quad (3-22)$$

Dónde i representa el sismo analizado.

Posteriormente, cuando ya se tienen los espectros SRSS escalados por los factores F_s , se procede a encontrar un espectro promedio de todos los 11 registros en este caso. Finalmente, se debe encontrar un factor S_s de tal manera que el espectro promedio sea siempre mayor en un rango de periodos, al espectro de diseño. Dichos límites son $0.2 T_n$ y $1.5 T_n$, donde T_n es el periodo fundamental de la estructura.

Cuando ya se disponga de los factores F_s y S_s , para escalar los registros sísmicos y efectuar los análisis dinámicos para los análisis referentes a energía y desempeño, se deberá multiplicar a los registros por un factor $F_s * S_s$ cuando se trate de una intensidad sísmica de

diseño. Por otro lado, cuando se escale a los sismos a una intensidad MCE, se deberá multiplicar por el factor $1.5 * F_s * S_s$.

3.5 Análisis dinámicos no lineales

Tras la selección de 11 sismos, se efectúan los análisis dinámicos, con los cuales se pretenden obtener fuerzas de amortiguamiento, velocidades de nodos, fuerzas de elementos, desplazamientos de piso, entre otros resultados, como se muestra en la Figura 3-29. Esto para realizar el equilibrio de energía en la estructura tras la excitación sísmica, y obtener el desempeño de la misma. Estos análisis se realizaron para varios modelos estructurales, cada uno con un valor de amortiguamiento de los propuestos inicialmente. En la Tabla 3-13 se detallan los análisis dinámicos que realizaron.

```
##### INFORMATION REQUIRED FOR ENERGIES AND PERFORMANCE#####
# Damping Forces
eval recorder Node -file \${resDir}/DampingForces_${GM_Name}_${IDA_SF}.out -dT $dt -nodeRange 1 10000000 -dof 1 2 3 rayleighForces
# Velocities
eval recorder Node -file \${resDir}/NodesVel_${GM_Name}_${IDA_SF}.out -dT $dt -nodeRange 1 10000000 -dof 1 2 3 vel
# Ground Acceleration
eval recorder Node -file \${resDir}/GroundAccel_${GM_Name}_${IDA_SF}.out -timeSeries $accelSeries -time -dT $dt -node 11 -dof 1 accel;
# Force Deformation Bilin Material, Columns and Beams
eval recorder Element -file \${resDir}/Force_Bilin_${GM_Name}_${IDA_SF}.out -dT $dt -eleRange 3000 5000 force
eval recorder Element -file \${resDir}/Deform_Bilin_${GM_Name}_${IDA_SF}.out -dT $dt -eleRange 3000 5000 deformation
# Force Deformation Hysteretic Material, PZ Hinges
eval recorder Element -file \${resDir}/Force_Hysteretic_${GM_Name}_${IDA_SF}.out -dT $dt -eleRange 40000 50000 force
eval recorder Element -file \${resDir}/Deform_Hysteretic_${GM_Name}_${IDA_SF}.out -dT $dt -eleRange 40000 50000 deformation
# Nodes Disp
eval recorder Node -file \${resDir}/NodeDisp_${GM_Name}_${IDA_SF}.out -dT $dt -nodeRange 1 10000000 -dof 1 2 3 disp ;
# Roof Disp
eval recorder Node -file \${resDir}/RoofDisp_${GM_Name}_${IDA_SF}.out -time -dT $dt -node 1905 -dof 1 disp ;
eval recorder Node -file \${resDir}/FloorDisp_${GM_Name}_${IDA_SF}.out -time -dT $dt -node 1205 1305 1405 1505 1605 1705 1805 1905 -dof 1 disp ;
#Ele Forces
eval recorder Element -file \${resDir}/EleForces_${GM_Name}_${IDA_SF}.out -dT $dt -eleRange 1 10000000 force;
```

Figura 3-29. Recorders de OpenSees para obtención de resultados

Prototipo	Amortiguamiento Rayleigh	Matriz de Rigidez	Intensidad Sísmica	Análisis Dinámicos Realizados
4RSA	1% - Asignado por regiones	Inicial	Diseño y MCE	22
	2% - Asignado por regiones	Inicial	Diseño y MCE	22
	2.5% - Asignado por regiones	Inicial	Diseño y MCE	22
	2.5% - Asignado por regiones	Tangencial	Diseño y MCE	22
	2.5% - Asignado sin regiones	Inicial	Diseño y MCE	22
	2.5% - Asignado sin regiones	Tangencial	Diseño y MCE	22

	5% - Asignado por regiones	Inicial	Diseño y MCE	22
--	----------------------------	---------	--------------	----

Tabla 3-13. Análisis Dinámicos realizados

En cuanto al análisis por desempeño, se tendrán en cuenta los límites máximos en cuanto a derivas de piso establecidos por el ASCE 7 (2016), que, para una intensidad sísmica de diseño, se las limita a un 2% (máximas) y 1% (remanentes). En cuanto a la intensidad MCE, los límites son 4% (máximas).

3.5.1 Balance de Energías

El balance de energías se realizó con la ayuda de los resultados obtenidos al someter a la estructura a los análisis dinámicos en el programa OpenSees, con estos datos se realizó el cálculo y post procesamiento de datos en el software Matlab, aplicando las Ecuaciones del apartado 2.2 correspondientes a los términos que intervienen en este balance.

Comenzamos con la energía disipada por el amortiguamiento inherente, la cual se calcula con los resultados que contienen de las fuerzas de amortiguamiento Rayleigh en los nodos ($f_{D,i}$) y los desplazamientos de estos (u_i), esto con la Ecuación (3-23). En la Figura 3-30 se presenta la Ecuación (3-23) traducida a código de Matlab.

$$E_D(t_j) = E_D(t_{j-1}) + \frac{(f_{D,i}(t_j) + f_{D,i}(t_{j-1})) * (u_i(t_j) - u_i(t_{j-1}))}{2} \quad (3-23)$$

Donde:

i : Índice de nodo

j : Variación del tiempo

$E_D(t_j)$: Energía disipada por amortiguamiento inherente en el instante t_j

$E_D(t_{j-1})$: Energía disipada por amortiguamiento inherente en el instante t_{j-1}

$f_{D,i}(t_j)$: Fuerza de amortiguamiento en el nodo i en el instante t_j

$f_{D,i}(t_{j-1})$: Fuerza de amortiguamiento en el nodo i en el instante t_{j-1}

$u_i(t_j)$: Desplazamiento en el nodo i en el instante t_j

$u_i(t_{j-1})$: Desplazamiento en el nodo i en el instante t_{j-1}

```
EDV_Nodal(j,i)=EDV_Nodal(j-1,i)+0.5*(DF(j,i)+DF(j-1,i))*(DXYZ(j,i)-DXYZ(j-1,i));
```

Figura 3-30: Código de Matlab para encontrar la Energía disipada por el amortiguamiento inherente

Para la energía disipada por el amortiguamiento histerético, se utilizan los archivos correspondientes a las fuerzas y deformaciones de las rótulas plásticas que se encuentran

en los extremos de los elementos vigas y columnas, es decir a los elementos creados con el material *Bilin* en OpenSees. Por otro lado, para las rótulas plásticas localizadas en los *Panel Zones*, se utilizan las fuerzas y deformaciones correspondientes al material *Hysteretic*. De esta manera, la energía histerética la podemos dividir de manera que se obtenga el porcentaje de energía disipada para cada uno de los elementos que conforman la estructura, es decir: vigas, columnas y panel zones. A de mencionarse que la energía histerética total, es la suma de la histerética de todos los elementos mencionados. Esta energía se calcula con la Ecuación (3-24), además en las Figuras 3-31 y 3-32 se aprecia dicha ecuación en el código de Matlab.

$$E_Y(t_j) = E_Y(t_{j-1}) + \frac{(f_{s,i}(t_j) + f_{s,i}(t_{j-1})) * (D_i(t_j) - D_i(t_{j-1}))}{2} \quad (3-24)$$

Donde:

i: Índice de elemento

j: Variación del tiempo

$E_Y(t_j)$: Energía disipada por amortiguamiento histerético en el instante t_j

$E_Y(t_{j-1})$: Energía disipada por amortiguamiento histerético en el instante t_{j-1}

$f_{s,i}(t_j)$: Fuerza restauradora en el elemento *i* en el instante t_j

$f_{s,i}(t_{j-1})$: Fuerza restauradora en el elemento *i* en el instante t_{j-1}

$D_i(t_j)$: Deformación en el elemento *i* en el instante t_j

$D_i(t_{j-1})$: Deformación en el elemento *i* en el instante t_{j-1}

```
EY_Rot_Bilin(j,i)=EY_Rot_Bilin(j-1,i)+0.5*(ForB(j,i*6)+ForB(j-1,i*6))*(DefB(j,i)-DefB(j-1,i));
```

Figura 3-31: Código de Matlab para encontrar la energía histerética disipada por vigas y columnas

```
EY_Rot_Hyst(j,i)=EY_Rot_Hyst(j-1,i)+0.5*(ForH(j,i*6)+ForH(j-1,i*6))*(DefH(j,i)-DefH(j-1,i));
```

Figura 3-32: Código de Matlab para encontrar la energía histerética disipada por los Panel Zones

En la obtención de la energía cinética utilizamos las velocidades de los nodos que tienen asignada una masa, y se procede como indica la Ecuación (3-25) y como se muestra en la Figura 3-33.

$$E_K(t) = \frac{m_i * v_{ij}^2}{2} \quad (3-25)$$

Donde:

$E_K(t)$: Energía cinética en el instante t

m_i : Masa en el nodo i

v_{ij} : Velocidad en el nodo i en la dirección j , en este caso la dirección x

```
EK_Nodal(k,j+aux)=0.5*MASS(i,j+1)*(VEL(k,(2*(nodo_id-1)+nodo_id)+j-1))^2;
```

Figura 3-33: Código de Matlab para encontrar la energía cinética

Para la obtención de la energía potencial, primero debemos asignar la fuerza obtenida de cada elemento, a su nodo inicial y final, de esta manera encontramos las fuerzas aplicadas en cada nodo. Estas fuerzas juntamente con los desplazamientos de los nodos sirven para el cálculo de la denominada E_C , como se muestra en la Ecuación (3-26) y traducida a Matlab como se muestra en la Figura 3-34.

$$E_C(t_j) = E_C(t_{j-1}) + \frac{(f_{Si}(t_j) + f_{Si}(t_{j-1})) * (u_i(t_j) - u_i(t_{j-1}))}{2} \quad (3-26)$$

Donde:

i : Índice de elemento

j : Variación del tiempo

$E_C(t_j)$: Energía C en el instante t_j

$E_C(t_{j-1})$: Energía C en el instante t_{j-1}

$f_{Si}(t_j)$: Fuerza restauradora en el nodo i en el instante t_j

$f_{Si}(t_{j-1})$: Fuerza restauradora en el nodo i en el instante t_{j-1}

$u_i(t_j)$: Desplazamiento en el nodo i en el instante t_j

$u_i(t_{j-1})$: Desplazamiento en el nodo i en el instante (t_{j-1})

```
EC_Nodal(k,j+aux3)=EC_Nodal(k-1,j+aux3)+0.5*(Fuerzas_ni(k,j)+Fuerzas_ni(k-1,j))*...
(DXYZ(k,(2*(nodo_i_id-1)+nodo_i_id)+j-1)-DXYZ(k-1,(2*(nodo_i_id-1)+nodo_i_id)+j-1));
```

Figura 3-34: Código de Matlab para encontrar la energía potencial más la energía histerética disipada

Con lo antes descrito, obtenemos la suma de la energía disipada por el amortiguamiento histerético y la energía potencial (E_C), por lo cual debemos despejar la energía potencial y proceder como se muestra en la Ecuación (3-27) y Figura 3-35.

$$E_S(t) = E_C(t) - E_Y(t) \quad (3-27)$$

Donde:

$E_C(t)$: Energía C en el instante t

$E_S(t)$: Energía potencial en el instante t

$E_Y(t)$: Energía disipada por amortiguamiento histerético en el instante t

```
EY=EY_Bilin+EY_Hyst;
ES=EC-EY;
```

Figura 3-35: Código de Matlab para encontrar la energía potencial

Como paso final realizamos la suma de la energía disipada por el amortiguamiento inherente (E_D), la energía disipada por el amortiguamiento histerético (E_Y), la energía cinética (E_K) y la energía potencial (E_S); y la comparamos con la energía de Ingreso (E_I) obtenida, la cual se calcula con la Ecuación (3-28), cuya traducción a Matlab se indica en la Figura 3-36. La expresión del equilibrio de energías se muestra en la Ecuación (3-19).

$$E_I(t_j) = E_I(t_{j-1}) + \frac{((-m_i * \ddot{u}(t_j)) + (-m_i * \ddot{u}(t_{j-1}))) * (u_i(t_j) - u_i(t_{j-1}))}{2} \quad (3-28)$$

Donde:

i : Índice de elemento

j : Variación del tiempo

$E_I(t_j)$: Energía de ingreso en el instante t_j

$E_I(t_{j-1})$: Energía de ingreso en el instante t_{j-1}

m_i : Masa en el nodo i

$\ddot{u}(t_j)$: Aceleración en el instante t_j

$\ddot{u}(t_{j-1})$: Aceleración en el instante t_{j-1}

$u_i(t_j)$: Desplazamiento en el nodo i en el instante t_j

$u_i(t_{j-1})$: Desplazamiento en el nodo i en el instante t_{j-1}

```
EI_Nodal(k,j+aux)=EI_Nodal(k-1,j+aux)+0.5*(-MASS(i,j+1)*ACEL(k)-MASS(i,j+1)*ACEL(k-1))...
*(DXYZ(k,(2*(nodo_id-1)+nodo_id)+j-1)-DXYZ(k-1,(2*(nodo_id-1)+nodo_id)+j-1));
```

Figura 3-36. Código de Matlab para encontrar la energía de ingreso

$$E_I = E_D + E_Y + E_K + E_S \quad (3-29)$$

El código completo de Matlab para realizar el balance de energías lo podemos encontrar en Anexos.

4 Resultados y Discusión

4.1 Análisis Modal

El análisis modal, además de proporcionar información importante de la estructura, como lo son sus periodos y frecuencias naturales, ayuda a comprobar que la estructura esté bien modelada, debido a que, tras el post procesamiento, y la animación de los modos de vibración, se podrá verificar que los elementos estén correctamente conectados y no se presenten formas extrañas de vibración.

Tras realizar el análisis modal de la estructura, se obtuvo un periodo fundamental de vibración de 2.281 segundos, lo cual se aproxima mucho al valor reportado por NIST (2010), que es 2.29 segundos. En la Figura 4-1 se puede apreciar el primer modo de vibración, los demás modos ilustrados se presentan en Anexos.

Además de los periodos y frecuencias naturales, se calcularon los Factores de Participación Modal, los cuales dictan si el amortiguamiento está o no bien asignado. Según Charney (2008), el amortiguamiento Rayleigh debe ser asignado al primer modo, y al que acumule al menos el 90% de participación modal. En este caso, y como ya se mencionó, el amortiguamiento se asigna a T_1 y $0.2T_1$, cuyos valores son 2.281 segundos y 0.456 segundos, respectivamente. El valor de $0.2T_1$ es similar al periodo del tercer modo de vibración, el cual tiene un 96.39% de participación acumulada, por lo que la asignación del amortiguamiento a estos modos es correcta.

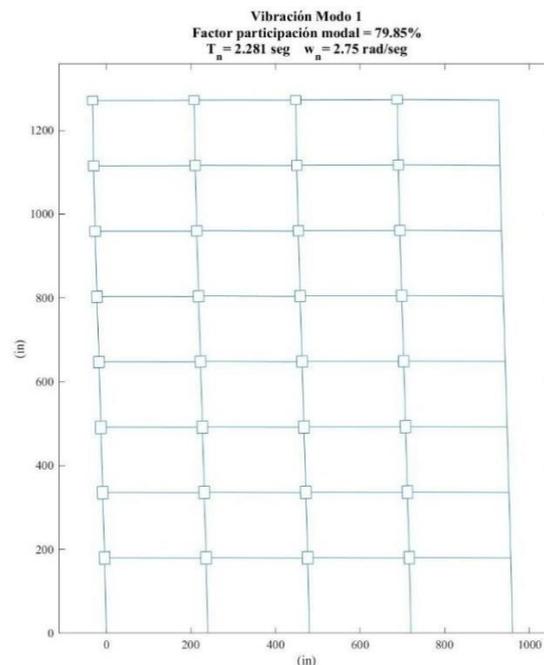


Figura 4-1. Características del primer modo de vibración

En la Tabla 4-1 se detallan los resultados del análisis modal de todos los modos.

Modo	Periodo Natural (seg)	Frecuencia Natural (rad/seg)	Masa Efectiva (kip*s ² /in)	Factor de participación modal (%)	Fact. Part. Acum. (%)
1	2.281	2.754	13.56	79.85	79.85
2	0.794	7.917	2.16	12.73	92.59
3	0.435	14.449	0.65	3.80	96.39
4	0.279	22.516	0.31	1.83	98.22
5	0.198	31.718	0.17	0.98	99.20
6	0.147	42.845	0.08	0.47	99.68
7	0.114	55.058	0.04	0.23	99.91
8	0.092	68.360	0.01	0.09	100.00

Tabla 4-1. Resumen de Modos de Vibración

4.2 Análisis Pushover

Con lo expuesto en el apartado 3.3, se realizó el análisis estático no lineal Pushover, así mismo se determinaron los valores de ductilidad y sobrerresistencia. En la Figura 4-2 se presentan las curvas pushover con y sin la inclusión de efectos P-Delta

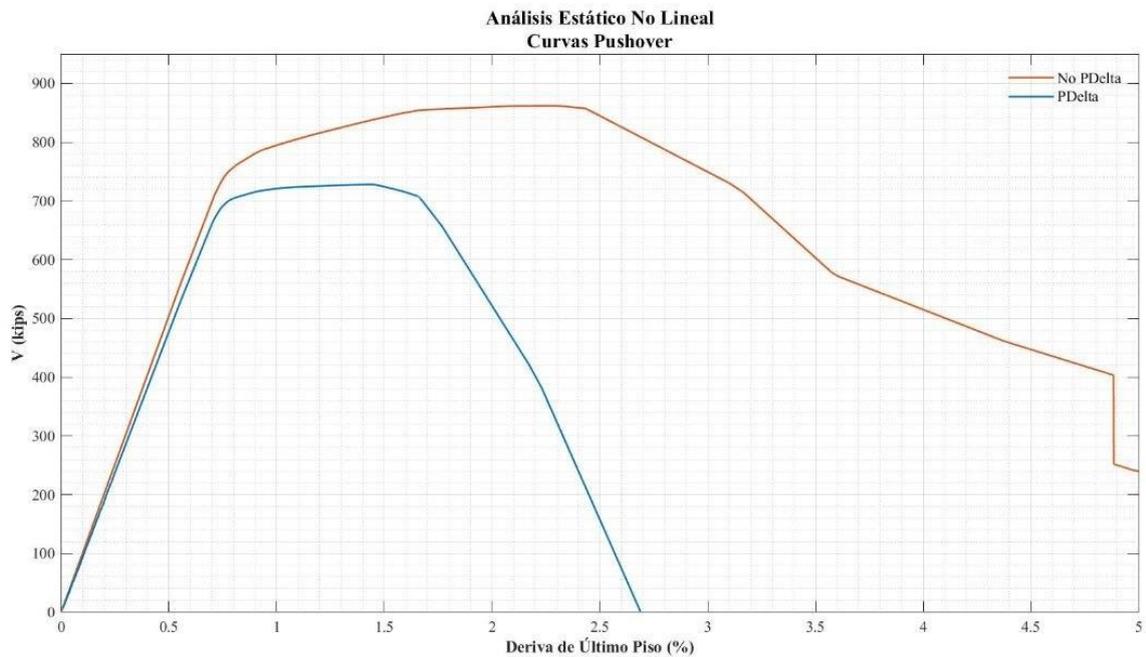


Figura 4-2. Curvas Pushover

En las Figuras 4-3 y 4-4 se presentan los resultados de ductilidad y Sobrerresistencia para la estructura con y sin efectos P-Delta, respectivamente, y en la Tabla 4-2 los valores correspondientes a las variables ilustradas, mismas que se utilizaron para el cálculo de los parámetros mencionados.

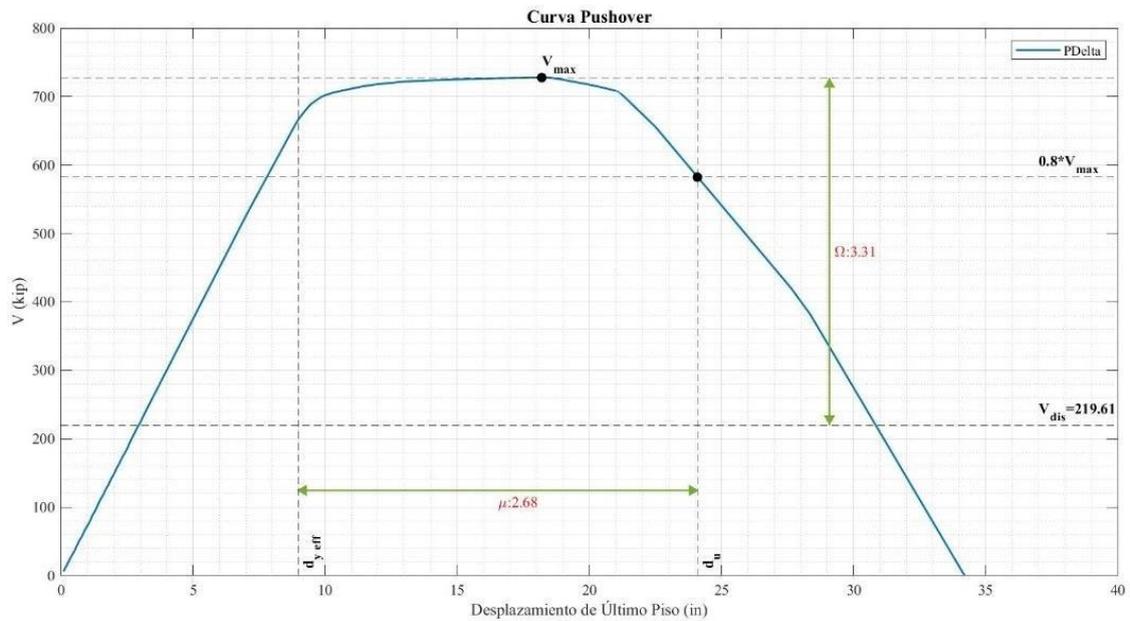


Figura 4-3. Ductilidad y Sobrerresistencia de estructura. P-Delta incluido

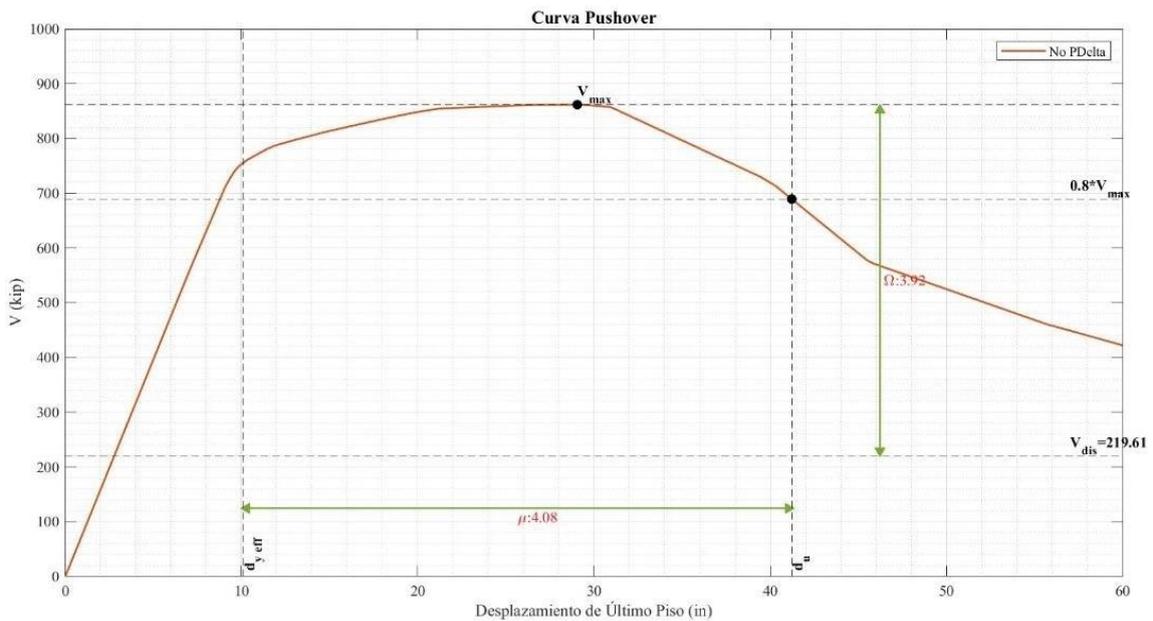


Figura 4-4. Ductilidad y Sobrerresistencia de estructura. P-Delta no incluido

	P-Delta	No P-Delta
V_{dis} (kips)	219.61	219.61
V_{max} (kips)	727.87	861.83
$0.8V_{max}$ (kips)	582.30	689.46
Ω	3.31	3.92
d_u (in)	24.09	41.23
C_o	1.367	
T_1 (seg)	2.281	2.218
$d_{y,eff}$ (in)	8.99	10.07
μ	2.68	4.08

Tabla 4-2. Parámetros para la obtención de Ductilidad y Sobrerresistencia

Como se observa en la Tabla 4-2, los efectos de la modelación del efecto P-Delta son significativos, ya que una no inclusión de dichos efectos, conlleva una sobreestimación de la sobrerresistencia y ductilidad de la estructura. Por una parte, la sobrerresistencia aumenta en un 18%, mientras que la ductilidad en un 53%, en caso de no incluir los efectos P-Delta.

Por otro lado, analizando los valores de sobrerresistencia y ductilidad de la estructura con efectos P-Delta, son de 3.31 y 2.68 respectivamente; dichos valores, al compararlos con los propuestos por NIST (2010) para el prototipo analizado (Tabla 4-3), son bastante aproximados, por lo que nuevamente se verifica la validez de la modelación.

Arch. Design ID No.	Design Configuration			Computed Overstrength and Collapse Margin Parameters					Acceptance Check	
	No. of Stories	Gravity Loads	SDC	Static Ω	CMR	μ_r	SSF	ACMR	Accept. ACMR	Pass/Fail
Performance Group No. PG-1RSA										
1RSA	1	Typ.	D _{max}	5.46	2.54	3.76	1.21	3.08	1.52	Pass
2RSA	2	Typ.	D _{max}	3.94	2.22	4.02	1.23	2.73	1.52	Pass
Mean of Performance Group:				4.70				2.91	1.90	Pass
Performance Group No. PG-2RSA										
3RSA	4	Typ.	D _{max}	2.21	1.46	4.84	1.33	1.95	1.52	Pass
4RSA	8	Typ.	D _{max}	3.27	1.42	2.74	1.30	1.85	1.50	Pass
5RSA	12	Typ.	D _{max}	2.68	1.38	2.35	1.27	1.75	1.46	Pass
6RSA	20	Typ.	D _{max}	2.27	1.21	1.91	1.22	1.49	1.42	Pass
Mean of Performance Group:				2.61				1.76	1.81	Fail

Tabla 4-3. Valores de Ductilidad y Sobrerresistencia propuestos por NIST. (NIST, 2010)

4.3 Verificación de Amortiguamientos - Vibración Libre

Como ya se explicó anteriormente, una forma de comprobar el amortiguamiento asignado, es realizando un análisis de vibración libre, y con ello, el análisis de decaimiento logarítmico que viene ligado. Por ejemplo, en la Figura 4-5 se presenta la vibración libre del nodo del último piso, obedeciendo al primer modo de vibración, tras asignarle un amortiguamiento del 2.5% con matriz de rigidez inicial y aplicando el amortiguamiento por regiones.

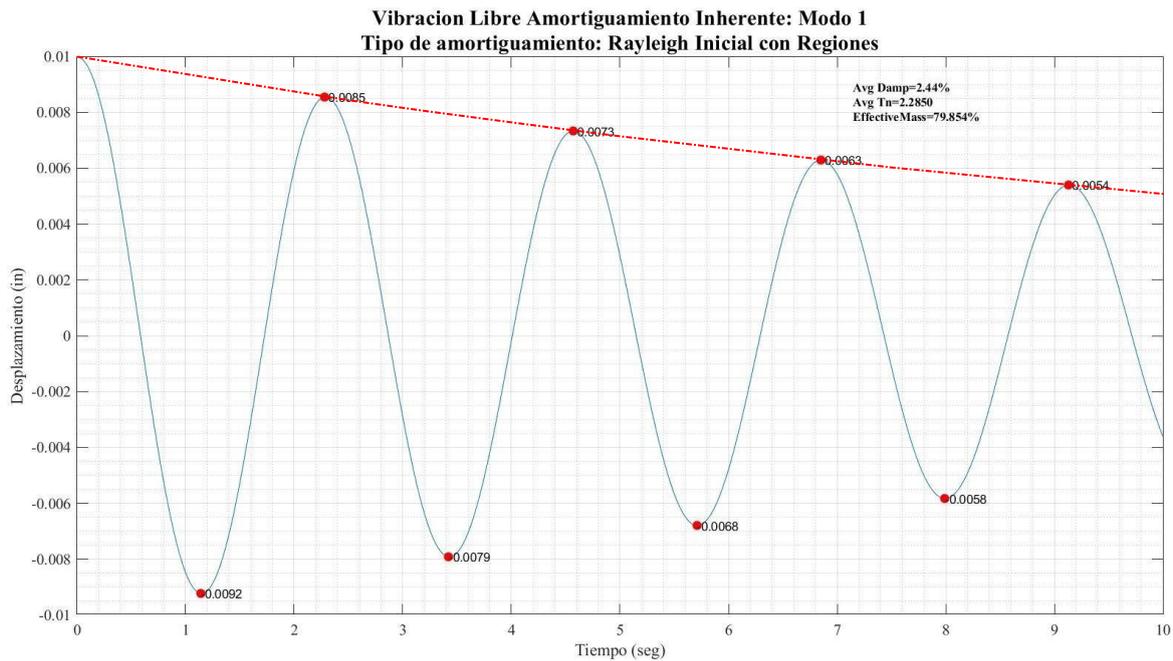


Figura 4-5. Vibración Libre Modo 1, Amortiguamiento Rayleigh 2.5%

El resultado obtenido del decaimiento logarítmico es de 2.44% aplicado al primer modo, que se asemeja al 2.5% asignado. Para los demás modos se procedió de la misma manera, calculando así los amortiguamientos para los 8 modos de vibración de la estructura. En la Figura 4-6 se presenta la curva de amortiguamiento Rayleigh, la cual contiene los amortiguamientos modales teóricos (asignados) y los calculados con decaimiento logarítmico (para $\xi = 2.5\%$). Además, se calculó un amortiguamiento ponderado utilizando los factores de participación modal. Las curvas para los otros valores de amortiguamiento se encuentran en Anexos.

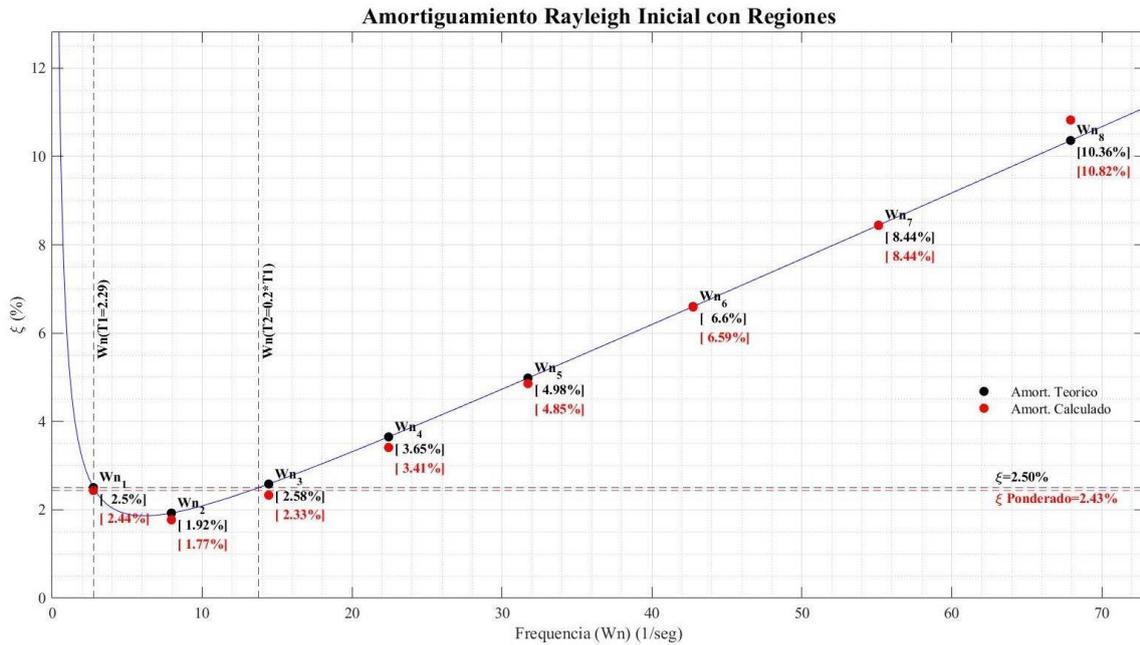


Figura 4-6. Curva de Amortiguamiento Rayleigh (2.5%)

Este proceso se realizó para cada valor de amortiguamiento asignado (1%, 2%, 2.5% (Y variaciones) y 5%). En la Figura 4-7 se presenta la vibración libre del primer modo, cuando a la estructura se le asigna amortiguamiento de 1% (Arriba) y 5% (Abajo). Se evidencia cómo para un amortiguamiento asignado de 1%, la amplitud de vibración es mayor que para un amortiguamiento de 5%.

En la Tabla 4-4 se muestran los resultados de vibración libre obtenidos para cada caso de amortiguamiento planteado.

Amortiguamiento Rayleigh Asignado	Matriz de Rigidez	Amortiguamiento Ponderado Obtenido con Vibración Libre
1% - Asignado por regiones	Inicial	0.97%
2% - Asignado por regiones	Inicial	1.94%
2.5% - Asignado por regiones	Inicial	2.43%
2.5% - Asignado por regiones	Tangencial	2.42%
2.5% - Asignado sin regiones	Inicial	2.55%
2.5% - Asignado sin regiones	Tangencial	2.51%
5% - Asignado por regiones	Inicial	4.87%

Tabla 4-4. Resultados de Vibración Libre

Como se puede notar, los valores de amortiguamiento ponderado obtenidos tras el análisis de vibración libre, son muy similares a los valores asignados, por lo que se considera correcto.

Por otra parte, para el amortiguamiento de 2.5%, la diferencia no se da entre el tipo de matriz de rigidez utilizada para el cálculo, ya que entre inicial y tangencial, los resultados son casi iguales, lo que hace que difiera, es el cómo este amortiguamiento se asigna, ya sea por regiones o sin regiones. Cuando el amortiguamiento se asigna sin regiones, se obtienen amortiguamientos mayores, esto posiblemente se deba a que, para estos casos, se incluyó amortiguamiento en las rótulas plásticas mediante el comando de Opensees `-doRayleigh` al momento de crear estos elementos (ZeroLengthElement), como se indicó ya anteriormente.

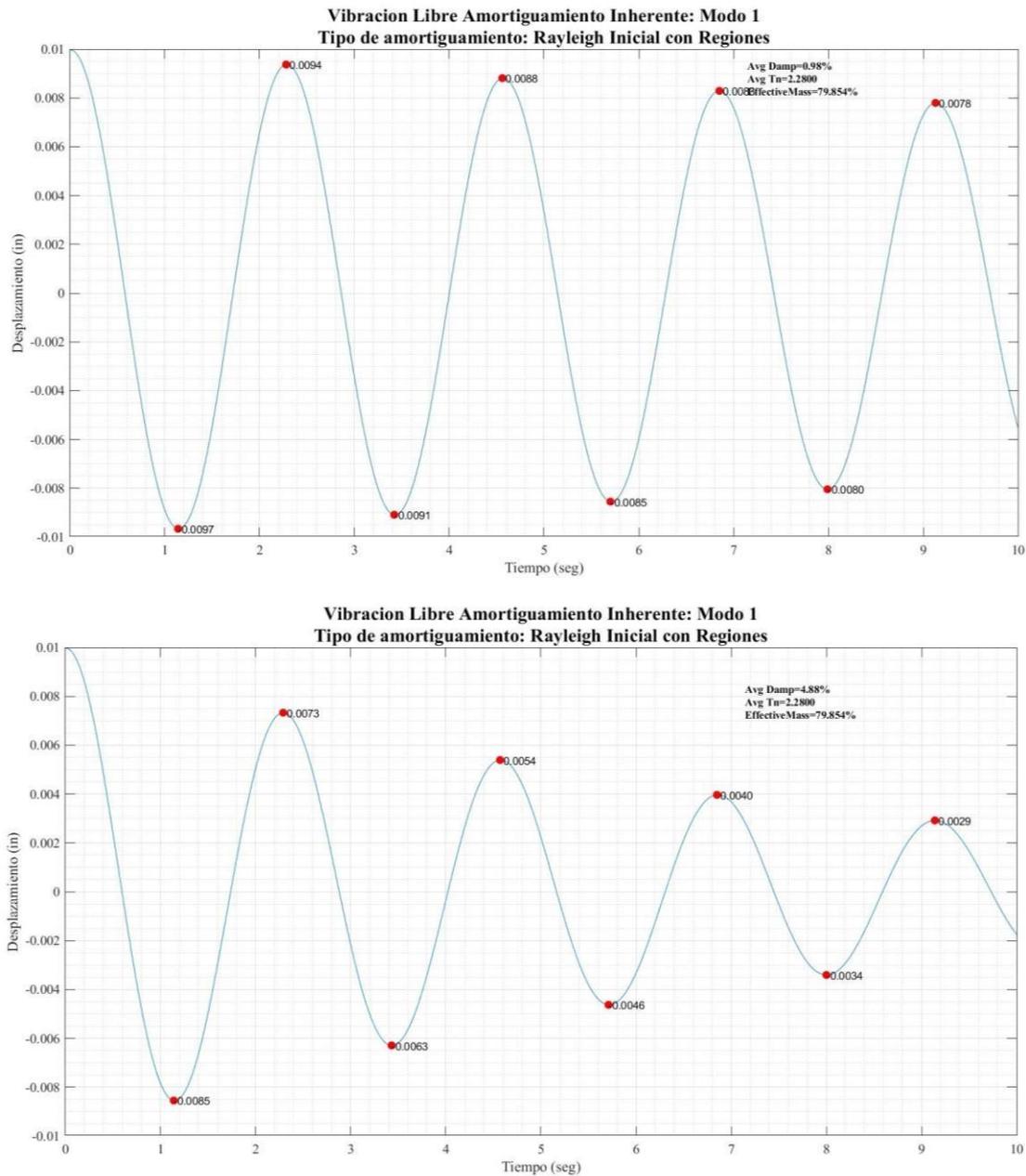


Figura 4-7. Comparación de Vibración Libre - Amortiguamiento asignado de 1% y 5%

4.4 Escalamiento de Sismos

Con el procedimiento descrito ya anteriormente, se obtuvieron los factores de escalamiento para cada sismo, considerando la intensidad sísmica de diseño (475 años) y MCE (2500 años).

A continuación, en la Figura 4-8 se presentan los espectros SRSS obtenidos para cada sismo teniendo en cuenta sus dos direcciones.

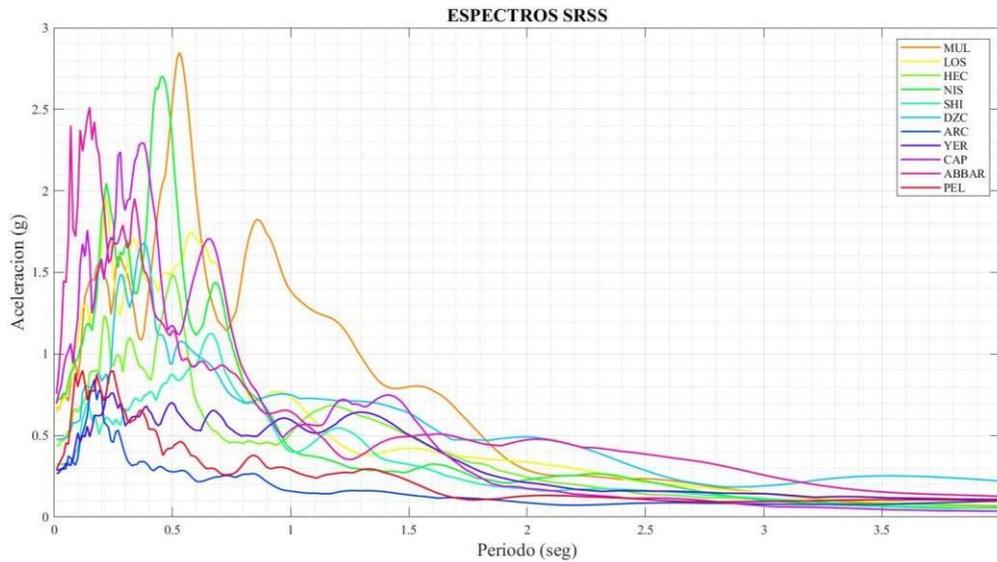


Figura 4-8. Espectros SRSS de cada sismo

Posteriormente se escalaron los espectros SRSS por el factor F_s y se obtuvo el espectro promedio.

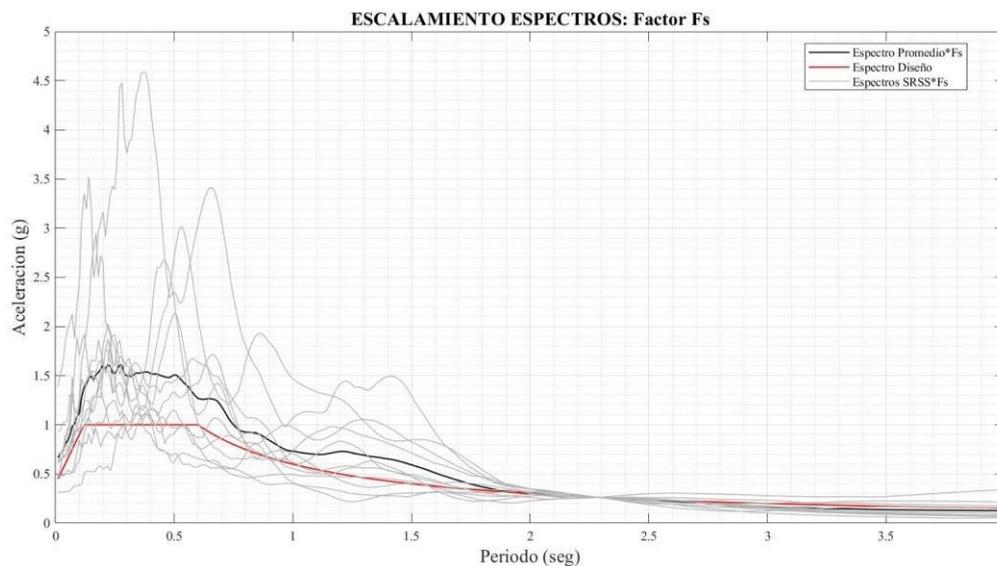


Figura 4-9. Espectros escalados por factor F_s

Como se puede apreciar en la Figura 4-9, los espectros fueron escalados de tal forma que sus aceleraciones en el periodo de la estructura ($T_1 = 2.29 \text{ segundos}$), coincidan con la aceleración del espectro de diseño en el mismo periodo.

Finalmente se escala al espectro promedio por el factor S_s , obteniéndose lo que se ilustra en la Figura 4-10.

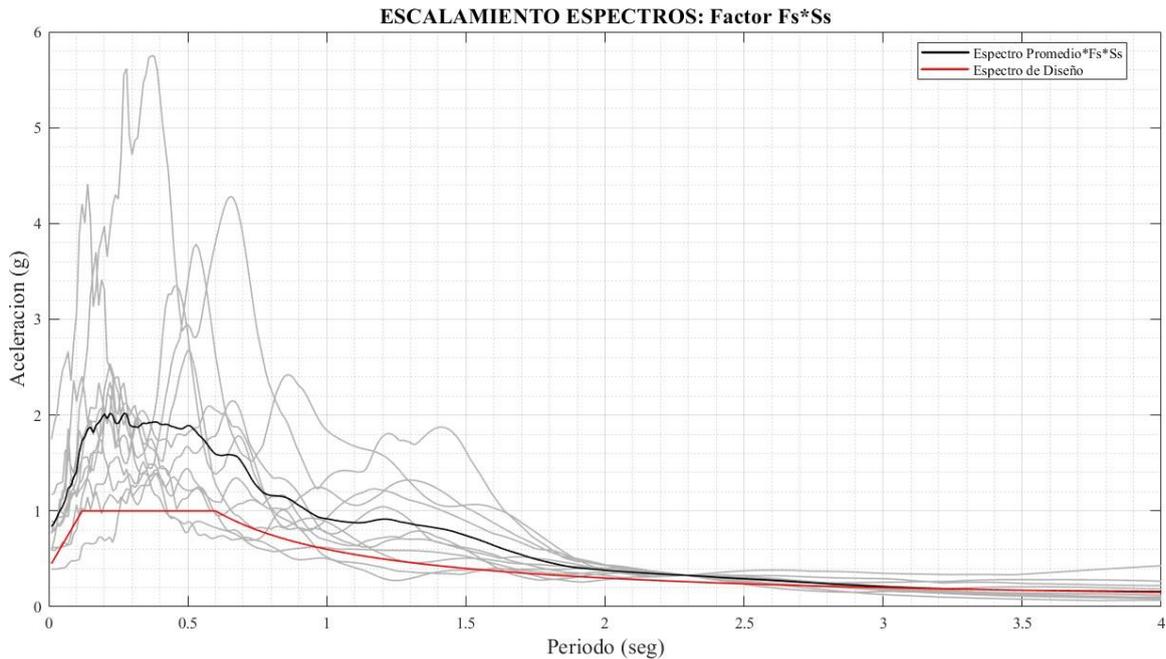


Figura 4-10. Espectros escalados por factor S_s

Los Factores para el escalamiento de cada sismo, para las intensidades ya mencionadas, se presentan en la Tabla 4-5.

Nº. Sismo	Nombre de Archivo	FS	SS	Factor Diseño	Factor MCE
1	MUL009.AT2	1.059	1.254	1.329	1.993
2	LOS000.AT2	0.959	1.254	1.202	1.803
3	HEC000.AT2	1.436	1.254	1.800	2.701
4	NIS000.AT2	0.989	1.254	1.240	1.860
5	SHI000.AT2	1.525	1.254	1.912	2.868
6	DZC180.AT2	0.660	1.254	0.827	1.241
7	ARC000.AT2	3.497	1.254	4.384	6.577
8	YER270.AT2	1.641	1.254	2.058	3.087

9	CAP000.AT2	2.000	1.254	2.508	3.763
10	ABBAR--L.AT2	0.619	1.254	0.777	1.165
11	PEL180.AT2	2.137	1.254	2.679	4.019

Tabla 4-5. Factores de Escalamiento Sísmico

En la Figura 4-11 se presenta como ejemplo el registro sísmico HEC000.AT2 escalado a las diferentes intensidades sísmicas

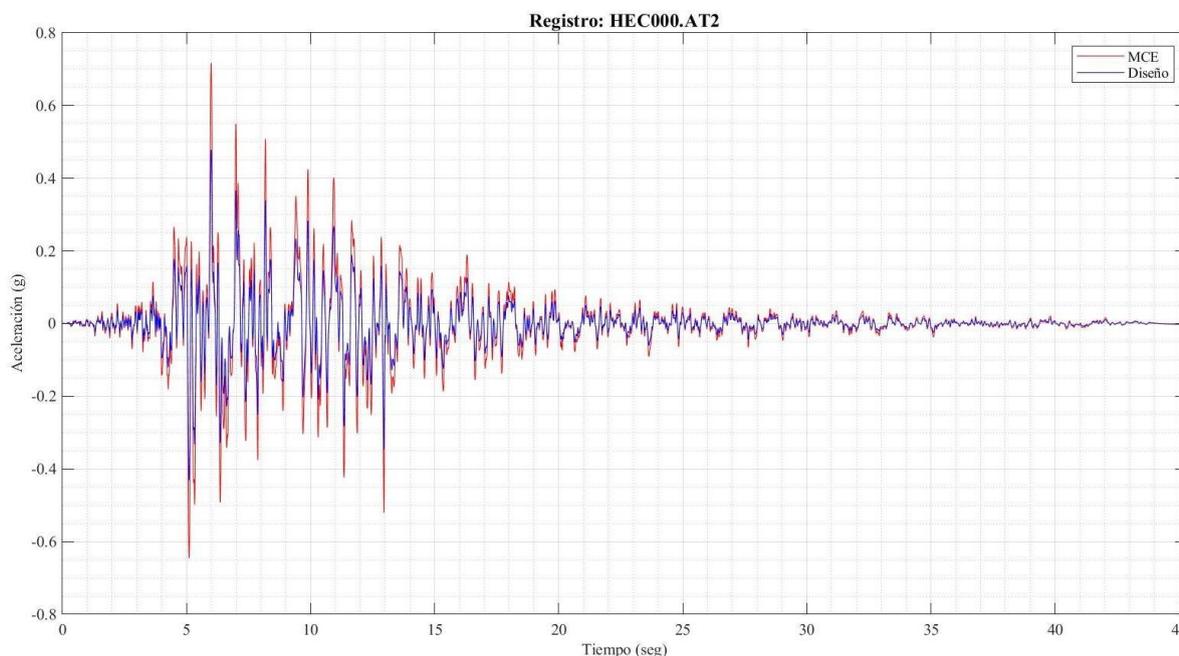


Figura 4-11. Registro HEC000.AT2 escalado

4.5 Balance de Energías

Se presentan los análisis de equilibrio de energías realizados tras ejecutar los análisis dinámicos para los 11 registros sísmicos escalados a niveles de Diseño y MCE. Se comparan los resultados obtenidos por la variación del porcentaje de amortiguamiento inherente, siendo estos 1%, 2%, 2.5% y 5 % asignados con matriz de rigidez inicial y por regiones.

Además, se contrastan los resultados de los 4 casos con amortiguamiento de 2.5% variando la manera de asignar el amortiguamiento y matriz de rigidez utilizada (Con regiones o Sin regiones; Inicial o Tangencial). De estos se presenta una comparación de la energía total disipada, la energía disipada por el amortiguamiento inherente y la energía disipada por el amortiguamiento histerético, esta última se encuentra dividida en vigas, columnas y panel zonas. Finalmente, se resumen los porcentajes de energía disipada obtenida en cada uno de los casos mencionados.

4.5.1 Análisis Individual del balance de energía

Para todos los casos de análisis mencionados y para cada registro sísmico se realizó un balance de energías como se presenta a continuación. En esta sección, se muestra el equilibrio realizado para el sismo ABAAR--L escalado a una intensidad de Diseño con amortiguamiento del 1% (Figura 4-12) y con amortiguamiento del 5% (Figura 4-13). En la Figura 4-12 y 4-13 se puede observar la comparación entre la energía de Ingreso y la energía Total obtenida tras sumar la energía histerética, inherente, cinética y potencial. Se puede observar en esta gráfica el porcentaje de error entre la comparación realizada, el cual es mínimo, patrón que se repitió para todos los registros sísmicos y todos los valores de amortiguamiento.

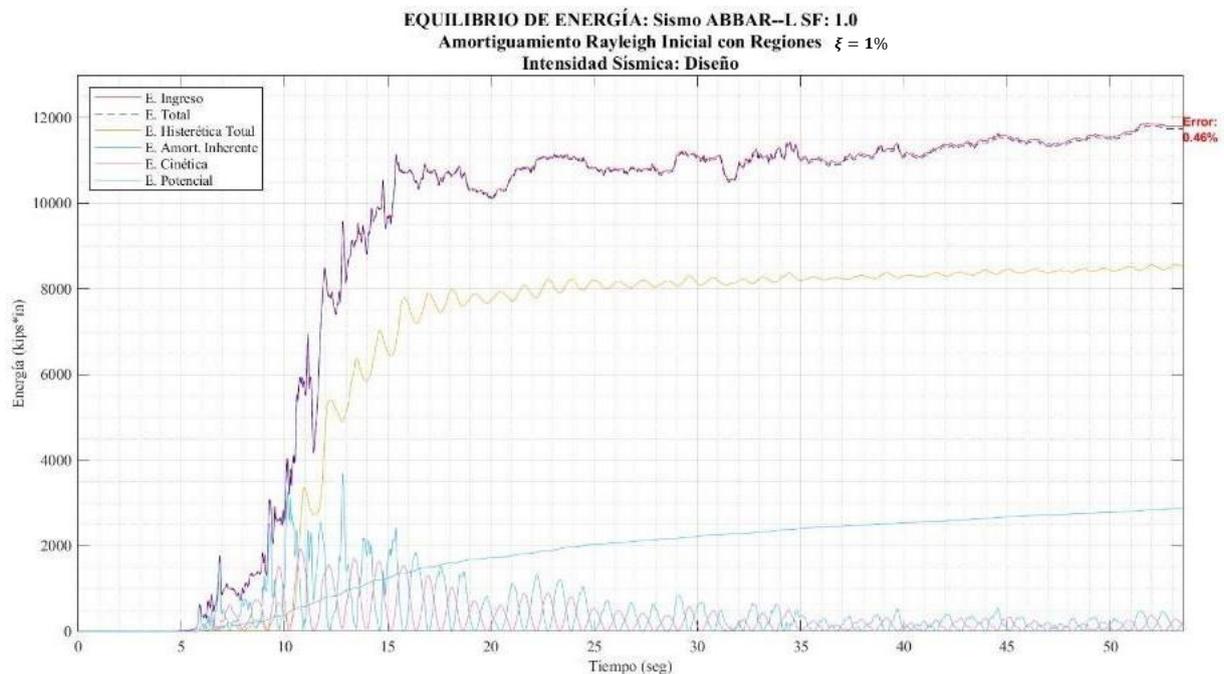


Figura 4-12. Balance de Energías: Sismo ABBAR--L (Intensidad Sísmica de Diseño. Amortiguamiento 1%)

EQUILIBRIO DE ENERGÍA: Sismo ABBAR--L SF: 1.0
 Amortiguamiento Rayleigh Inicial con Regiones $\xi = 5\%$
 Intensidad Sísmica: Diseño

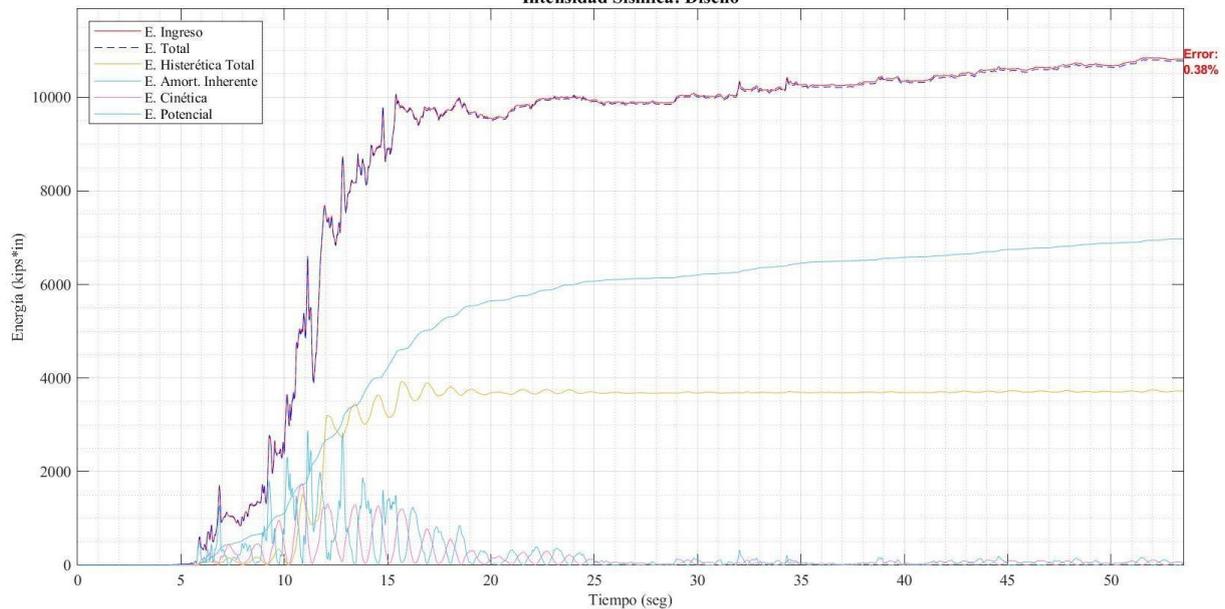


Figura 4-13. Balance de Energías: Sismo ABBAR--L (Intensidad Sísmica de Diseño. Amortiguamiento 5%)

En la Figura 4-12 podemos observar que las energías cinética y potencial tienen una forma particular, diferente a las curvas que representan las otras energías, esto debido a que estas energías (cinética y potencial) están en función de la velocidad y del desplazamiento de la estructura en el instante en el que se encuentra, es decir no se acumulan con el paso del tiempo, es por esto presentan una tendencia oscilatoria. Como se puede apreciar, estas dos energías no presentan sus picos máximos en el mismo instante de tiempo, más bien tienen un comportamiento inverso, esto debido a que cuando la estructura presente sus desplazamientos máximos, la velocidad a la que esta se mueve será cero, por lo que la energía potencial será máxima y la energía cinética mínima, caso contrario ocurre cuando la estructura vuelve a su posición original es decir el desplazamiento es cero y la velocidad es máxima. Una vez que el sismo llega a su fin la energía potencial y cinética tenderán a un valor de cero, ya que la velocidad y el desplazamiento de la estructura serán nulos. Sin embargo, esto no se vio reflejado exactamente en algunas gráficas, ya que la energía potencial y cinética no terminaban exactamente en cero, esto debido posiblemente a que tras finalizar los análisis dinámicos (fin de registros sísmicos), la estructura aún contaba con una vibración remanente mínima.

Con respecto a la energía disipada por el amortiguamiento histerético y amortiguamiento inherente, nos damos cuenta de que para un amortiguamiento del 1% (Figura 4-12) el primer mecanismo es el que disipa mayor energía, mientras que si aumenta el porcentaje de amortiguamiento inherente a un 5% (Figura 4-13), la energía disipada por el amortiguamiento

inherente aumenta significativamente, superando a la disipada por el amortiguamiento hysterético, esto lo podemos apreciar más adelante en las gráficas de comparación.

A continuación, se presenta el equilibrio de energías de una manera más detallada en cuanto a porcentajes correspondientes a la energía hysterética disipada por las rótulas de cada elemento y la energía disipada por el amortiguamiento inherente. En la Figura 4-14 y 4-15, se muestra el análisis del sismo ABBAR--L con amortiguamiento de 1% para una intensidad de Diseño y MCE respectivamente.

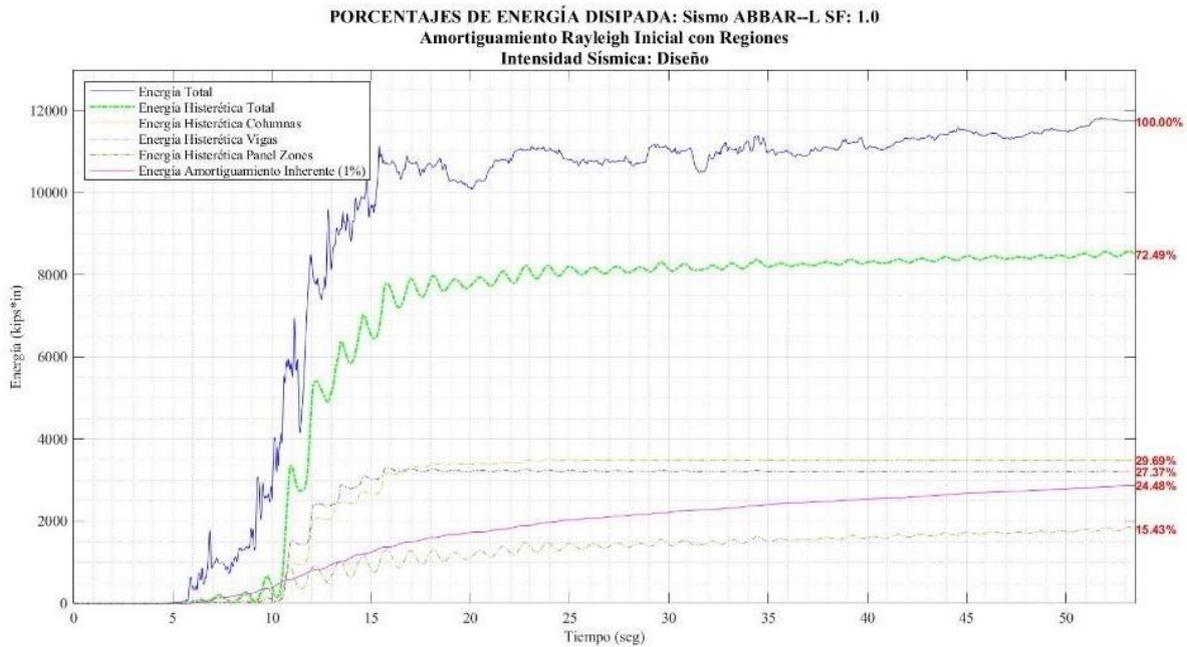


Figura 4-14. Disipación de Energía por Amortiguamiento Histerético Detallado Sismo ABBAR--L (Intensidad Sísmica de Diseño. Amortiguamiento 1%)

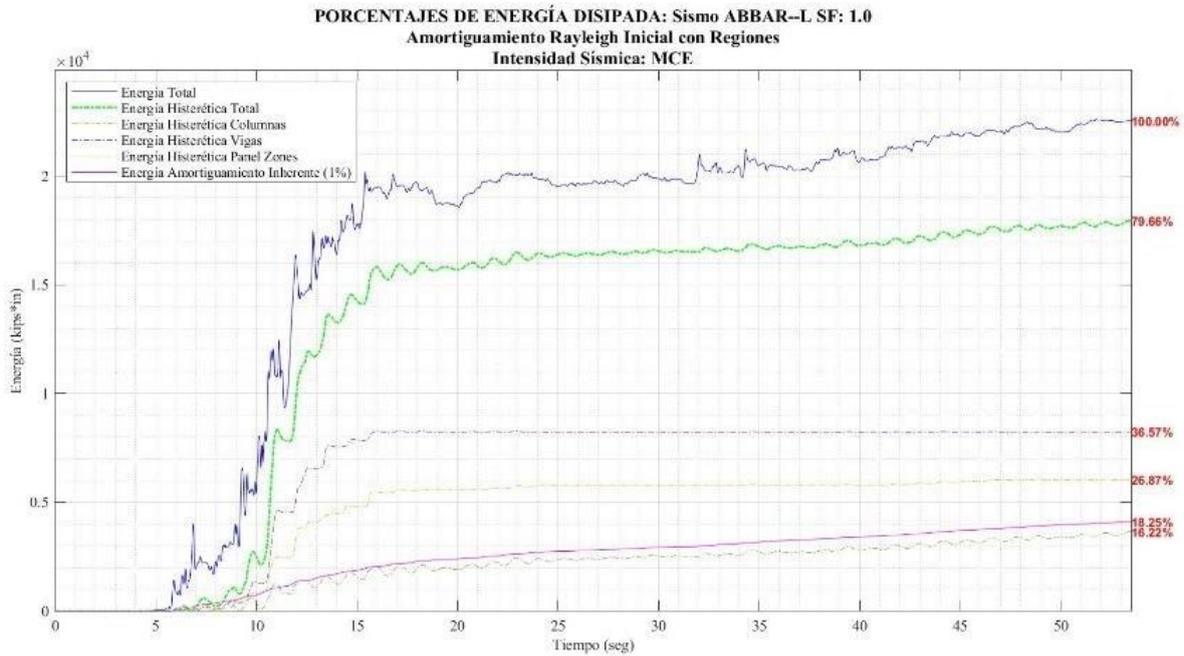


Figura 4-15. Disipación de Energía por Amortiguamiento Histerético Detallado Sismo ABBAR--L (Intensidad Sísmica MCE. Amortiguamiento 1%)

Una de las primeras consideraciones a analizar en esta gráfica es el cumplimiento del criterio Viga débil-Columna fuerte, comprobando que la energía disipada por las columnas es menor a la disipada por la Viga. Para esto nos referimos a la Figura 4-15, que analiza el nivel sísmico MCE, esto debido a que en el nivel sísmico de Diseño (Figura 4-14) observamos que, aunque los porcentajes de disipación de vigas y columnas son próximos, el porcentaje disipado por las columnas es mayor, sin embargo esto ocurre en este caso particular, ya que para los demás registros sísmicos la energía disipada por las vigas sí es mayor; además, se puede contratar ambas intensidades sísmicas, donde la energía disipada por las vigas en un nivel MCE aumenta en gran medida comparada con la obtenida en el nivel sísmico de Diseño (de 27.37% a 36.57%), en cambio la energía disipada por las columnas disminuye para el sismo escalado correspondiente a MCE (de 29.69% a 26.87%), como resultado final la energía disipada por las vigas es mayor, por lo que se puede deducir que estas sufrirán más daño que las columnas. Otro punto a tener en cuenta, es que los valores de Energía disipada son mayores en MCE que en Diseño, esto lo podemos comprobar al comparar la curva histerética de una de las rótulas de una viga del primer piso de la estructura (Figura 4-16), en donde claramente se evidencia una mayor área bajo la curva y por lo tanto una mayor energía disipada con una intensidad sísmica MCE.

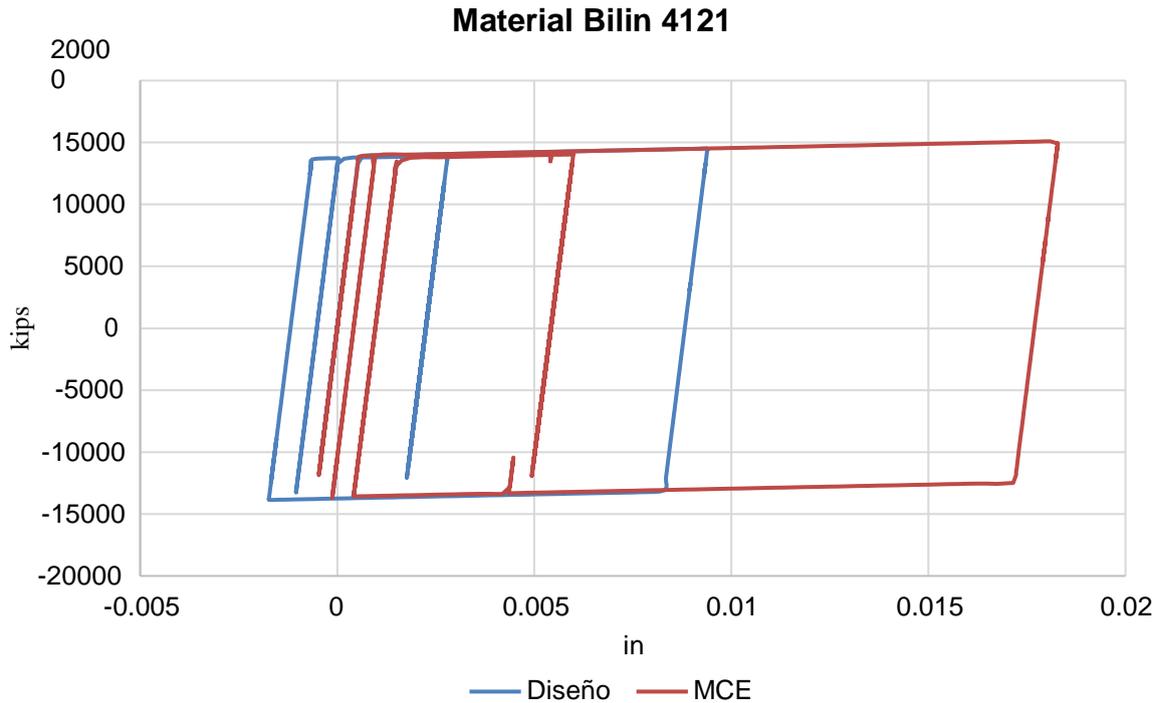


Figura 4-16. Curva Histerética de rótula de viga. Intensidad Diseño vs. MCE

Por otra parte, se puede decir que las rótulas de los elementos Panel Zones son las que menos energía disipan en el modelo, como se puede ver en la Figura 4-15 y 4-15, y esto sucede en la mayoría de los sismos.

La energía disipada por el amortiguamiento inherente disminuye su porcentaje al pasar del análisis del nivel sísmico de Diseño con 24.48% al MCE con 18.25%, por otro lado, la energía histerética total disipada aumenta de 72.49% a 79.66%, este aumento recae en mayor medida en las vigas como se mencionó anteriormente.

En la Figura 4-17 y 4-18 se presentan los porcentajes de energía disipada por amortiguamiento inherente e histerético con respecto a la energía total para un amortiguamiento Rayleigh del 1%, con una intensidad de Diseño y MCE respectivamente.

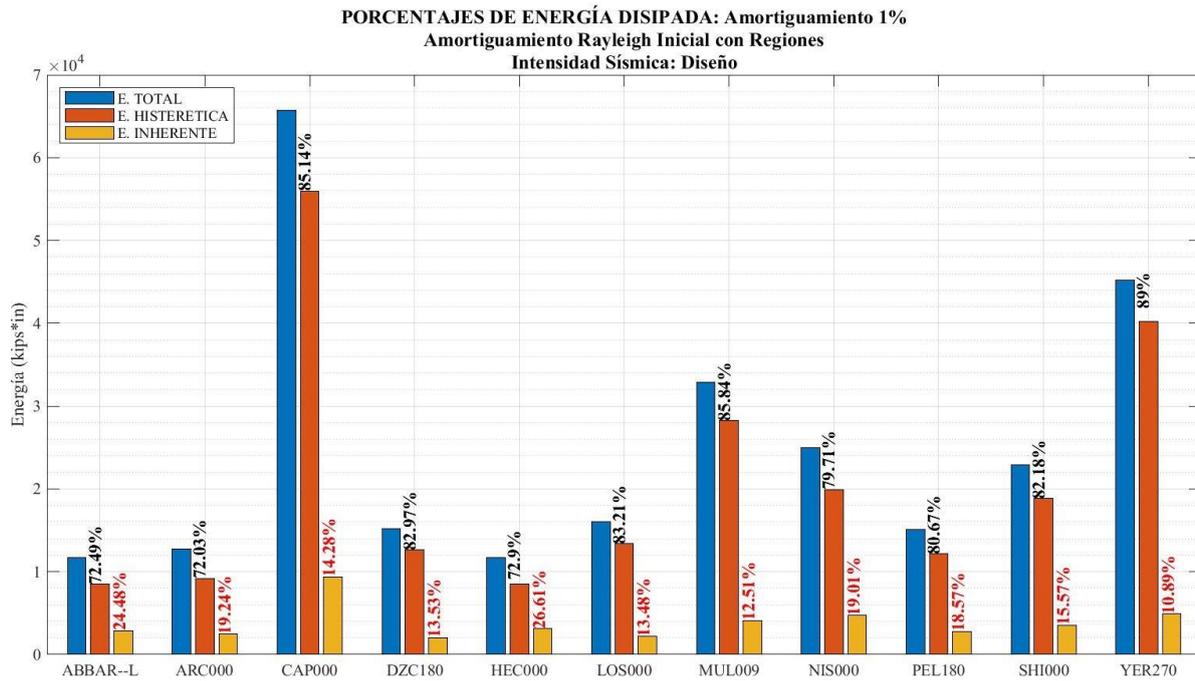


Figura 4-17. Porcentajes de energía disipada (Intensidad Sísmica Diseño. Amortiguamiento 1%).

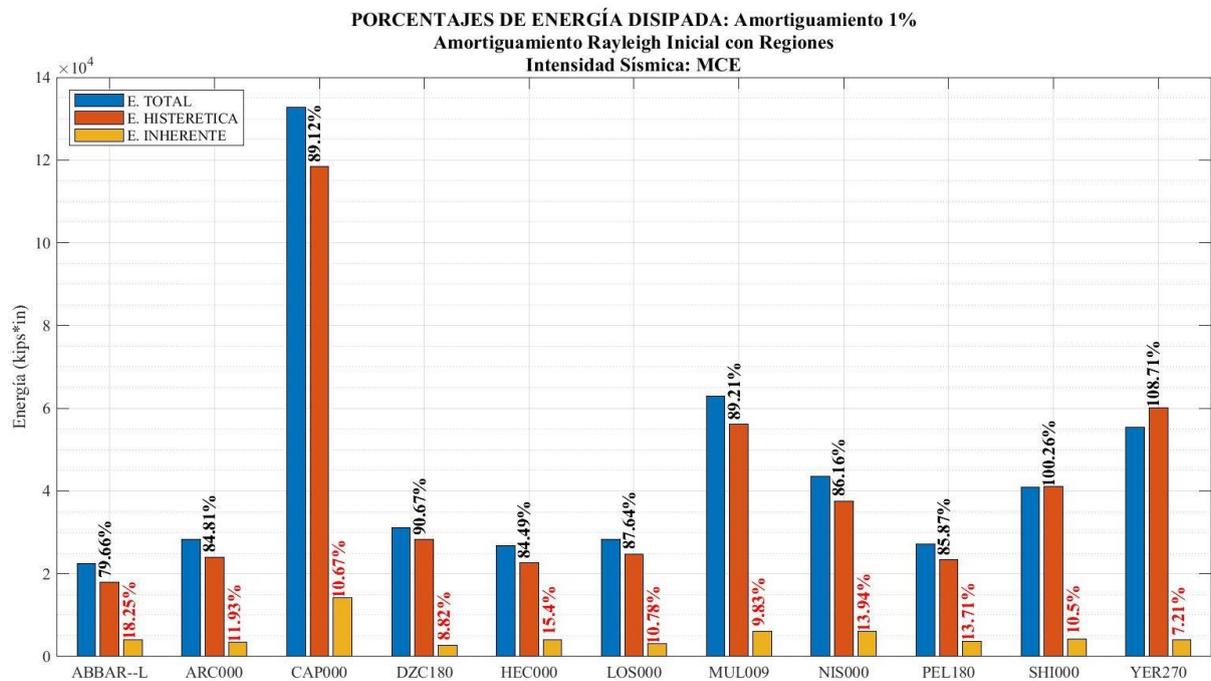


Figura 4-18. Porcentajes de energía disipada (Intensidad Sísmica MCE. Amortiguamiento 1%).

Como se puede observar, en la Figura 4-18, para una intensidad MCE, los dos últimos registros, SHI000 y YER270, presentan porcentajes de energía histerética mayores al 100%, lo que puede significar deformaciones excesivas en las rótulas plásticas, lo que se traduciría como un colapso, como se verá en la siguiente sección (4.6).

4.5.2 Comparación de resultados $\xi = 1\%$, 2% , 2.5% y 5%

Como era de esperarse el valor de amortiguamiento inherente asignado a la estructura es proporcional a la energía que se disipa por este medio, como lo podemos observar en la Figura 4-19, caso contrario es lo que ocurre con la energía disipada por el amortiguamiento histerético que es inversamente proporcional, es decir, a medida que se aumenta el valor de amortiguamiento, la energía disipada por amortiguamiento histerético disminuye (Figura 4-20). Esta misma tendencia se obtuvo con una intensidad MCE.

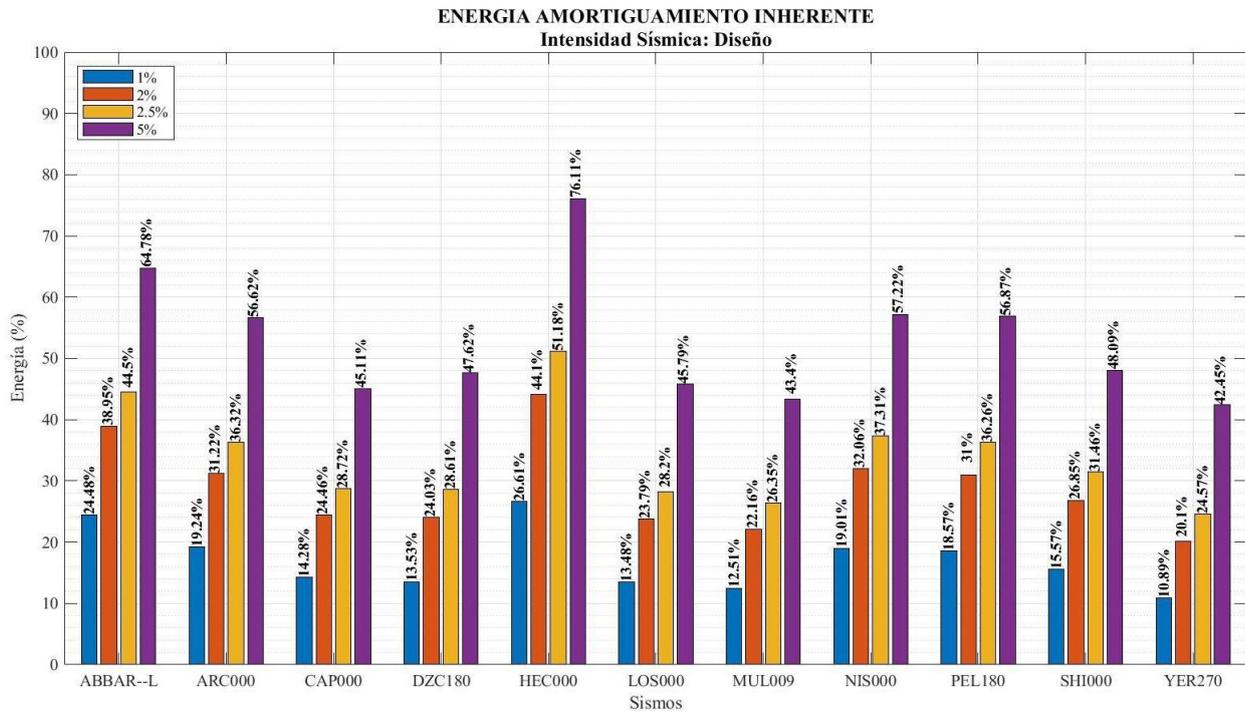


Figura 4-19: Porcentajes de energía disipada por amortiguamiento Inherente para 1%, 2%, 2.5% y 5% de amortiguamiento. Intensidad Sísmica Diseño

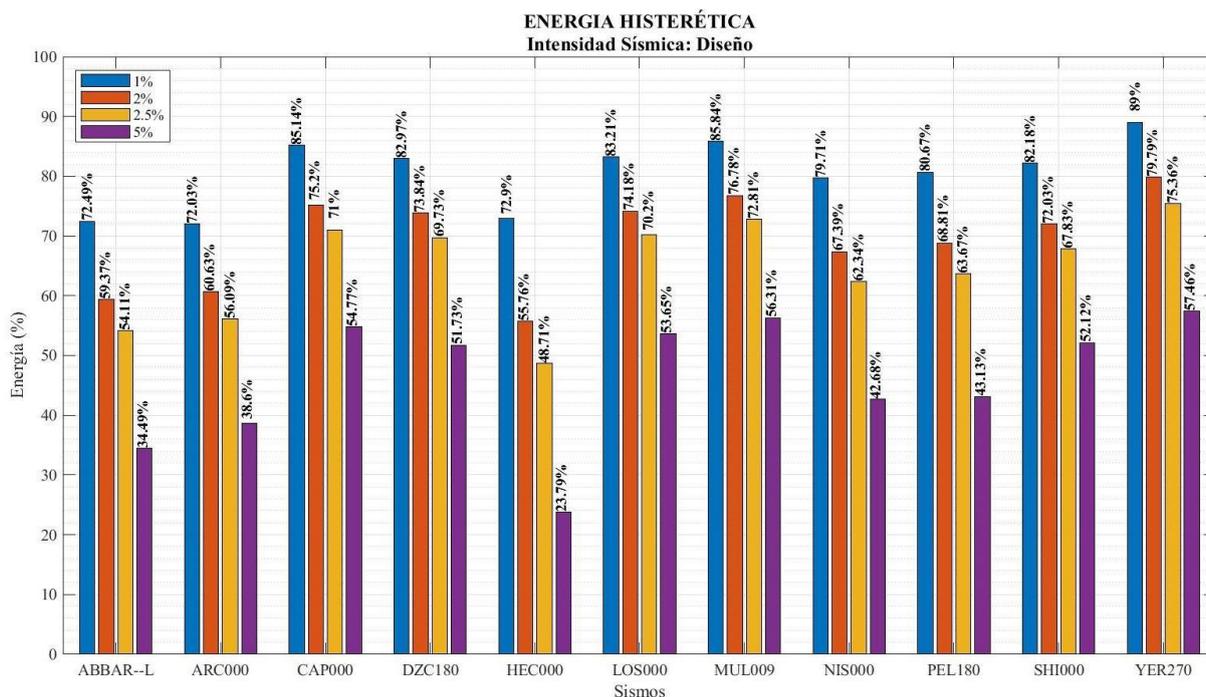


Figura 4-20: Porcentajes de energía disipada por amortiguamiento Histerético para 1%, 2%, 2.5% y 5% de amortiguamiento. Intensidad Sísmica Diseño

En la Figura 4-21 y 4-22 (Intensidad de Diseño y MCE respectivamente) se presenta como ejemplo de lo que se realizó, el porcentaje de energía disipada por amortiguamiento inherente y el amortiguamiento histerético; este último detallado por elemento; para el registro ABBAR-L. Observamos que, el aumento de amortiguamiento inherente, pese a ser en pequeños porcentajes, influyen significativamente en el comportamiento de la estructura, siendo las vigas los elementos más afectados, ya que se produce un incremento significativo en el porcentaje de energía disipado por los elementos mencionados. Lo mismo ocurre cuando se comparan los resultados para las diferentes intensidades sísmicas analizadas, ya que para una intensidad mayor (MCE) las rótulas de las vigas tienden a absorber mayor energía que las columnas, lo que haría cumplir el principio de columna fuerte viga débil que manejan los pórticos especiales resistentes a momento. Por otro lado, la variación de energía disipada por las columnas respecto al amortiguamiento e intensidad sísmica, es relativamente baja en comparación a como varía la disipación por las vigas.

El comportamiento de la energía disipada por el amortiguamiento inherente y el amortiguamiento histerético es similar en la intensidad sísmica de Diseño y MCE, la diferencia radica en una disminución del porcentaje disipado por el amortiguamiento inherente, que se ve reflejado en el aumento del porcentaje disipado en las vigas.

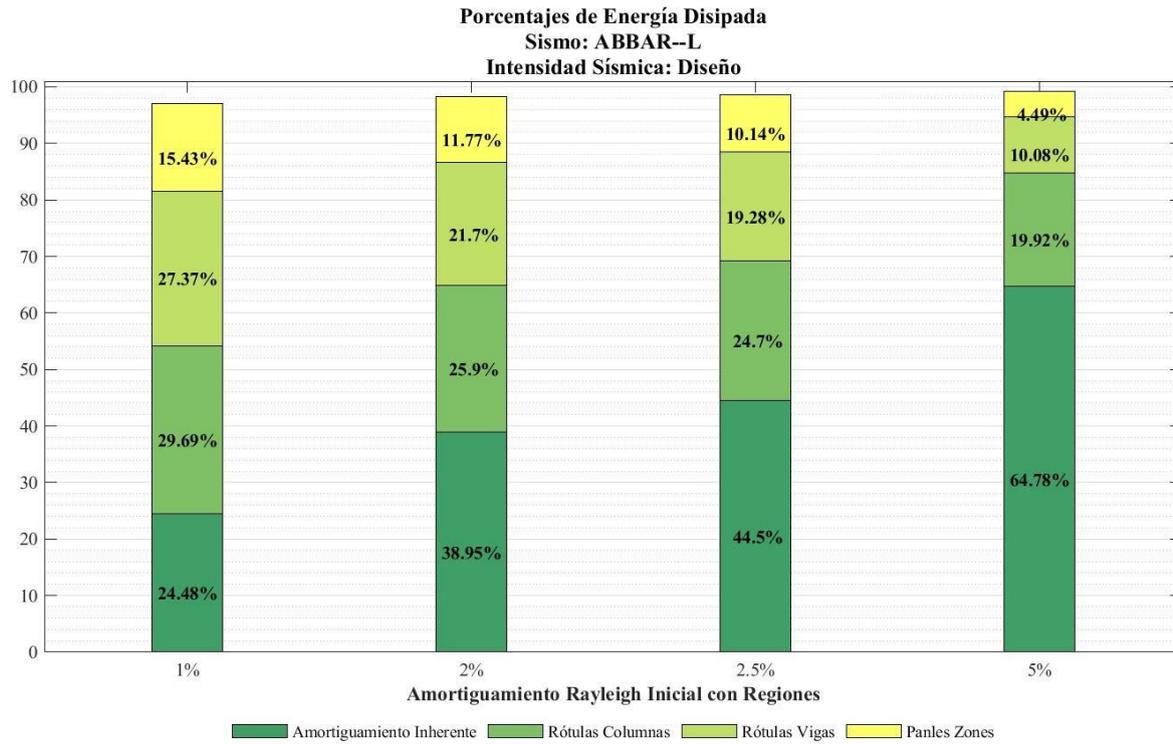


Figura 4-21: Resumen del Balance de Energías para los diferentes valores de amortiguamiento inherente. (Diseño)

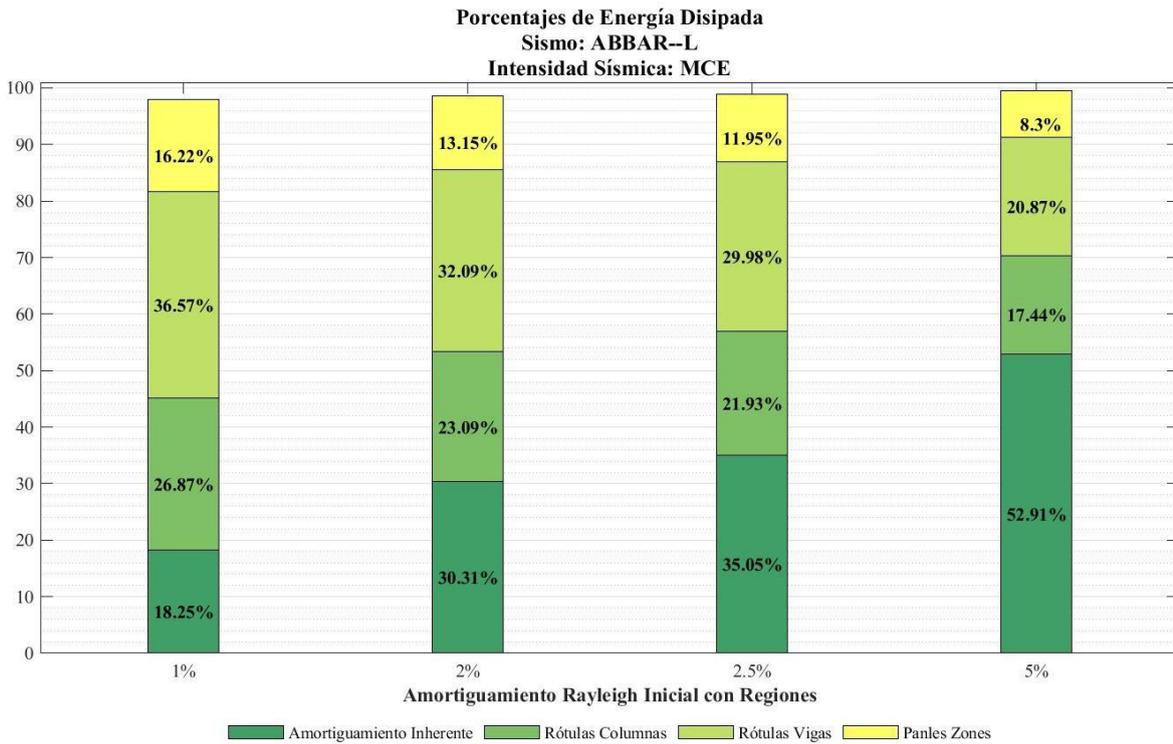


Figura 4-22: Resumen del Balance de Energías para los diferentes valores de amortiguamiento inherente. (MCE)

4.5.3 Comparación de resultados $\xi = 2.5\%$ variando Matriz de Rigidez

Para los casos establecidos para la variación de la matriz de rigidez, podemos observar en las Figuras 4-23 y 4-24, que la energía disipada por amortiguamiento inherente (Figura 4-23) e histerético (Figuras 4-24) es bastante similar en los casos en los que se aplicó la matriz de amortiguamiento tangencial sin regiones, tangencial con regiones e inicial con regiones, siendo el caso de matriz de amortiguamiento inicial sin regiones la que es diferente, presentando valores de energía para el amortiguamiento inherente mayores a los otros casos de estudio, debido a la asignación de amortiguamiento a los elementos inelásticos; por otro lado, para este mismo caso, los valores presentan valores menores para el amortiguamiento histerético.

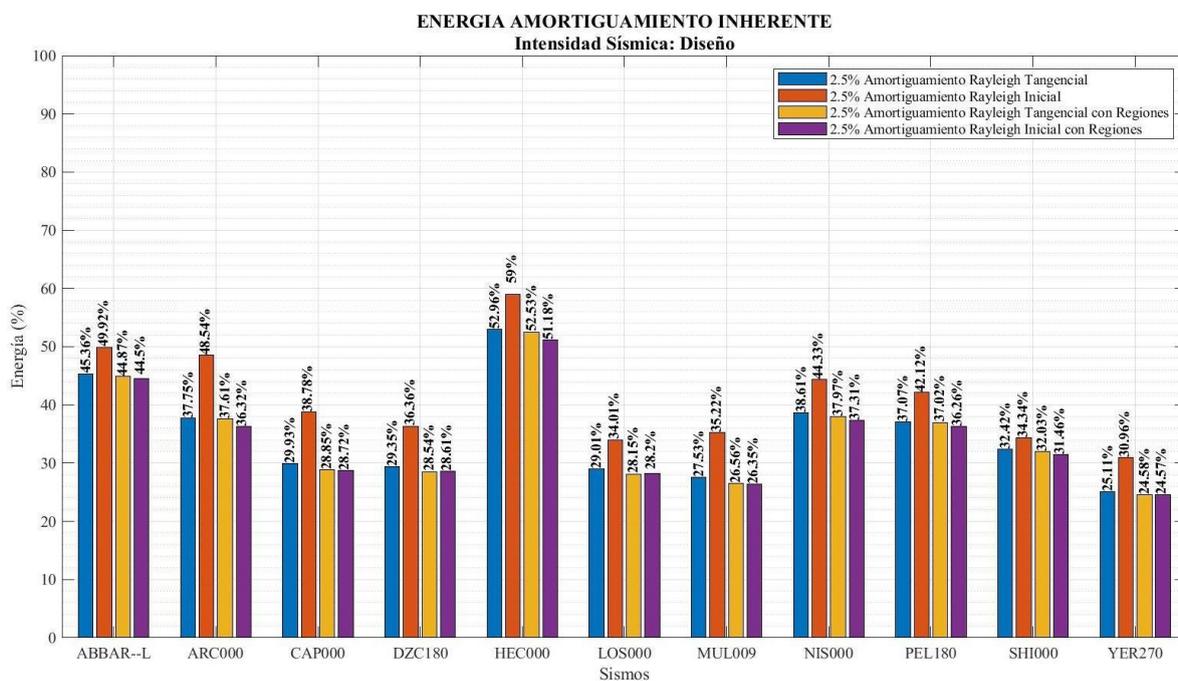


Figura 4-23. Energía disipada por amortiguamiento Inherente para los diferentes casos variando la matriz de rigidez. Intensidad Sísmica Diseño.

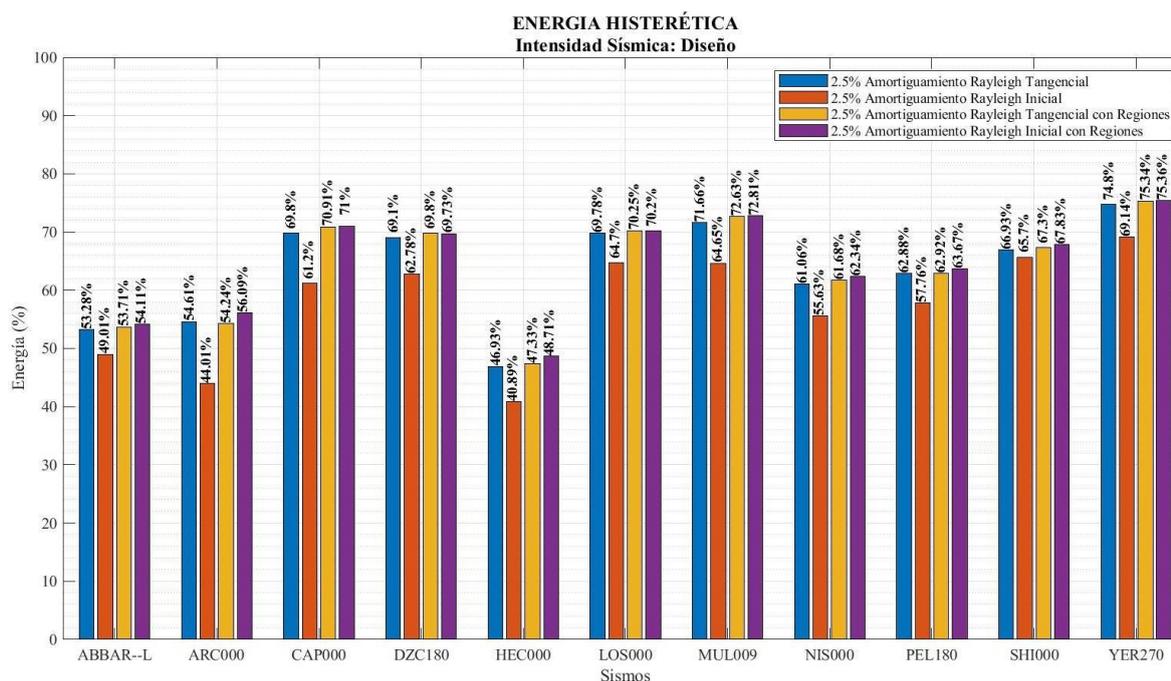


Figura 4-24. Energía disipada por amortiguamiento Histerético para los diferentes casos variando la matriz de rigidez. Intensidad Sísmica Diseño.

En las Figuras 4-25 y 4.26 (Intensidad de Diseño y MCE respectivamente) se contrastan los porcentajes de energía disipada obtenidos tras el uso de las diferentes matrices de rigidez para el sismo ABBAR--L. Como ya se mencionó, los resultados obtenidos con la matriz de rigidez tangencial sin regiones, tangencial con regiones e inicial con regiones coinciden entre sí, notándose que los valores de porcentajes de energía, varían en menos de un 1%, exceptuando el caso en el que se usa un amortiguamiento con matriz de rigidez inicial y sin regiones. Con respecto a la Intensidad Sísmica, la diferencia radica en una disminución del porcentaje disipado por el amortiguamiento inherente para MCE, que se ve reflejado en el aumento del porcentaje de disipación en las vigas. Este análisis se realizó para cada sismo obteniéndose resultados con la misma interpretación.

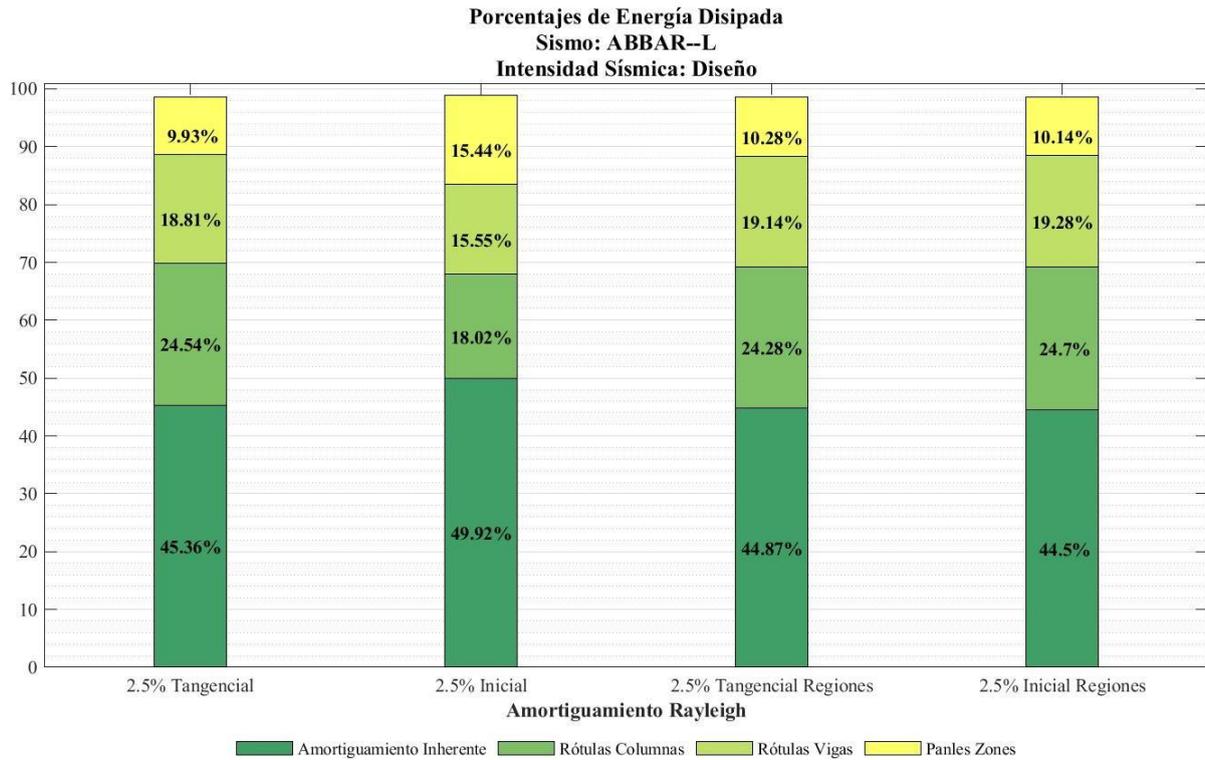


Figura 4-25. Resumen del Balance de Energías para los diferentes casos variando la matriz de rigidez (Diseño).

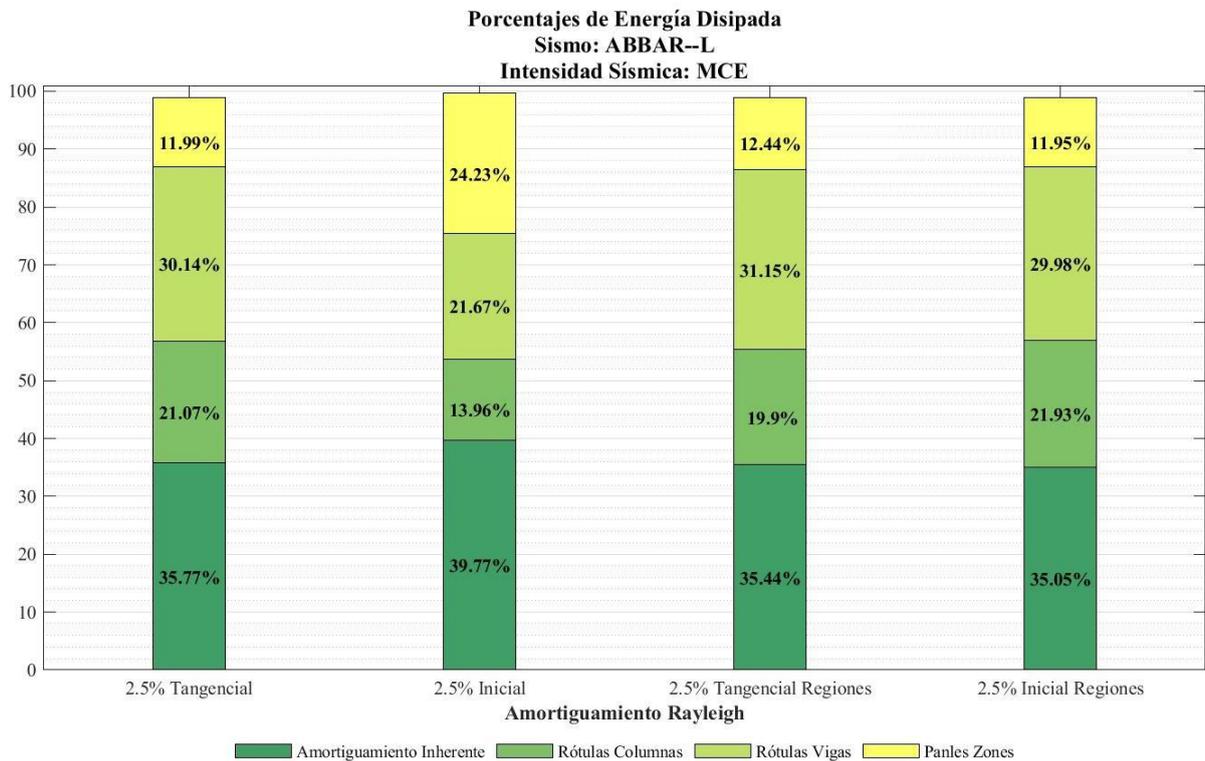


Figura 4-26. Resumen del Balance de Energías para los diferentes casos variando la matriz de rigidez (MCE).

4.5.4 Comparación Resumen

Como punto final, en la Tabla 4-6 se presenta un promedio de los porcentajes obtenidos de los 11 análisis dinámicos para cada intensidad y con cada valor de amortiguamiento con matriz de rigidez inicial y asignado por regiones, estos mismos promedios se ilustran de manera gráfica en la Figura 4-23, estos resultados coinciden con lo ya descrito anteriormente.

ENERGÍA DISIPADA PROMEDIO						
Amort. Inherente	Matriz de Rigidez	E. Amort. Inherente	E. Hist. Columnas	E. Hist. Vigas	E. Hist. Panel Zonas	E. Hist. Total
Intensidad Sísmica: Diseño						
1%	Inicial con Regiones	17.10%	26.83%	45.87%	7.86%	80.56%
2%	Inicial con Regiones	28.98%	22.97%	39.79%	6.68%	69.44%
2.50%	Inicial con Regiones	33.95%	21.42%	37.02%	6.27%	64.71%
5%	Inicial con Regiones	53.10%	15.98%	25.78%	4.49%	46.25%
Intensidad Sísmica: MCE						
1%	Inicial con Regiones	12.38%	26.56%	53.37%	7.85%	87.79%
2%	Inicial con Regiones	21.68%	23.25%	47.89%	7.06%	78.20%
2.50%	Inicial con Regiones	25.72%	21.98%	45.43%	6.73%	74.15%
5%	Inicial con Regiones	41.89%	17.33%	35.32%	5.42%	58.07%

Tabla 4-6. Porcentajes de Energía Disipada promedio. Diferente valor de amortiguamiento

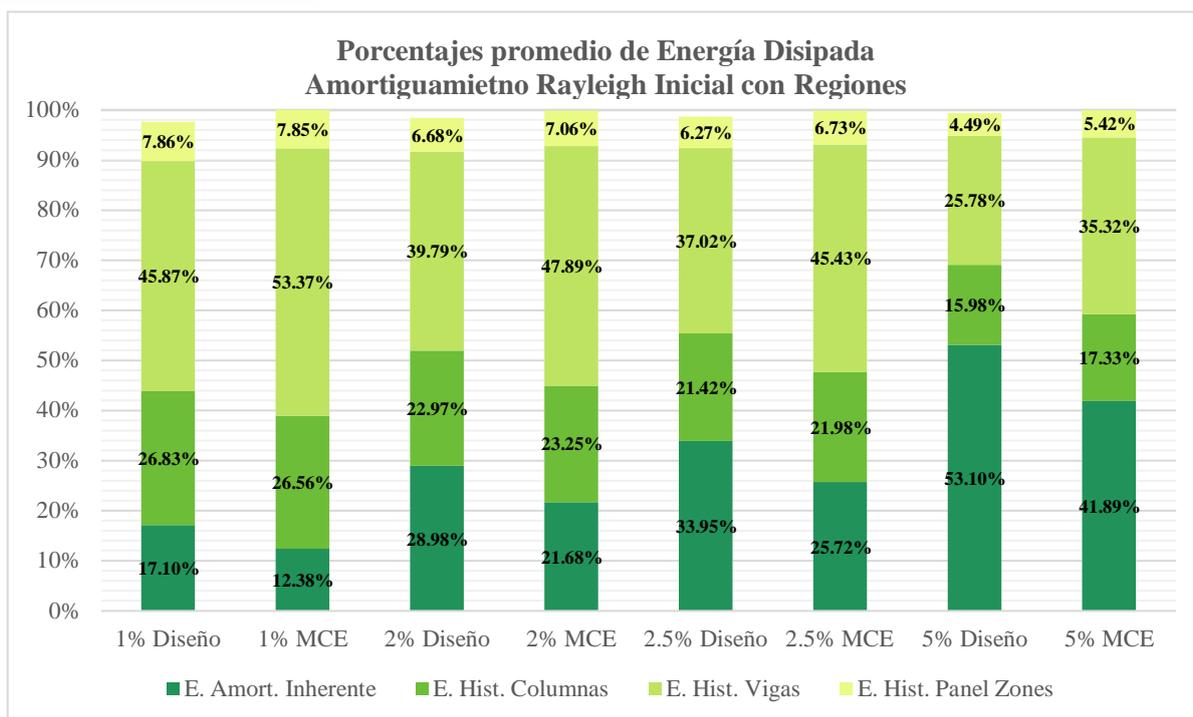


Figura 4-27. Porcentajes de Energía Disipada promedio. Diferente valor de amortiguamiento.

De igual manera, en la Tabla 4-7 se presenta un promedio de los porcentajes de disipación de energía para un amortiguamiento de 2.5% asignados con diferentes matrices de rigidez y con regiones o sin regiones. Así mismo, de manera gráfica se presentan los resultados en la Figura 4-28.

Energía Disipada promedio						
Amort. Inherente	Matriz de Rigidez	E. Amort. Inherente	E. Hist. Columnas	E. Hist. Vigas	E. Hist. Panel Zones	E. Hist. Total
Intensidad Sísmica: Diseño						
2.50%	Tangente sin Regiones	35.01%	21.14%	36.38%	6.19%	63.71%
	Inicial sin Regiones	41.24%	13.19%	23.81%	20.77%	57.77%
	Tangente con Regiones	34.43%	20.09%	37.53%	6.58%	64.19%
	Inicial con Regiones	33.95%	21.42%	37.02%	6.27%	64.71%
Intensidad Sísmica: MCE						

2.50%	Tangente sin Regiones	26.06%	22.23%	44.43%	6.70%	73.36%
	Inicial sin Regiones	34.56%	11.86%	25.19%	28.19%	65.25%
	Tangente con Regiones	25.97%	20.83%	45.68%	7.29%	73.79%
	Inicial con Regiones	25.72%	21.98%	45.43%	6.73%	74.15%

Tabla 4-7. Porcentajes de Energía Disipada promedio. Diferente matriz de rigidez.

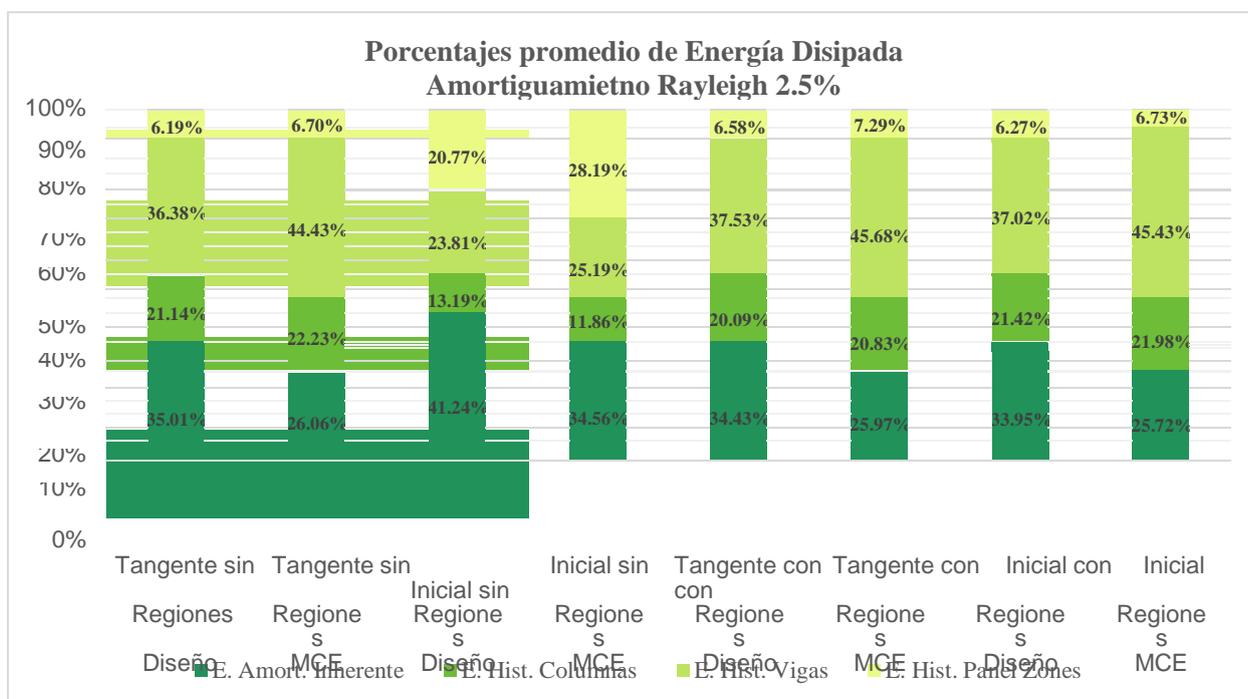


Figura 4-28. Porcentajes de Energía Disipada promedio. Diferente matriz de rigidez.

Las Figuras anteriores presentan un contraste entre los diferentes casos analizados para la estructura, de esta manera sintetizamos que la elección de la matriz de rigidez inicial es inadecuada para analizar el rango inelástico debido a que da como resultado disipaciones de energía por amortiguamiento inherente mayores, representando de esta manera, un valor mayor de amortiguamiento que el asignado, además presenta una mala distribución de la energía histerética en los elementos, disminuyendo la energía absorbida por las vigas y columnas, y aumentando la energía disipada por las rótulas de los panel zones, cosa que se asume incorrecta.

Por otro lado, en la Tabla 4-6, se observa que la energía disipada por el amortiguamiento inherente para una intensidad de Diseño, con $\xi = 1\%$ alcanza un 17%; con $\xi = 2\%$, un 29%; $\xi = 2.5\%$ un 34% y con $\xi = 5\%$ se incrementa significativamente a un 53%. Con esto se

puede decir que, en promedio, por cada 0.5% de incremento en el amortiguamiento, la disipación de energía inherente aumenta en un 4.9%.

La Energía disipada por el amortiguamiento histerético debe ser la mayor fuente de disipación de energía en un pórtico especial resistente a momento correctamente diseñado, por lo que la energía disipada por el amortiguamiento inherente debe ser menor que esta, debido a esto, los valores mayores de 2.5% de amortiguamiento representarían un mal comportamiento en la estructura en cuanto a la distribución de la energía a través de los elementos de esta.

4.6 Análisis por Desempeño

Tras la ejecución de todos los análisis dinámicos no lineales para los diferentes casos de estudio planteados (diferente amortiguamiento), considerando dos intensidades sísmicas como se resumió en la Tabla 3-13, se determinaron las derivas máximas y remanentes de cada piso de la estructura y sus promedios, con la finalidad de comparar estos últimos con los límites establecidos por normativas y fijados anteriormente en el apartado 3.5. Cabe recalcar, que tras observar y analizar los resultados obtenidos en el inciso anterior (4.5), se pudo notar que para un amortiguamiento del 2.5%, se obtuvieron resultados semejantes con el uso de la matriz de rigidez inicial y tangencial, siempre y cuando el amortiguamiento inicial sea asignado por regiones; es por esta razón, que en el presente análisis por desempeño, no se contrastan las 4 variaciones propuestas para el amortiguamiento de 2.5%, sino únicamente se compara el amortiguamiento Rayleigh Inicial de 2.5% asignado con regiones y sin regiones.

Por otra parte, también se compara el comportamiento de la estructura cuando se le asigna un amortiguamiento de 1, 2, 2.5 y 5% de amortiguamiento Rayleigh (Inicial con Regiones).

A continuación, en la Figura 4-29 se muestra como ejemplo las derivas de piso para el registro HEC000 con un amortiguamiento de 2.5% Inicial asignado con Regiones. De esos registros se extrajeron las derivas máximas y residuales, cuyo resumen se presenta más adelante.

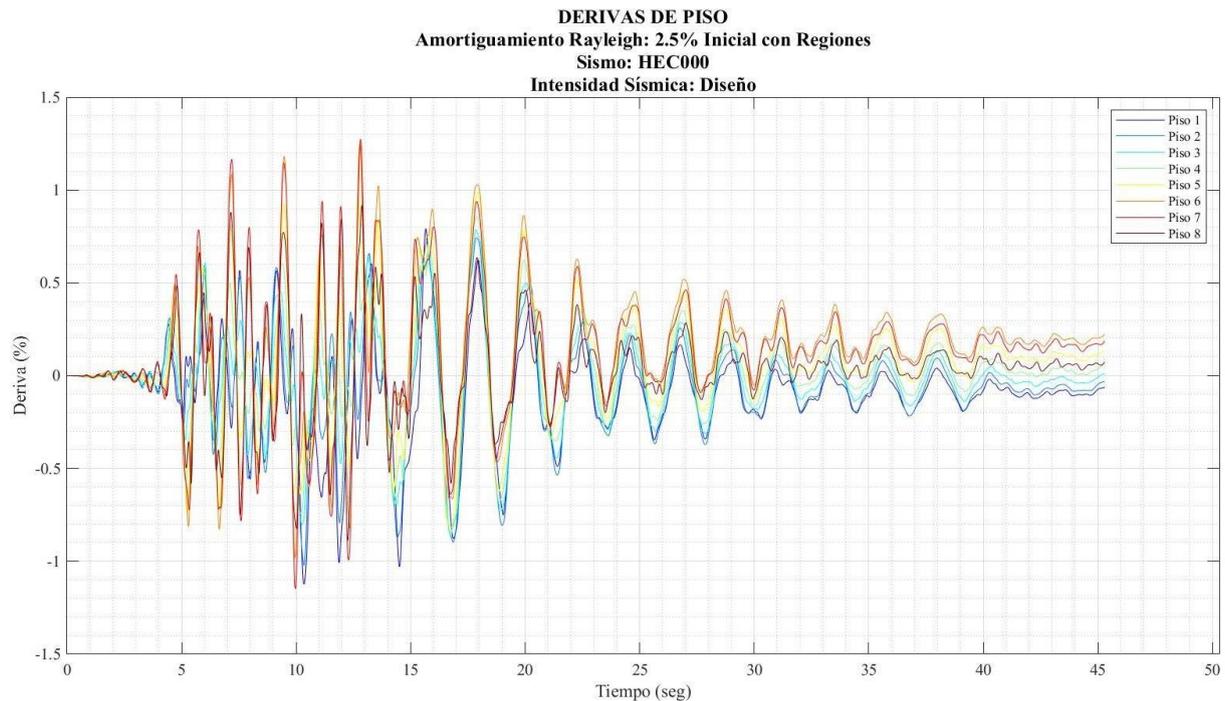


Figura 4-29. Registro de Derivas. Sismo HEC000. Nivel de Diseño. Amortiguamiento 2.5% Inicial con Regiones

4.6.1 Nivel de Diseño

Para el primer caso, y haciendo uso de los sismos escalados a un nivel de diseño, en la Figura 4-30 hasta la Figura 4-34 se muestran los resultados de los análisis dinámicos referentes a las derivas de entrepiso, para cada amortiguamiento asignado. En las Figuras mencionadas, se aprecian dos tipos de barras, las unas con color intenso, que representan las derivas residuales; y las de color difuminado, que son las derivas máximas, cada una correspondiente a un registro sísmico obedeciendo al color asignado en la leyenda.

El orden en el que se muestran los resultados de acuerdo al amortiguamiento es el siguiente:

- 1% Inicial con Regiones
- 2% Inicial con Regiones
- 2.5% Inicial con Regiones
- 2.5% Inicial sin Regiones y
- 5% Inicial con Regiones

DERIVAS DE PISO
Máximas y Remanentes
Amortiguamiento Rayleigh: 1% Inicial con Regiones
Intensidad Sísmica: Diseño

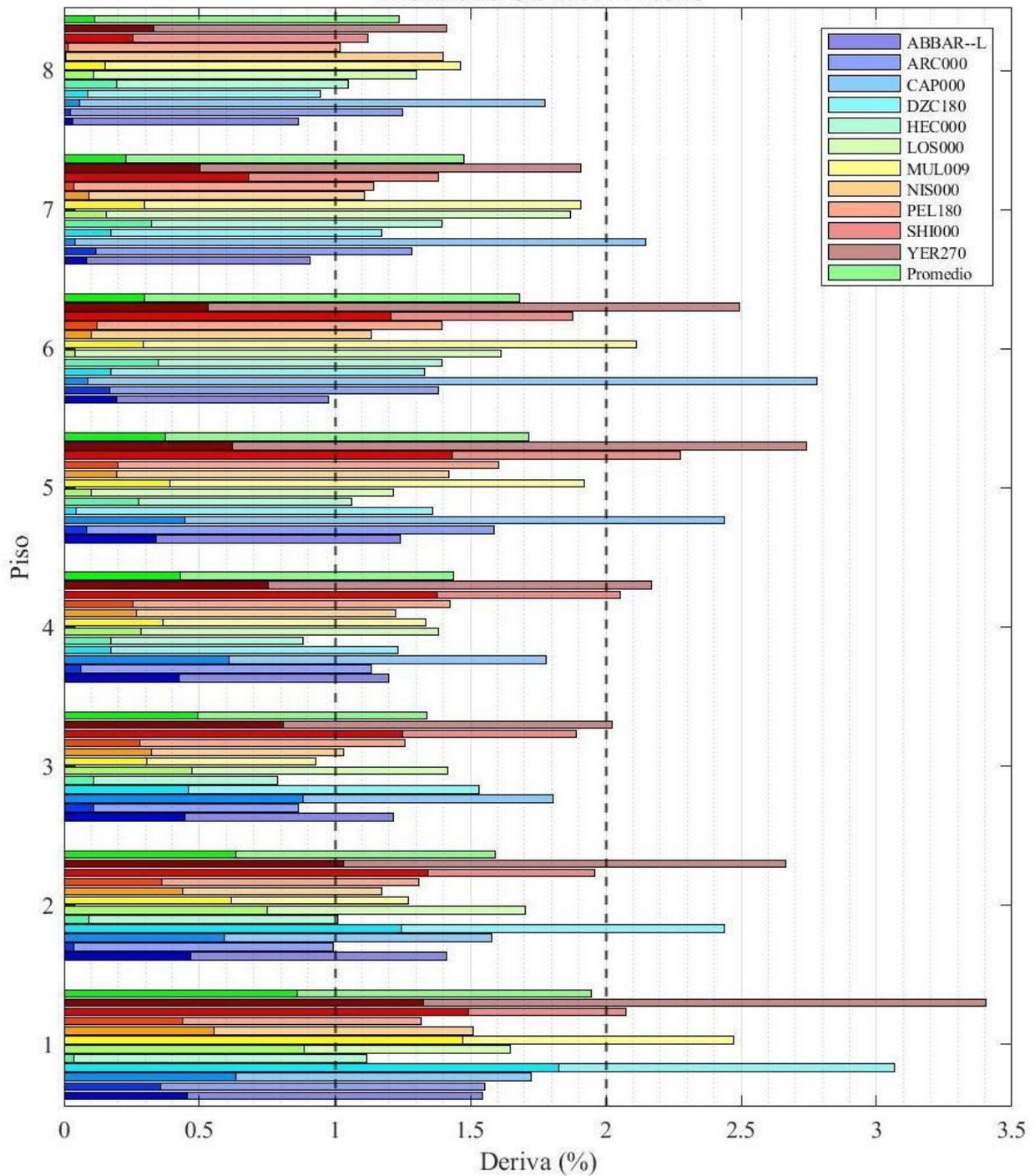


Figura 4-30. Derivas de Piso. Intensidad: Diseño. Amortiguamiento: 1% Inicial Regiones.

DERIVAS DE PISO
Máximas y Remanentes
Amortiguamiento Rayleigh: 2% Inicial con Regiones
Intensidad Sísmica: Diseño

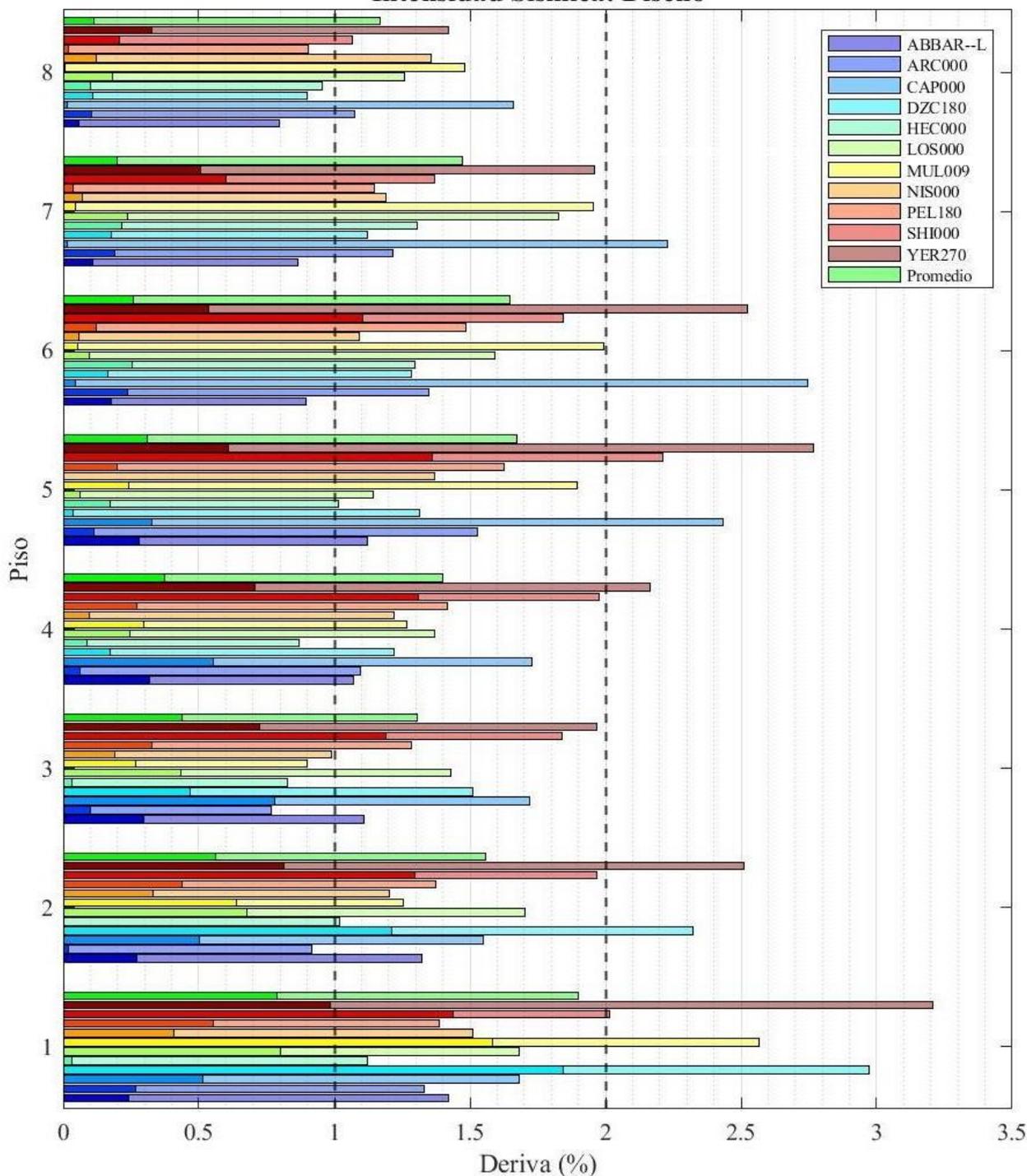


Figura 4-31. Derivas de Piso. Intensidad: Diseño. Amortiguamiento: 2% Inicial Regiones.

DERIVAS DE PISO
Máximas y Remanentes
Amortiguamiento Rayleigh: 2.5% Inicial con Regiones
Intensidad Sísmica: Diseño

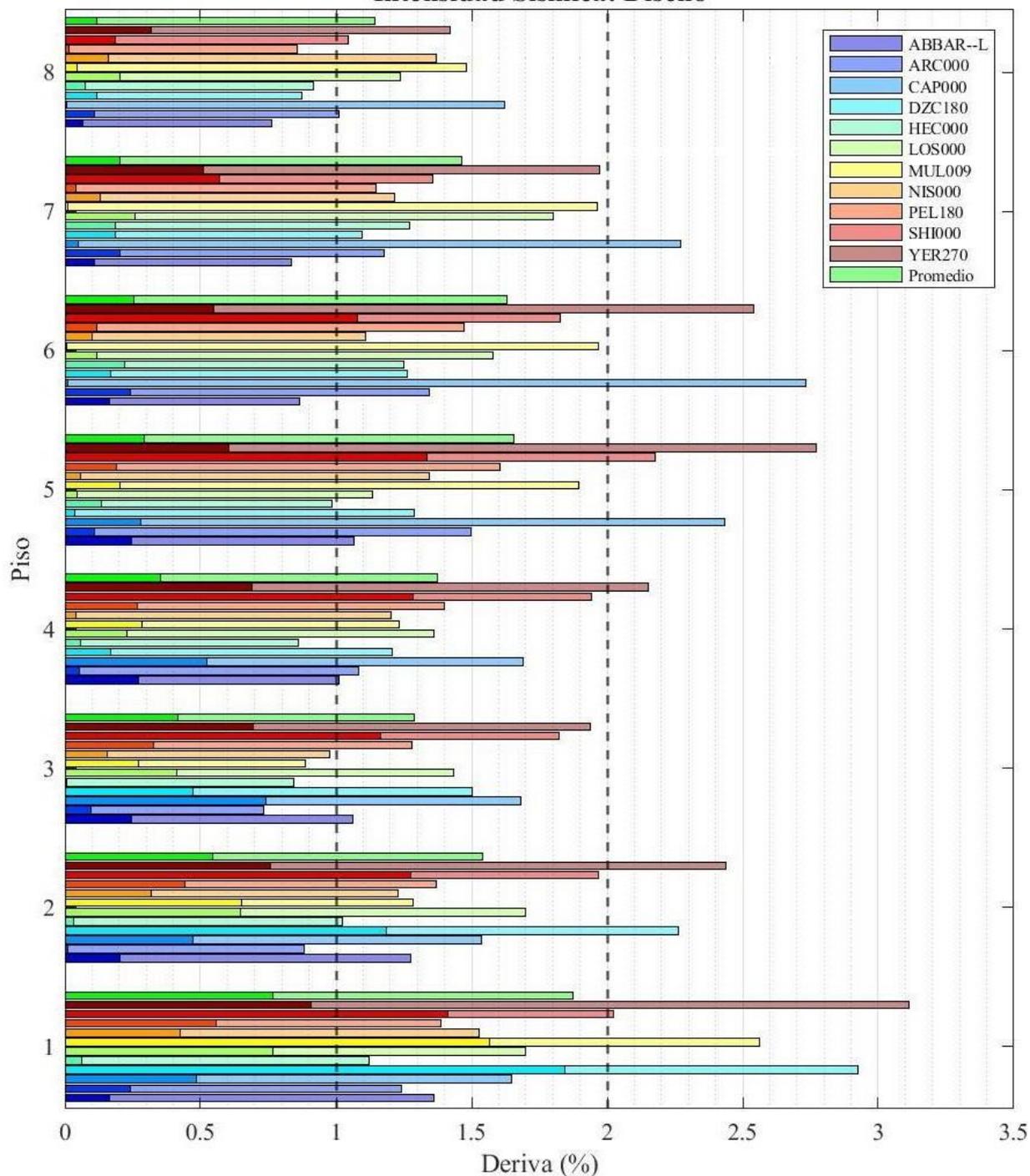


Figura 4-32. Derivas de Piso. Intensidad: Diseño. Amortiguamiento: 2.5% Inicial Regiones.

DERIVAS DE PISO
Máximas y Remanentes
Amortiguamiento Rayleigh: 2.5% Inicial sin Regiones
Intensidad Sísmica: Diseño

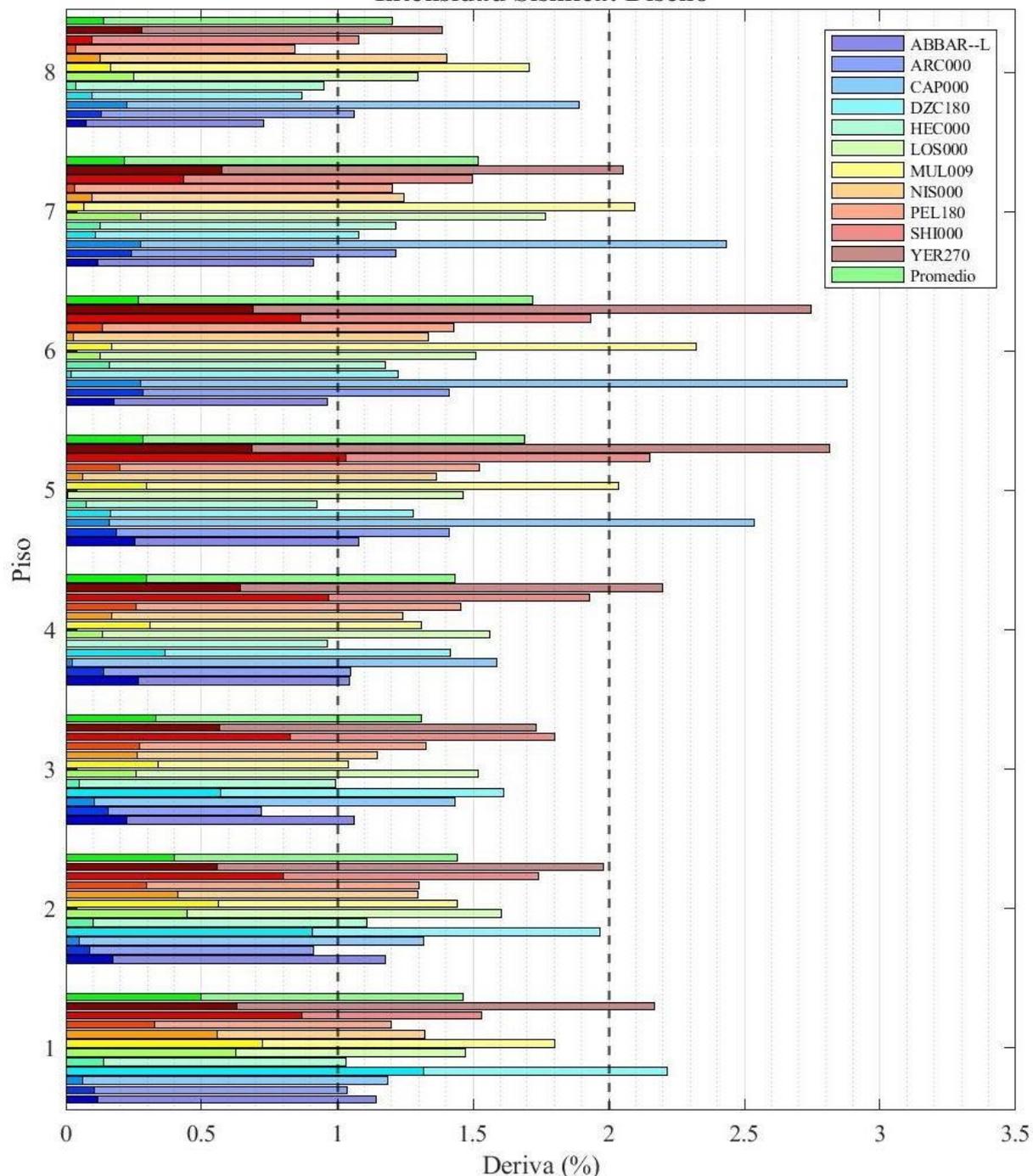


Figura 4-33. Derivas de Piso. Intensidad: Diseño. Amortiguamiento: 2.5% Inicial sin Regiones.

DERIVAS DE PISO
Máximas y Remanentes
Amortiguamiento Rayleigh: 5% Inicial con Regiones
Intensidad Sísmica: Diseño

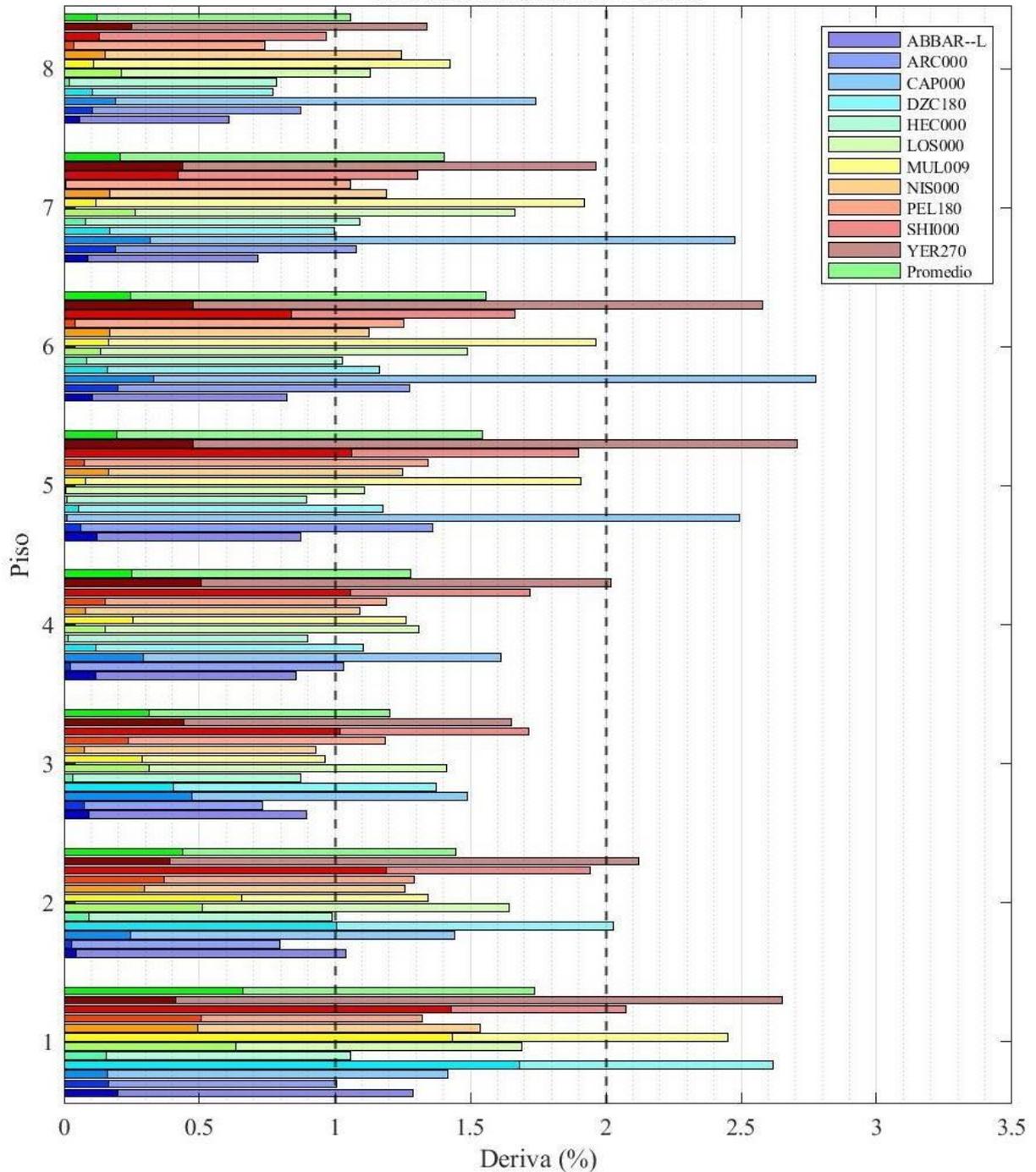


Figura 4-34. Derivas de Piso. Intensidad: Diseño. Amortiguamiento: 5% Inicial Regiones.

Como se puede observar, para todos los valores de amortiguamiento asignado por regiones, la estructura tiene la misma tendencia de presentar la mayor deriva promedio en el primer piso, a diferencia del caso con 2.5% en la que el amortiguamiento fue asignado sin regiones (Figura 4-33), en la que la máxima deriva promedio se da en el piso 6. Sin embargo, para

cualquiera de los valores de amortiguamiento asignados, las derivas máximas promedio por piso, están por debajo del 2% que es el límite de la normativa. De igual manera sucede con las derivas residuales, cuyos valores son menores al límite del 1%.

En la Figura 4-35 se presenta una comparación directa de las derivas obtenidas para cada valor de amortiguamiento.

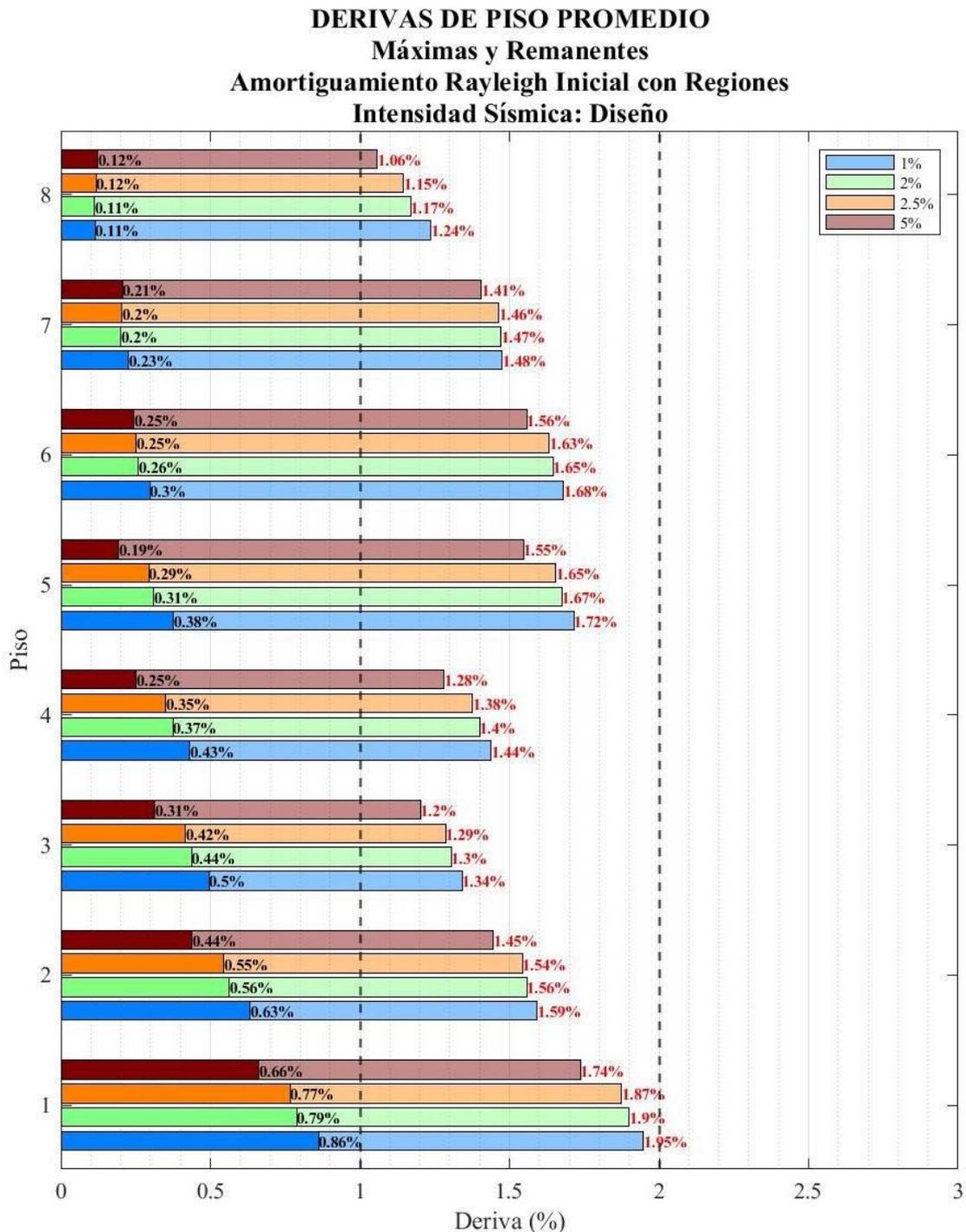


Figura 4-35. Comparación de derivas para cada valor de amortiguamiento. Intensidad: Diseño

Como era de esperarse, y como se puede observar, a menor amortiguamiento las derivas aumentan. Para un amortiguamiento Rayleigh del 1%, se tienen los valores más críticos, llegando casi a los límites propuestos por la normativa, con un 1.95% de deriva máxima (Límite: 2%) y un 0.86% de deriva residual (Límite: 1%) en el primer piso. Además, estos resultados presentan una variación promedio del 0.04% en cuanto a derivas máximas, respecto a un amortiguamiento del 2%. Por otro lado, para amortiguamientos Rayleigh del 2 y 2.5%, los resultados son muy similares, variando entre sí un promedio del 0.02%, lo que para un piso de la estructura (156 in) significa aproximadamente 0.031 in. En cuanto al amortiguamiento Rayleigh del 5%, los resultados varían aproximadamente en un 0.1% respecto a los resultados con un amortiguamiento Rayleigh del 2.5%. Por lo que se puede decir que, para el conjunto de sismos escogidos, y para una intensidad sísmica de diseño, cada 0.5% de incremento en el amortiguamiento Rayleigh, conlleva a una disminución aproximada del 0.02% de derivas máximas.

En la Figura 4-36 se presenta la comparación de las derivas del primer piso para el Sismo CAP000, en la cual se observa que los picos máximos de derivas para cada valor de amortiguamiento (Puntos rojos) se dan casi al mismo tiempo y son similares en valor, sin embargo, se aprecia, como en la respuesta con el tiempo, es evidente un amortiguamiento mayor, ya que a medida que pasa el tiempo, los picos de derivas van disminuyendo. Esta tendencia a presentar picos máximos similares y disminución de los mismos con el tiempo, sucede con todos los registros sísmicos.

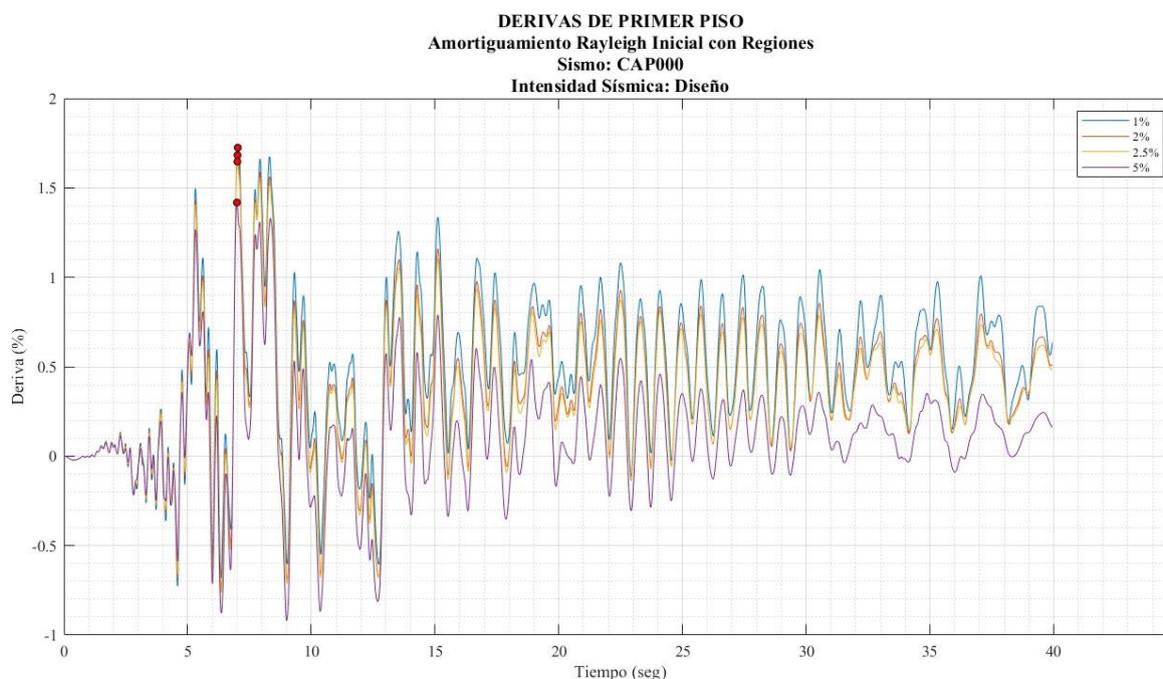


Figura 4-36. Comparación de registros de derivas para cada valor de amortiguamiento. Intensidad: Diseño. Sismo: NIS000

Por otro lado, en la Figura 4-37 se comparan los resultados de los análisis dinámicos, cuando se usa amortiguamiento Rayleigh de 2.5% asignado con y sin regiones, notándose cómo para el amortiguamiento asignado con regiones, en los primeros pisos se tienen derivas mayores, siendo en el primer piso un 0.41% más, sin embargo, para los pisos superiores, esto no sucede, ya que las derivas se incrementan si el amortiguamiento ha sido asignado sin regiones.

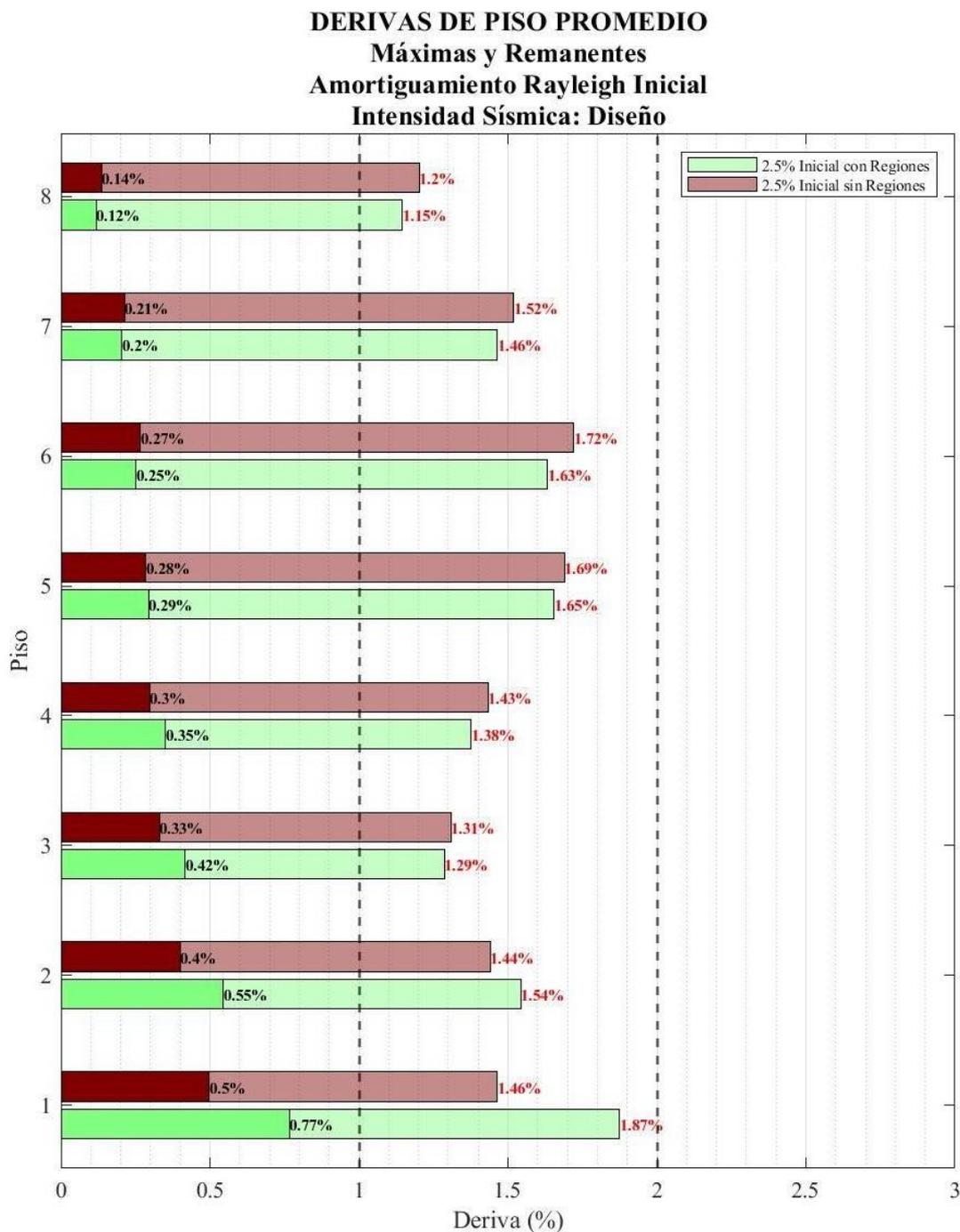


Figura 4-37. Comparación de derivas para amortiguamiento de 2.5% con y sin regiones. Intensidad: Diseño

4.6.2 Nivel MCE

Los resultados de los análisis dinámicos bajo intensidad MCE se presentan desde la Figura 4-38 hasta la 4-42. Los resultados siguen el mismo orden mencionado en la sección anterior.

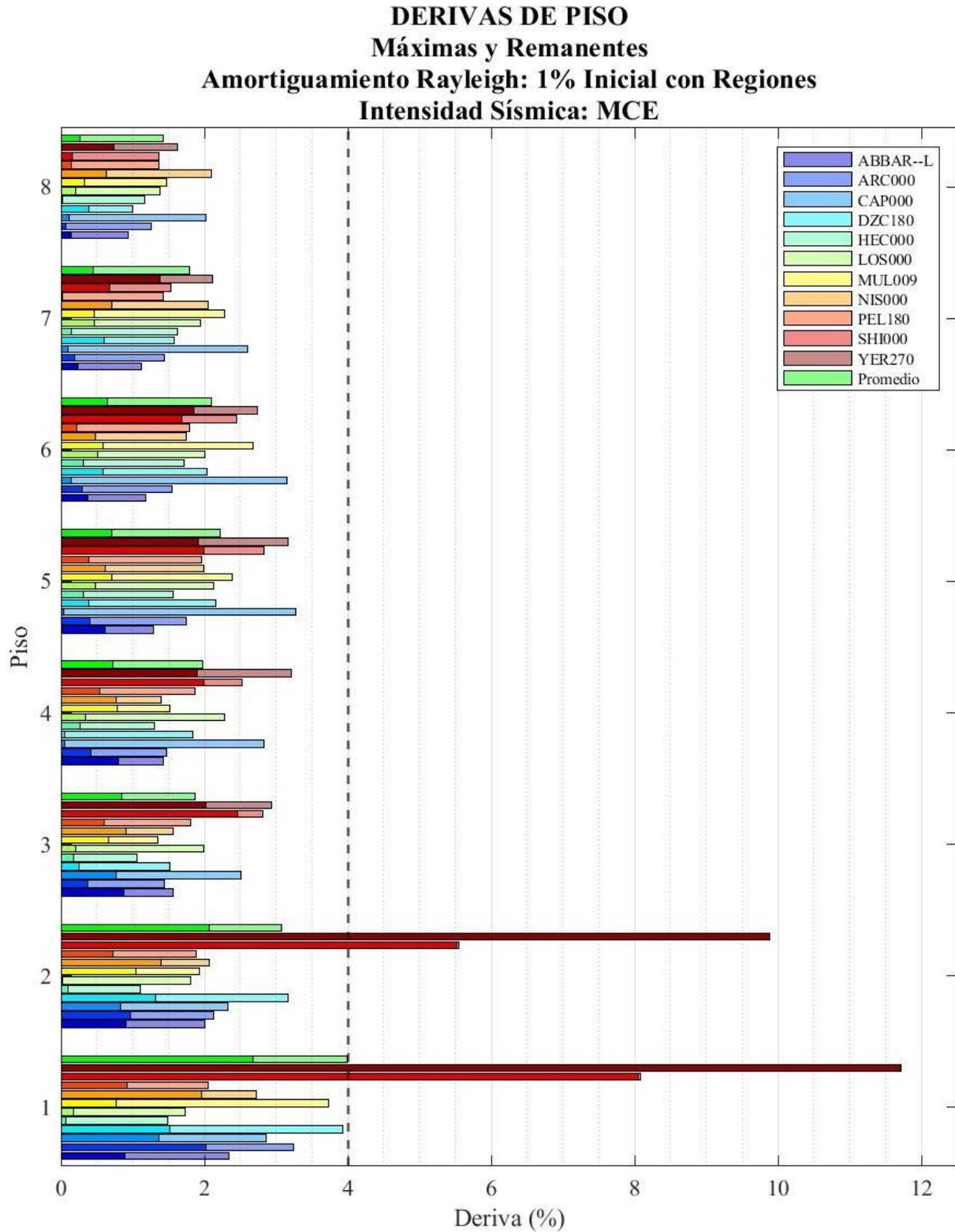


Figura 4-38. Derivas de Piso. Intensidad: MCE. Amortiguamiento: 1% Inicial Regiones.

DERIVAS DE PISO
Máximas y Remanentes
Amortiguamiento Rayleigh: 2% Inicial con Regiones
Intensidad Sísmica: MCE

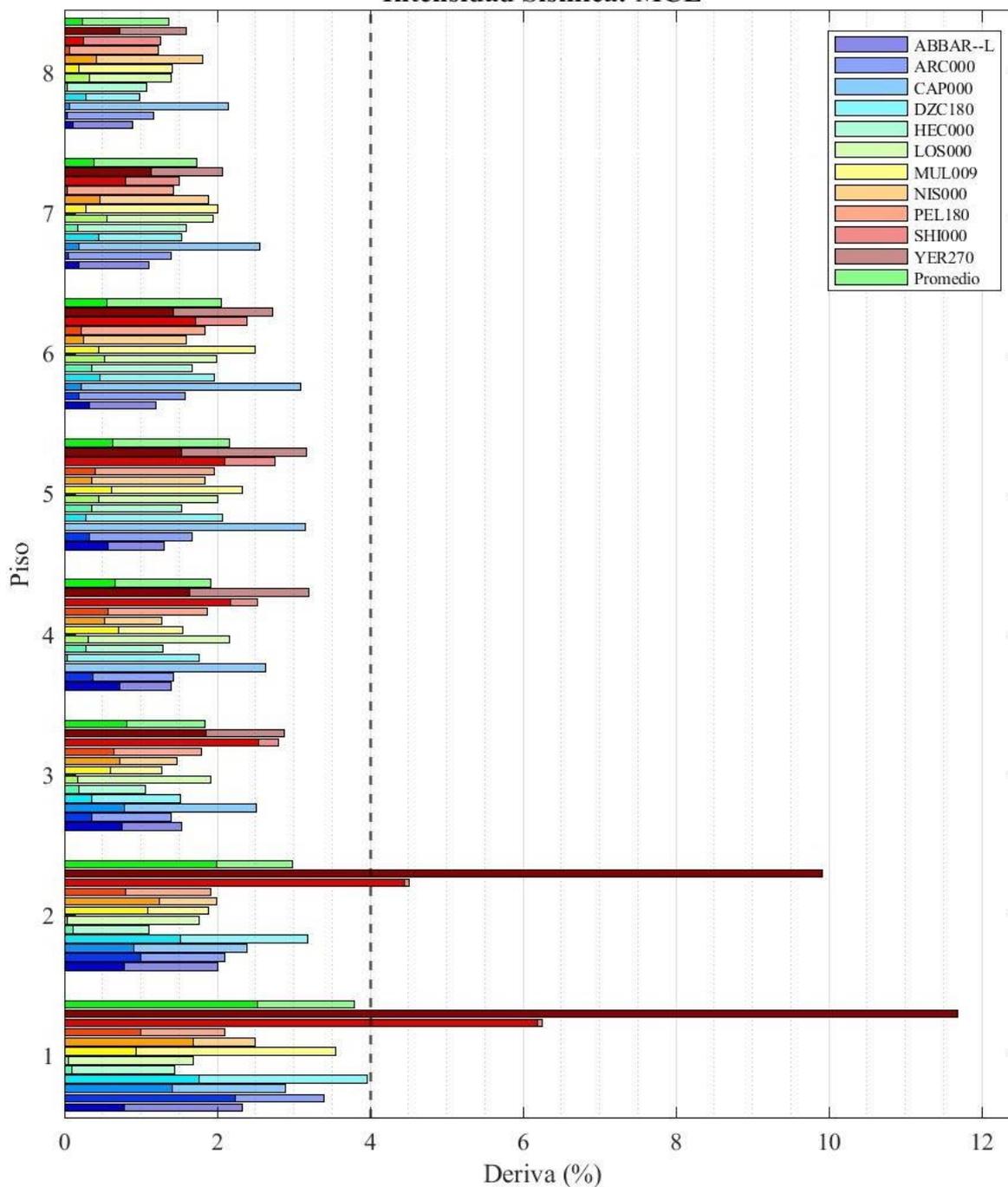


Figura 4-39. Derivas de Piso. Intensidad: MCE. Amortiguamiento: 2% Inicial Regiones.

DERIVAS DE PISO
Máximas y Remanentes
Amortiguamiento Rayleigh: 2.5% Inicial con Regiones
Intensidad Sísmica: MCE

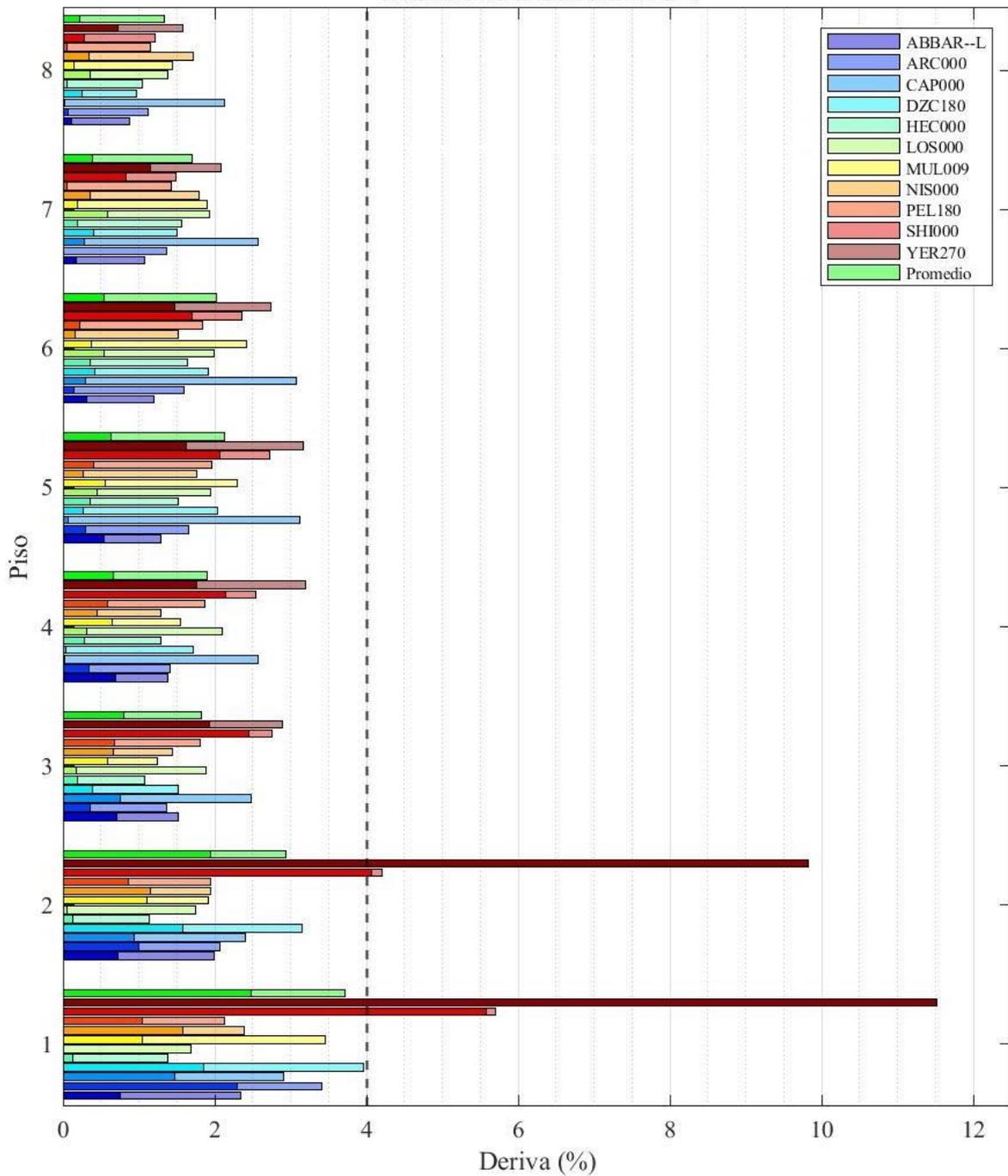


Figura 4-40. Derivas de Piso. Intensidad: MCE. Amortiguamiento: 2.5% Inicial Regiones.

DERIVAS DE PISO
Máximas y Remanentes
Amortiguamiento Rayleigh: 2.5% Inicial sin Regiones
Intensidad Sísmica: MCE

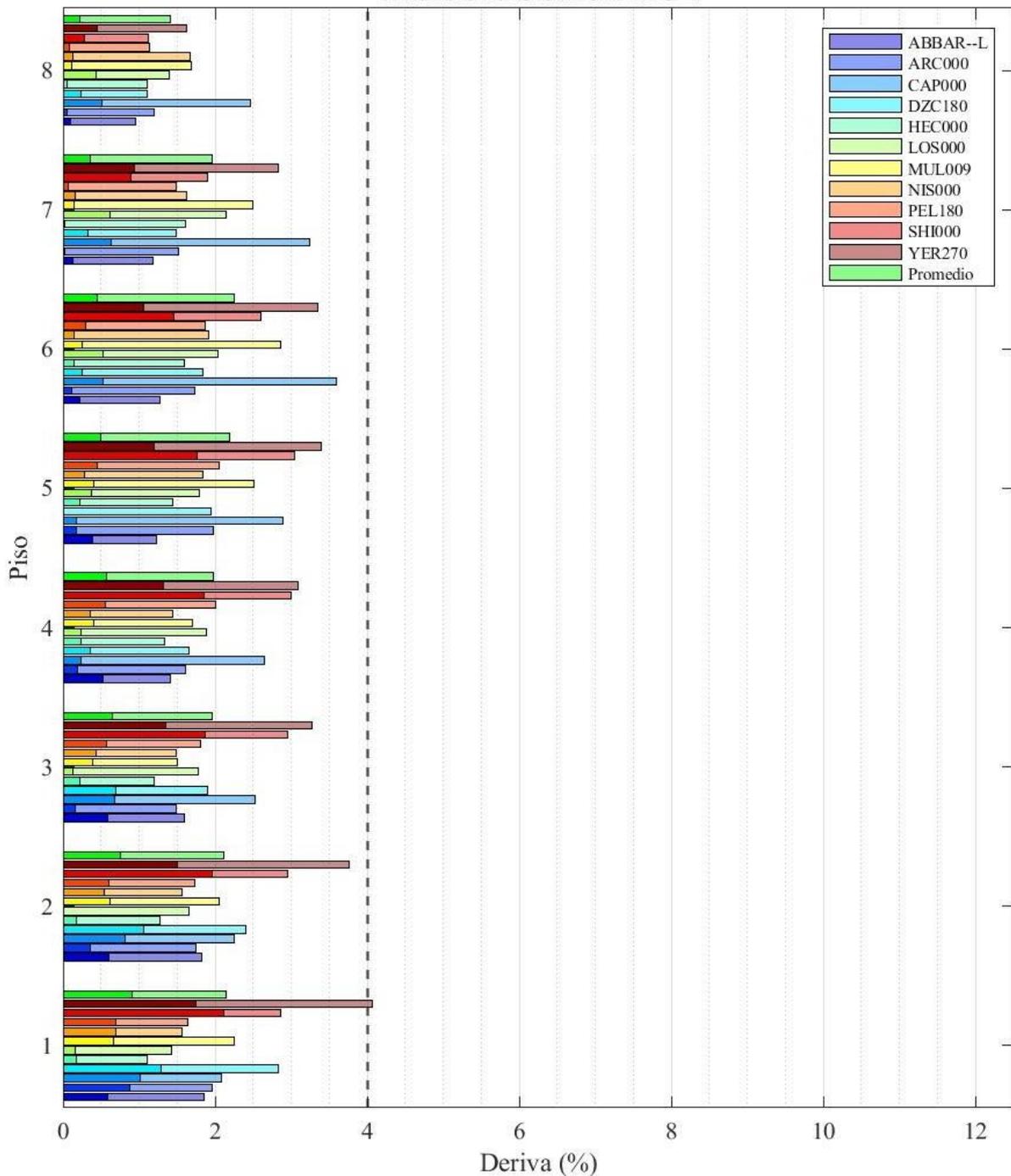


Figura 4-41. Derivas de Piso. Intensidad: MCE. Amortiguamiento: 2.5% Inicial sin Regiones.

DERIVAS DE PISO
Máximas y Remanentes
Amortiguamiento Rayleigh: 5% Inicial con Regiones
Intensidad Sísmica: MCE

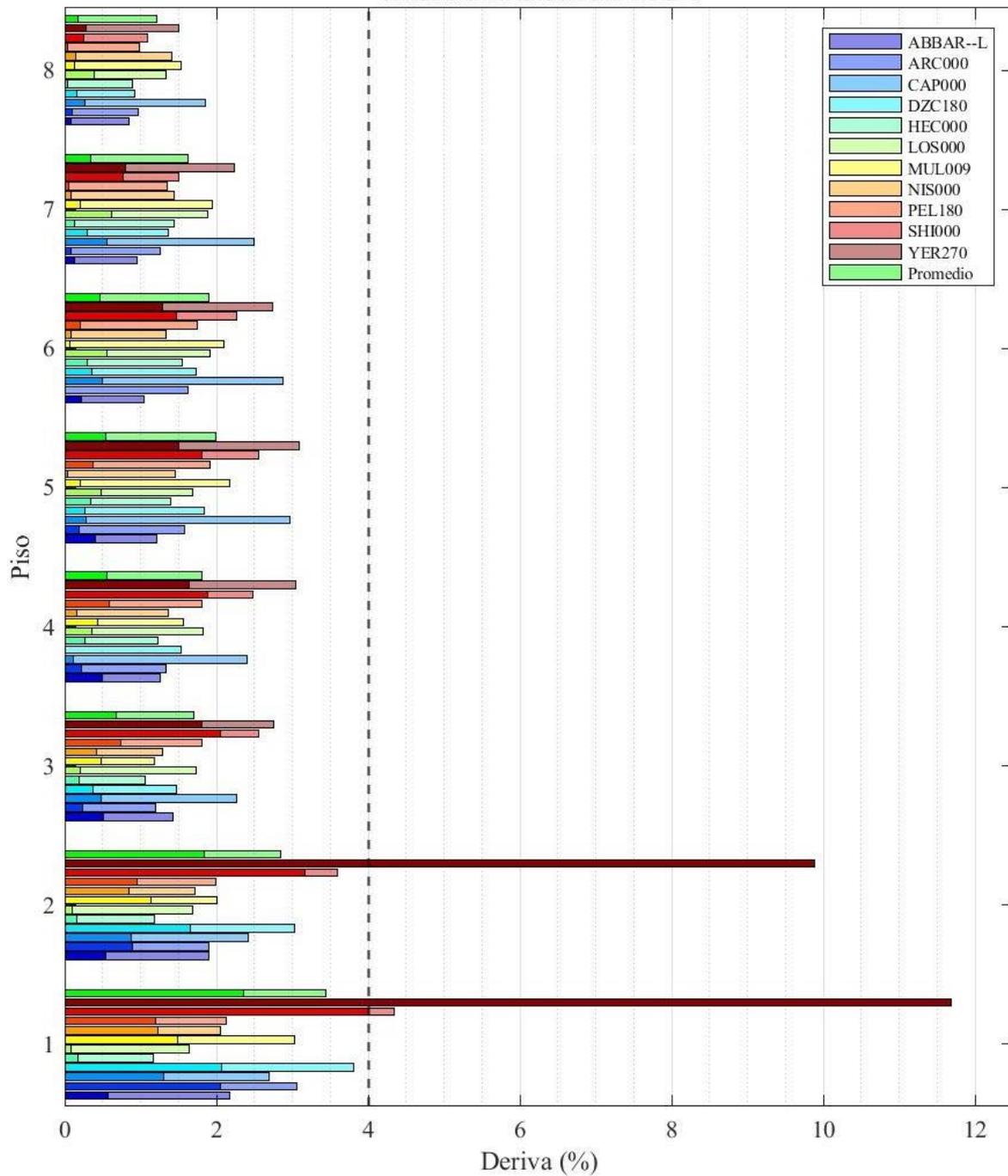


Figura 4-42. Derivas de Piso. Intensidad: MCE. Amortiguamiento: 5% Inicial Regiones.

En los resultados mostrados se observa como las derivas se incrementan de manera considerable en los dos primeros pisos. Además, se evidencia que para cada valor de amortiguamiento que fue asignado con regiones, el sismo YER270 produce colapso, debido a que en el primer piso se tienen derivas máximas de más del 10%, lo que conlleva a que la estructura presente inestabilidad dinámica. Además, ha de mencionarse, que cuando se utiliza un amortiguamiento del 1% (Figura 4-38), para el sismo SHI000, el primer piso presenta una deriva aproximada del 8%, lo cual se puede considerar también como un colapso; mientras que la deriva producida por este mismo sismo, disminuye considerablemente a medida que aumenta el amortiguamiento, llegando a una deriva máxima del 4.2% aproximadamente cuando el amortiguamiento es de 5%.

Por otro lado, cuando el amortiguamiento es asignado sin regiones (Figura 4-41), se evidencia que no existe ningún tipo de colapso, teniéndose una deriva máxima en el primer piso del 4% ocasionada por el sismo YER270. A pesar de esto, la deriva promedio máxima se da en el piso 6, al igual que para la intensidad sísmica de Diseño.

Para el amortiguamiento de 2, 2.5 y 5% asignado por regiones, se da 1 de 11 colapsos, y las derivas máximas promedio, resultan inferiores al límite establecido de 4%, sin embargo, para un amortiguamiento de 1%, se dan 2 de 11 colapsos, lo que excede un 10% de probabilidad de colapso.

En la Figura 4-43 se presenta la comparación de los resultados obtenidos para la intensidad MCE.

DERIVAS DE PISO PROMEDIO
Máximas y Remanentes
Amortiguamiento Rayleigh Inicial con Regiones
Intensidad Sísmica: MCE

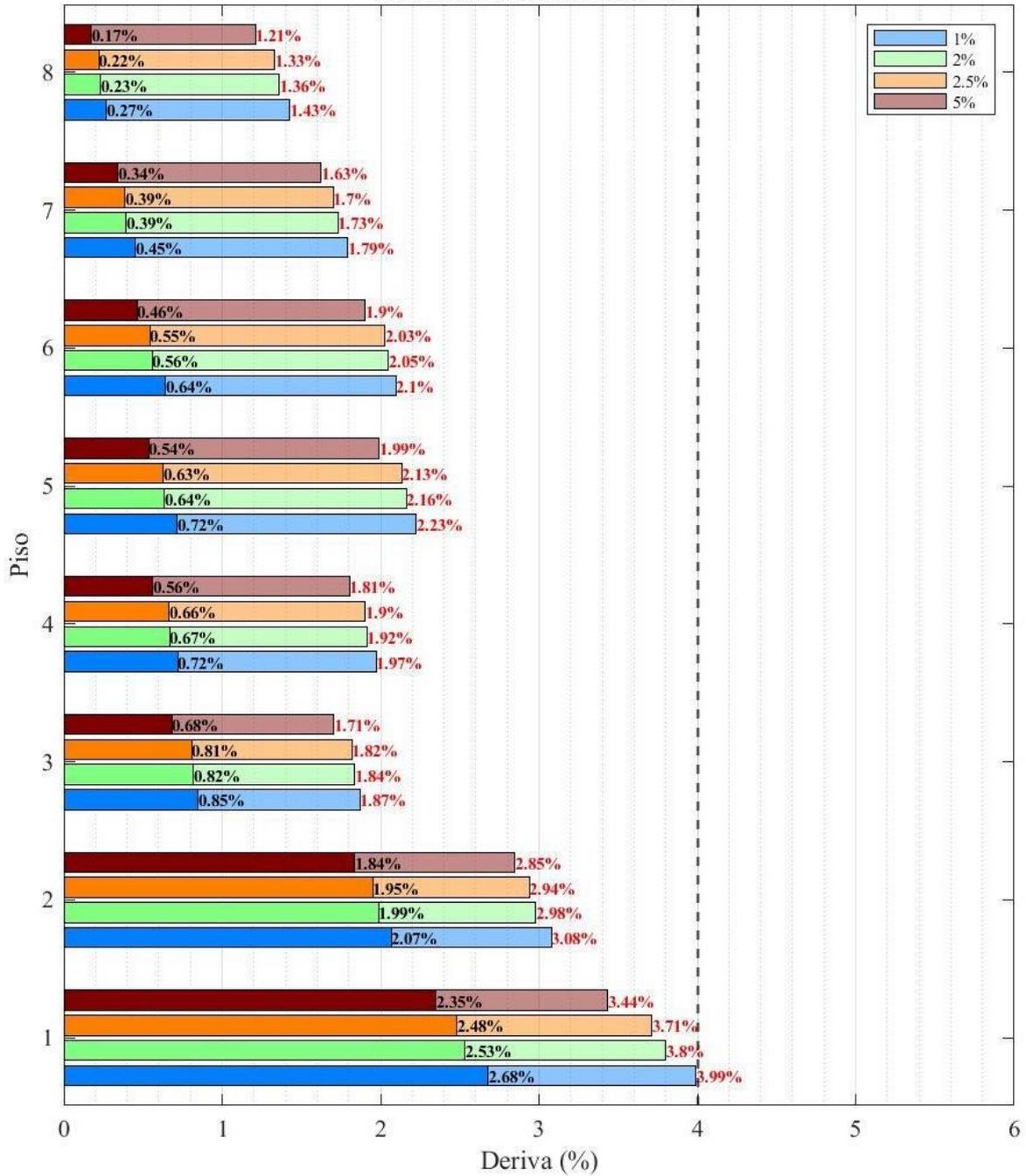


Figura 4-43. Comparación de derivas para cada valor de amortiguamiento. Intensidad: MCE

Se aprecia que al igual que para la intensidad de Diseño, es evidente que, a más amortiguamiento, existen menores derivas.

Para esta intensidad, la diferencia es más notable en cuanto a las derivas del primer piso ya que la diferencia de las derivas máximas promedio, entre un amortiguamiento de 1% y 5% es de 0.55%, esto se debe a que como se mencionó anteriormente, para un amortiguamiento del 1% se dan dos colapsos, mientras que para el amortiguamiento de 5% solamente uno, lo mismo que sucede con el amortiguamiento de 2 y 2.5% (Inicial con regiones).

En la Figura 4-44 se presenta una comparación de las derivas del primer piso ocasionadas por el sismo SHI000, en donde se evidencia ese incremento de derivas con amortiguamientos menores.

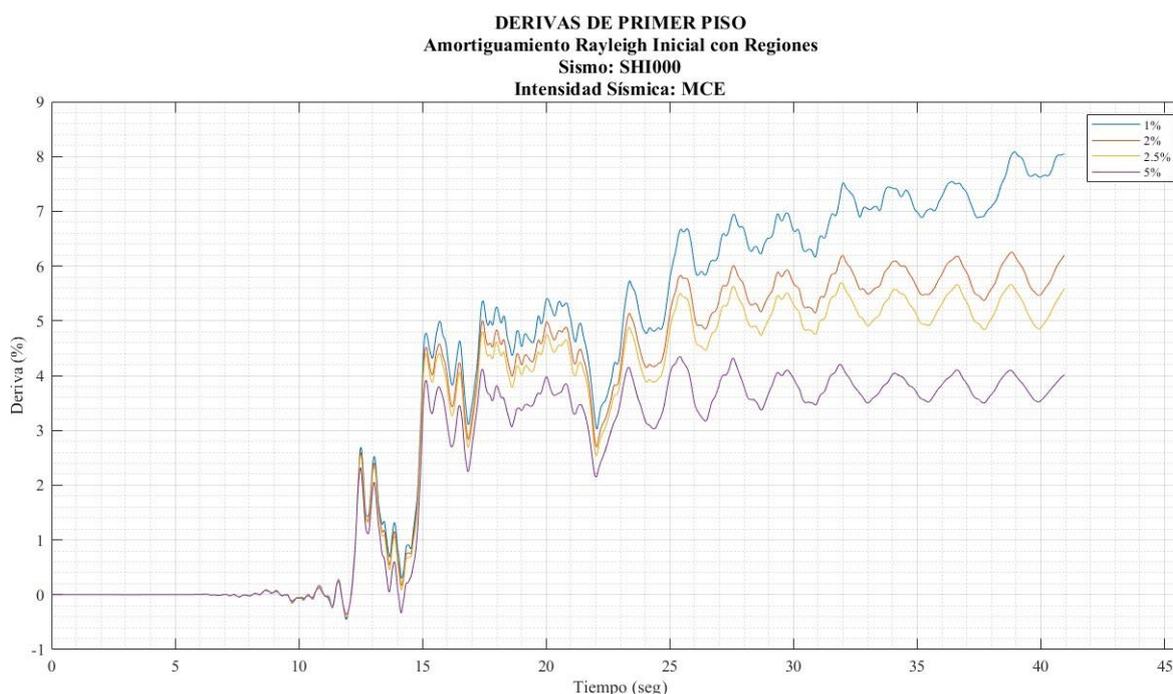


Figura 4-44. Comparación de registros de derivas para cada valor de amortiguamiento. Intensidad: MCE. Sismo: SHI000

De igual forma, también se compararon los resultados obtenidos con amortiguamiento del 2.5% con y sin regiones para esta intensidad, los cuales se muestran en la Figura 4-45, en estos resultados se repite lo sucedido con una intensidad de Diseño, en donde para los dos primeros pisos, el amortiguamiento asignado sin regiones, produce menores derivas promedio, y teniendo la deriva máxima de igual forma en el sexto piso. La diferencia de derivas para los primeros pisos es grande, esto debido a que como se mostró anteriormente, tras asignar el amortiguamiento sin regiones, no se presentó ningún colapso y se obtuvieron derivas máximas inferiores al 4%.

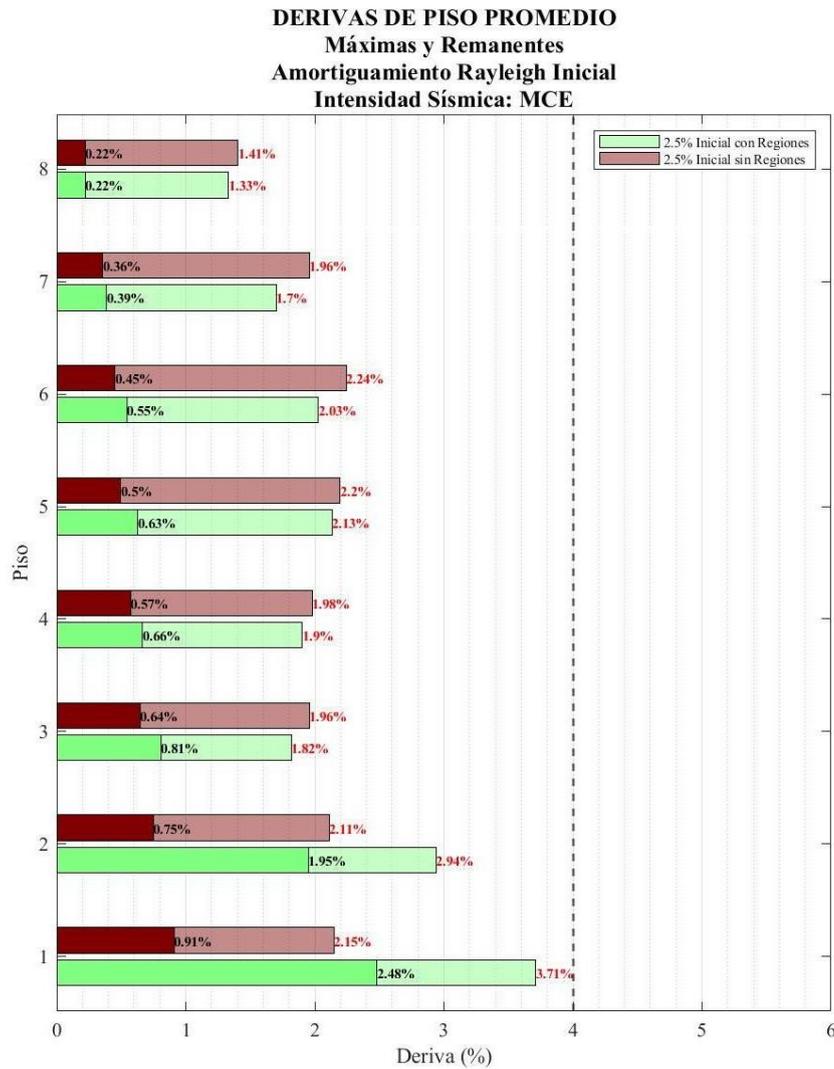


Figura 4-45. Comparación de derivas para amortiguamiento de 2.5% con y sin regiones. Intensidad: MCE

En la Tabla 4-8 se presenta un resumen del análisis de desempeño de la estructura analizada con diferentes valores de amortiguamiento.

Amortiguamiento Rayleigh Asignado	Intensidad	
	Diseño	MCE
1% - Inicial con regiones	Cumple	No Cumple
2% - Inicial con regiones	Cumple	Cumple
2.5% - Inicial con regiones	Cumple	Cumple
2.5% - Inicial sin regiones	Cumple	Cumple
5% - Inicial con regiones	Cumple	Cumple

Tabla 4-8. Resumen de resultados. Desempeño

5 Conclusiones

OpenSees cumple su función como un software capaz de ayudar a realizar análisis dinámicos no lineales en una estructura de acero, brindándonos la oportunidad de definir parámetros y considerar criterios específicos según el análisis que se quiera realizar, de esta manera podemos asemejar el modelo al comportamiento real de una estructura disminuyendo el porcentaje de error.

Las desventajas en el uso de este software surgen alrededor de que no cuenta con una interfaz gráfica que nos permita visualizar paso a paso el modelamiento de nuestra estructura, por lo que es necesario el uso de las herramientas de post procesamiento de los resultados para los diversos chequeos propuestos, de esta manera se puede encontrar o evitar errores que pueden llegar a pasar desapercibidos, un claro ejemplo de esto es el error encontrado al asignar el amortiguamiento inherente, en el cual el término proporcional a la masa se eliminaba, razón por la que se planteó el uso de amortiguamiento por regiones.

Una vez comprobado que el amortiguamiento se asigna de forma correcta a la estructura, debemos saber elegir un valor adecuado que represente una correcta disipación de la energía de entrada y su distribución en los diferentes elementos que componen la estructura.

Se recomienda el uso de un valor de amortiguamiento inherente de 1% para estructuras de acero debido a que con este se logra una disipación promedio por este mecanismo para la intensidad sísmica de Diseño de alrededor del 17% y para el nivel MCE un valor de 12%. Dados estos porcentajes, podemos asegurar que se ejecuta un análisis del lado de la seguridad, garantizando un correcto funcionamiento de la estructura, debido a que la mayor cantidad de daño es absorbido por el comportamiento del material de sus elementos. Con respecto al análisis de desempeño presenciamos un comportamiento crítico con respecto a derivas en el primer piso, para Diseño presenta valores de 1.95% de deriva máxima y un 0.86% de deriva residual. Para el análisis de MCE, en el primer piso se presenta derivas máximas promedio de 3.99% y aunque este valor se ve afectado en gran medida, por los colapsos producidos por los registros sísmicos YER270 y SHI000 que alcanzan derivas tres y dos veces mayor al límite establecido, existen 3 registros sísmicos adicionales que aunque no sobrepasan el límite de 4% de deriva, se encuentran muy cerca de este valor, aun así sin tomar en cuenta estos últimos casos, existe un 10% de probabilidad de colapso de la Estructura.

Para la matriz de rigidez se recomienda el uso de la forma tangencial en caso de análisis sencillos donde no se ingresen modificaciones adicionales, como las realizadas en este

trabajo, ya que como se pudo observar el porcentaje de energía disipado varía en menos de un 1% con respecto al método donde se usa matriz de rigidez inicial con regiones o tangencial con regiones. Por otro lado, el uso de la matriz de rigidez inicial sin modificaciones se recomienda solo para casos en los que la estructura no entra al rango inelástico, por ende, no es recomendada para el análisis de una estructura donde se quiere modelar condiciones que se asemejen a la realidad, esto debido a que disminuye considerablemente las derivas resultantes, sin llegar al colapso en ningún registro sísmico, además de cambiar la ubicación de las derivas máximas, encontrándose estas en el sexto piso. Para un análisis completo de una estructura similar a la presentada y en la que se analizan diversos registros sísmicos se recomienda usar una matriz de rigidez inicial realizando modificaciones al parámetro proporcional a la rigidez, esto debido a que si usamos una matriz de rigidez tangencial los tiempos de ejecución de los análisis serán mayores, además de que aparecen problemas de convergencia al ejecutar el modelo.

Otras consideraciones que van de la mano con la forma de la matriz de rigidez y que se recomienda usar en estos análisis son: el tipo de definición del comportamiento del material, para el cual se utiliza el Modelo de Deterioro de Ibarra Medina Krawinkler y el método propuesto por Zareian & Medina (2010) el cual se utiliza para solucionar el problema de la aparición de fuerzas de amortiguamiento irreales cuando los elementos entran en rango inelástico.

Como valor máximo de amortiguamiento inherente para estructuras de acero no se recomienda un valor mayor al 2%, se propone este valor como punto límite debido a que, aunque la disipación de energía en el nivel de intensidad de Diseño por el amortiguamiento inherente es de alrededor del 30% y para el histerético 69%, para el nivel de MCE solo alcanza el 22% y 78% respectivamente, por lo que se considera que la estructura representaría las condiciones reales adecuadamente, esto con respecto a la relación de cantidad de energía disipada entre amortiguamiento inherente e histerético, pero se estaría ignorando posibles colapsos por derivas.

6 Referencias

- AISC 341. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute for Steel Construction.
- AISC 358. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago: American Institute for Steel Construction.
- Arango, S., Cortés, A., & Pilar, D. (2010). Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica. *Revista EIA*, 139-154.
- ASCE 7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Astudillo, B. (2018). *Modelación y análisis por desempeño de una estructura de acero, considerando deterioro para la predicción del colapso*. Retrieved from <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/31448>
- Bernal, D. (1994). *Viscous Damping in Inelastic Structural Response*. Boston.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures* (Segunda ed.). US: McGraw-Hill Professional.
- Charney, F. A. (2008). *Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures*.
- Chininín, J., & Durán, N. (2022). *Análisis del comportamiento dinámico no-lineal en OpenSees de estructuras con disipadores sísmicos metálicos ranurados-desacoplados*. Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/38022>
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras* (Cuarta ed.). México: Pearson Educación.
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. Mendoza.
- El-Kassas, S. (2010). *El-Kassas, S.H. (2010). Evaluation of current Egyptian seismic code approach to estimation of lateral drift: calibration of displacement amplification factor for RC ordinary moment-resisting-frame buildings*. Retrieved from <https://www.semanticscholar.org/paper/Evaluation-of-current-Egyptian-seismic-code-to-of-El-Kassas/d754c0691c1227fe160a5c7503a157c31a86f746>
- FEMA. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. American Society of Civil Engineers.

- FEMA P-695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance*. Federal Emergency Management Agency.
- FEMA P-695. (2009). *QUANTIFICATION OF BUILDING SEISMIC PERFORMANCE FACTORS*. Federal Emergency Management Agency.
- Flores, F. X., Charney, F. A., & Lopez García, D. (2014). *Influence of the gravity framing system on the collapse performance of special steel moment frames*.
- Fuentes, S., González, L., Calderín, F., & Sánchez, Y. (2018). CONSIDERACIONES ACERCA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO EN CUBA. *Ciencia en su PC*, 1, 11-26. Retrieved from <https://www.redalyc.org/journal/1813/181358509002/html/#:~:text=Los%20p%C3%B3rticos%20resistentes%20a%20momentos%20poseen%20elevada%20capacidad%20de%20disipaci%C3%B3n,y%20fuerza%20axial%20en%20columnas>.
- Gupta, A., & Krawinkler, H. (2000). Dynamic P-Delta Effects for Flexible Inelastic Steel Structures. *Journal of Structural Engineering*, 145-154.
- Hall, J. F. (2006). *Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping*. Wiley InterScience.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). *Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration*.
- Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2011). *Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading*. American Society of Civil Engineers.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M., & Fenves. (2006). *OpenSees command language manual*. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.
- NEC-SE-DS. (2015). *Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NIST. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*. National Institute of Standards and Technology.
- OpenSeesWiki. (2012, Mayo 10). *OpenSeesWiki*. Retrieved from Rayleigh Damping Command:
https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Rayleigh_Damping_Command

- Paredes, E. (2020). *Evaluación del Desempeño Sísmico de un edificio de muros estructurales de 14 niveles mediante Análisis Estático No Lineal "Pushover"*. Trujillo: Universidad Privada del Norte.
- PEER. (2011). *Modelling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Pourali, N., Khosravi, H., & Dehestani, M. (2018). *An investigation of P-delta effect in conventional seismic desing and direct displacement-based using elasto-plastic SDOF systems*.
- Rodríguez Flores, V. M., & Miramontes de León, D. (2001). *Identificación del Amortiguameinto Histerético Efectivo de Algunos Modelos Cíclicos en Variables Generalizadas*. Zacatecas.
- Sepasdar, R., Banan, M., & Banan, M. (2019). A Numerical Investigation on the Efect of Panel Zones on Cyclic Lateral Capacity of Steel Moment Frames. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 439–448. Retrieved from <https://link.springer.com/article/10.1007/s40996-019-00274-y>
- Vielma, J., & Cando, M. (2014). El efecto P-delta y su influencia sobre la ductilidad de las estructuras metálicas del Ecuador. *MASKANA*, 35-46.
- Zareian, F., & Medina, R. A. (2010). A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems. *Computers and Structures*, 45-53. Retrieved from <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0045794909002065>

7 Anexos

A. Parámetros de calibración del material Bilin de cada rótula (Vigas y Columnas)

\$matTag	\$K0	\$as_Plus	\$as_Neg	\$My_Plus	\$My_Neg	\$Lamda_S	\$Lamda_C
3111	51295200	0.00089047	0.00089047	13565.31	-13565.31	1.33928342	1.33928342
3112	51295200	0.00089047	0.00089047	13565.31	-13565.31	1.33928342	1.33928342
3121	61065714.3	0.00088927	0.00088927	15199.415	-15199.415	1.33928342	1.33928342
3122	61065714.3	0.00088927	0.00088927	15199.415	-15199.415	1.33928342	1.33928342
3131	61065714.3	0.00100184	0.00100184	17104.3785	-17104.3785	1.33928342	1.33928342
3132	61065714.3	0.00100184	0.00100184	17104.3785	-17104.3785	1.33928342	1.33928342
3141	61065714.3	0.00111214	0.00111214	18966.8105	-18966.8105	1.33928342	1.33928342
3142	61065714.3	0.00111214	0.00111214	18966.8105	-18966.8105	1.33928342	1.33928342
3151	61065714.3	0.00119144	0.00119144	20303.195	-20303.195	1.33928342	1.33928342
3152	61065714.3	0.00119144	0.00119144	20303.195	-20303.195	1.33928342	1.33928342
3161	61065714.3	0.00123106	0.00123106	20970.268	-20970.268	1.33928342	1.33928342
3162	61065714.3	0.00123106	0.00123106	20970.268	-20970.268	1.33928342	1.33928342
3171	41014285.7	0.00129125	0.00129125	14572.5261	-14572.5261	1.2626693	1.2626693
3172	41014285.7	0.00129125	0.00129125	14572.5261	-14572.5261	1.2626693	1.2626693
3181	41014285.7	0.00133182	0.00133182	15024.3159	-15024.3159	1.2626693	1.2626693
3182	41014285.7	0.00133182	0.00133182	15024.3159	-15024.3159	1.2626693	1.2626693
3211	65969200	0.00124288	0.00124288	25952.6124	-25952.6124	1.88960314	1.88960314
3212	65969200	0.00124288	0.00124288	25952.6124	-25952.6124	1.88960314	1.88960314
3221	78534761.9	0.00111849	0.00111849	26235.7524	-26235.7524	1.88960314	1.88960314
3222	78534761.9	0.00111849	0.00111849	26235.7524	-26235.7524	1.88960314	1.88960314
3231	78534761.9	0.00113046	0.00113046	26513.2296	-26513.2296	1.88960314	1.88960314
3232	78534761.9	0.00113046	0.00113046	26513.2296	-26513.2296	1.88960314	1.88960314
3241	78534761.9	0.0011434	0.0011434	26813.358	-26813.358	1.88960314	1.88960314
3242	78534761.9	0.0011434	0.0011434	26813.358	-26813.358	1.88960314	1.88960314
3251	61065714.3	0.00124477	0.00124477	21200.8335	-21200.8335	1.33928342	1.33928342
3252	61065714.3	0.00124477	0.00124477	21200.8335	-21200.8335	1.33928342	1.33928342
3261	61065714.3	0.00126127	0.00126127	21478.4075	-21478.4075	1.33928342	1.33928342
3262	61065714.3	0.00126127	0.00126127	21478.4075	-21478.4075	1.33928342	1.33928342
3271	41014285.7	0.00130987	0.00130987	14779.9806	-14779.9806	1.2626693	1.2626693

3272	41014285.7	0.00130987	0.00130987	14779.9806	-14779.9806	1.2626693	1.2626693
3281	41014285.7	0.00133872	0.00133872	15101.1509	-15101.1509	1.2626693	1.2626693
3282	41014285.7	0.00133872	0.00133872	15101.1509	-15101.1509	1.2626693	1.2626693
3311	65969200	0.00124288	0.00124288	25952.6124	-25952.6124	1.88960314	1.88960314
3312	65969200	0.00124288	0.00124288	25952.6124	-25952.6124	1.88960314	1.88960314
3321	78534761.9	0.00111849	0.00111849	26235.7524	-26235.7524	1.88960314	1.88960314
3322	78534761.9	0.00111849	0.00111849	26235.7524	-26235.7524	1.88960314	1.88960314
3331	78534761.9	0.00113046	0.00113046	26513.2296	-26513.2296	1.88960314	1.88960314
3332	78534761.9	0.00113046	0.00113046	26513.2296	-26513.2296	1.88960314	1.88960314
3341	78534761.9	0.0011434	0.0011434	26813.358	-26813.358	1.88960314	1.88960314
3342	78534761.9	0.0011434	0.0011434	26813.358	-26813.358	1.88960314	1.88960314
3351	61065714.3	0.00124477	0.00124477	21200.8335	-21200.8335	1.33928342	1.33928342
3352	61065714.3	0.00124477	0.00124477	21200.8335	-21200.8335	1.33928342	1.33928342
3361	61065714.3	0.00126127	0.00126127	21478.4075	-21478.4075	1.33928342	1.33928342
3362	61065714.3	0.00126127	0.00126127	21478.4075	-21478.4075	1.33928342	1.33928342
3371	41014285.7	0.00130987	0.00130987	14779.9806	-14779.9806	1.2626693	1.2626693
3372	41014285.7	0.00130987	0.00130987	14779.9806	-14779.9806	1.2626693	1.2626693
3381	41014285.7	0.00133872	0.00133872	15101.1509	-15101.1509	1.2626693	1.2626693
3382	41014285.7	0.00133872	0.00133872	15101.1509	-15101.1509	1.2626693	1.2626693
3411	51295200	0.00089047	0.00089047	13565.31	-13565.31	1.33928342	1.33928342
3412	51295200	0.00089047	0.00089047	13565.31	-13565.31	1.33928342	1.33928342
3421	61065714.3	0.00088927	0.00088927	15199.415	-15199.415	1.33928342	1.33928342
3422	61065714.3	0.00088927	0.00088927	15199.415	-15199.415	1.33928342	1.33928342
3431	61065714.3	0.00100184	0.00100184	17104.3785	-17104.3785	1.33928342	1.33928342
3432	61065714.3	0.00100184	0.00100184	17104.3785	-17104.3785	1.33928342	1.33928342
3441	61065714.3	0.00111214	0.00111214	18966.8105	-18966.8105	1.33928342	1.33928342
3442	61065714.3	0.00111214	0.00111214	18966.8105	-18966.8105	1.33928342	1.33928342
3451	61065714.3	0.00119144	0.00119144	20303.195	-20303.195	1.33928342	1.33928342
3452	61065714.3	0.00119144	0.00119144	20303.195	-20303.195	1.33928342	1.33928342
3461	61065714.3	0.00123106	0.00123106	20970.268	-20970.268	1.33928342	1.33928342
3462	61065714.3	0.00123106	0.00123106	20970.268	-20970.268	1.33928342	1.33928342
3471	41014285.7	0.00129125	0.00129125	14572.5261	-14572.5261	1.2626693	1.2626693

3472	41014285.7	0.00129125	0.00129125	14572.5261	-14572.5261	1.2626693	1.2626693
3481	41014285.7	0.00133182	0.00133182	15024.3159	-15024.3159	1.2626693	1.2626693
3482	41014285.7	0.00133182	0.00133182	15024.3159	-15024.3159	1.2626693	1.2626693
4121	25382617.6	0.00262553	0.00262553	13922.8892	-13922.8892	0.91954876	0.91954876
4122	25382617.6	0.00262553	0.00262553	13922.8892	-13922.8892	0.91954876	0.91954876
4131	27619511.5	0.00254635	0.00254635	14999.0466	-14999.0466	1.03136132	1.03136132
4132	27619511.5	0.00254635	0.00254635	14999.0466	-14999.0466	1.03136132	1.03136132
4141	27619511.5	0.00254635	0.00254635	14999.0466	-14999.0466	1.03136132	1.03136132
4142	27619511.5	0.00254635	0.00254635	14999.0466	-14999.0466	1.03136132	1.03136132
4151	18171515	0.00262971	0.00262971	10924.6438	-10924.6438	0.93541593	0.93541593
4152	18171515	0.00262971	0.00262971	10924.6438	-10924.6438	0.93541593	0.93541593
4161	18171515	0.00262971	0.00262971	10924.6438	-10924.6438	0.93541593	0.93541593
4162	18171515	0.00262971	0.00262971	10924.6438	-10924.6438	0.93541593	0.93541593
4171	12971259.9	0.0025926	0.0025926	8650.40549	-8650.40549	1.09118606	1.09118606
4172	12971259.9	0.0025926	0.0025926	8650.40549	-8650.40549	1.09118606	1.09118606
4181	12971259.9	0.0025926	0.0025926	8650.40549	-8650.40549	1.09118606	1.09118606
4182	12971259.9	0.0025926	0.0025926	8650.40549	-8650.40549	1.09118606	1.09118606
4191	8100819.83	0.0026466	0.0026466	6181.58888	-6181.58888	1.11785978	1.11785978
4192	8100819.83	0.0026466	0.0026466	6181.58888	-6181.58888	1.11785978	1.11785978
4221	25382617.6	0.00262553	0.00262553	13922.8892	-13922.8892	0.91954876	0.91954876
4222	25382617.6	0.00262553	0.00262553	13922.8892	-13922.8892	0.91954876	0.91954876
4231	27619511.5	0.00254635	0.00254635	14999.0466	-14999.0466	1.03136132	1.03136132
4232	27619511.5	0.00254635	0.00254635	14999.0466	-14999.0466	1.03136132	1.03136132
4241	27619511.5	0.00254635	0.00254635	14999.0466	-14999.0466	1.03136132	1.03136132
4242	27619511.5	0.00254635	0.00254635	14999.0466	-14999.0466	1.03136132	1.03136132
4251	18171515	0.00262971	0.00262971	10924.6438	-10924.6438	0.93541593	0.93541593
4252	18171515	0.00262971	0.00262971	10924.6438	-10924.6438	0.93541593	0.93541593
4261	18171515	0.00262971	0.00262971	10924.6438	-10924.6438	0.93541593	0.93541593
4262	18171515	0.00262971	0.00262971	10924.6438	-10924.6438	0.93541593	0.93541593
4271	12971259.9	0.0025926	0.0025926	8650.40549	-8650.40549	1.09118606	1.09118606
4272	12971259.9	0.0025926	0.0025926	8650.40549	-8650.40549	1.09118606	1.09118606
4281	12971259.9	0.0025926	0.0025926	8650.40549	-8650.40549	1.09118606	1.09118606

4282	12971259.9	0.0025926	0.0025926	8650.40549	-8650.40549	1.09118606	1.09118606
4291	8100819.83	0.0026466	0.0026466	6181.58888	-6181.58888	1.11785978	1.11785978
4292	8100819.83	0.0026466	0.0026466	6181.58888	-6181.58888	1.11785978	1.11785978
4321	25382617.6	0.00262553	0.00262553	13922.8892	-13922.8892	0.91954876	0.91954876
4322	25382617.6	0.00262553	0.00262553	13922.8892	-13922.8892	0.91954876	0.91954876
4331	27619511.5	0.00254635	0.00254635	14999.0466	-14999.0466	1.03136132	1.03136132
4332	27619511.5	0.00254635	0.00254635	14999.0466	-14999.0466	1.03136132	1.03136132
4341	27619511.5	0.00254635	0.00254635	14999.0466	-14999.0466	1.03136132	1.03136132
4342	27619511.5	0.00254635	0.00254635	14999.0466	-14999.0466	1.03136132	1.03136132
4351	18171515	0.00262971	0.00262971	10924.6438	-10924.6438	0.93541593	0.93541593
4352	18171515	0.00262971	0.00262971	10924.6438	-10924.6438	0.93541593	0.93541593
4361	18171515	0.00262971	0.00262971	10924.6438	-10924.6438	0.93541593	0.93541593
4362	18171515	0.00262971	0.00262971	10924.6438	-10924.6438	0.93541593	0.93541593
4371	12971259.9	0.0025926	0.0025926	8650.40549	-8650.40549	1.09118606	1.09118606
4372	12971259.9	0.0025926	0.0025926	8650.40549	-8650.40549	1.09118606	1.09118606
4381	12971259.9	0.0025926	0.0025926	8650.40549	-8650.40549	1.09118606	1.09118606
4382	12971259.9	0.0025926	0.0025926	8650.40549	-8650.40549	1.09118606	1.09118606
4391	8100819.83	0.0026466	0.0026466	6181.58888	-6181.58888	1.11785978	1.11785978
4392	8100819.83	0.0026466	0.0026466	6181.58888	-6181.58888	1.11785978	1.11785978

\$matTag	\$Lamda_A	\$Lamda_K	\$theta_p_Plus	\$theta_p_Neg	\$theta_pc_Plus	\$theta_pc_Neg
3111	1.33928342	1.33928342	0.02996299	0.02996299	0.15785755	0.15785755
3112	1.33928342	1.33928342	0.02996299	0.02996299	0.15785755	0.15785755
3121	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3122	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3131	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3132	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3141	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3142	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3151	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3152	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3161	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755

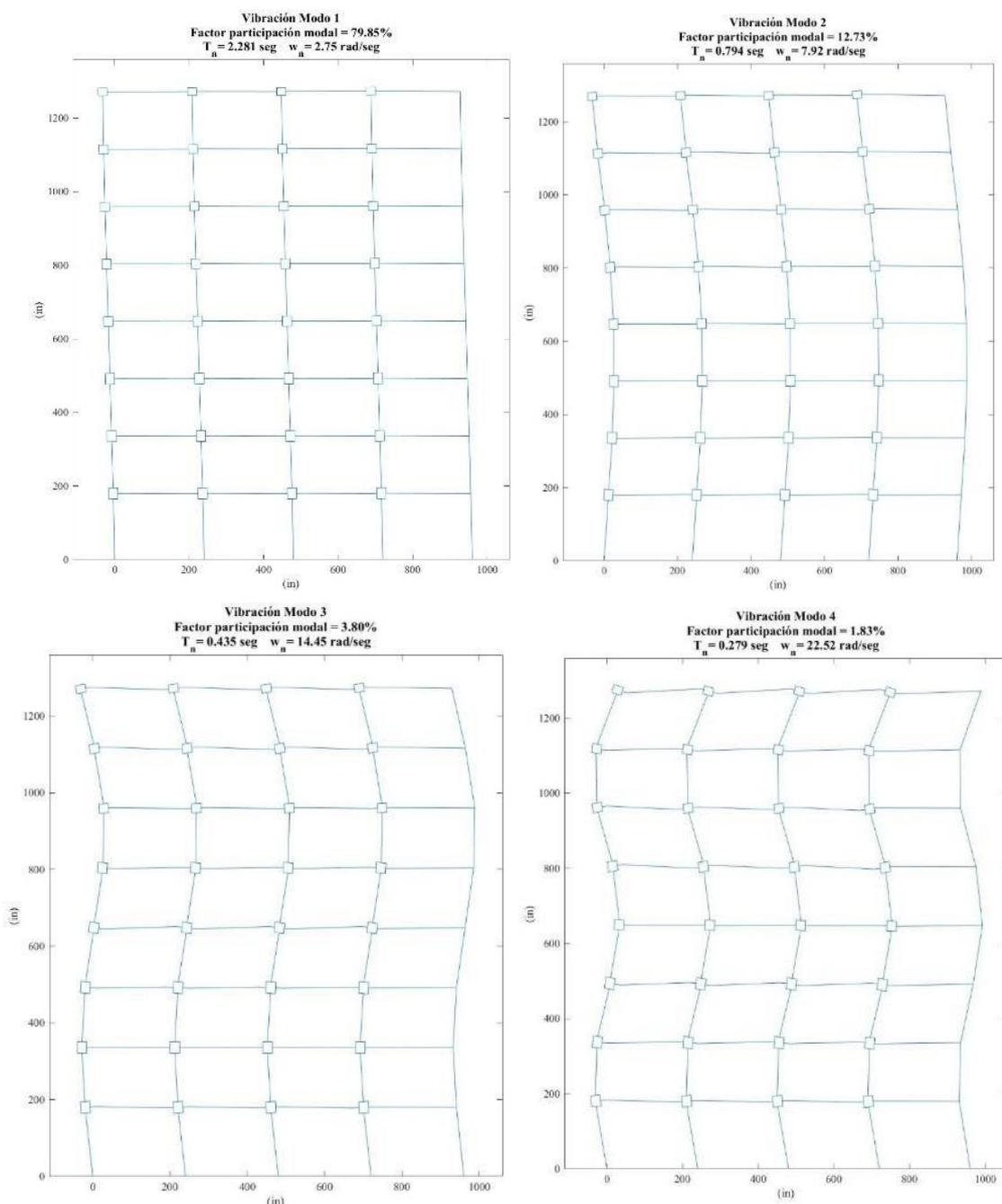
3162	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3171	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3172	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3181	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3182	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3211	1.88960314	1.88960314	0.03204603	0.03204603	0.20613855	0.20613855
3212	1.88960314	1.88960314	0.03204603	0.03204603	0.20613855	0.20613855
3221	1.88960314	1.88960314	0.03020155	0.03020155	0.20613855	0.20613855
3222	1.88960314	1.88960314	0.03020155	0.03020155	0.20613855	0.20613855
3231	1.88960314	1.88960314	0.03020155	0.03020155	0.20613855	0.20613855
3232	1.88960314	1.88960314	0.03020155	0.03020155	0.20613855	0.20613855
3241	1.88960314	1.88960314	0.03020155	0.03020155	0.20613855	0.20613855
3242	1.88960314	1.88960314	0.03020155	0.03020155	0.20613855	0.20613855
3251	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3252	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3261	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3262	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3271	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3272	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3281	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3282	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3311	1.88960314	1.88960314	0.03204603	0.03204603	0.20613855	0.20613855
3312	1.88960314	1.88960314	0.03204603	0.03204603	0.20613855	0.20613855
3321	1.88960314	1.88960314	0.03020155	0.03020155	0.20613855	0.20613855
3322	1.88960314	1.88960314	0.03020155	0.03020155	0.20613855	0.20613855
3331	1.88960314	1.88960314	0.03020155	0.03020155	0.20613855	0.20613855
3332	1.88960314	1.88960314	0.03020155	0.03020155	0.20613855	0.20613855
3341	1.88960314	1.88960314	0.03020155	0.03020155	0.20613855	0.20613855
3342	1.88960314	1.88960314	0.03020155	0.03020155	0.20613855	0.20613855
3351	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3352	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3361	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755

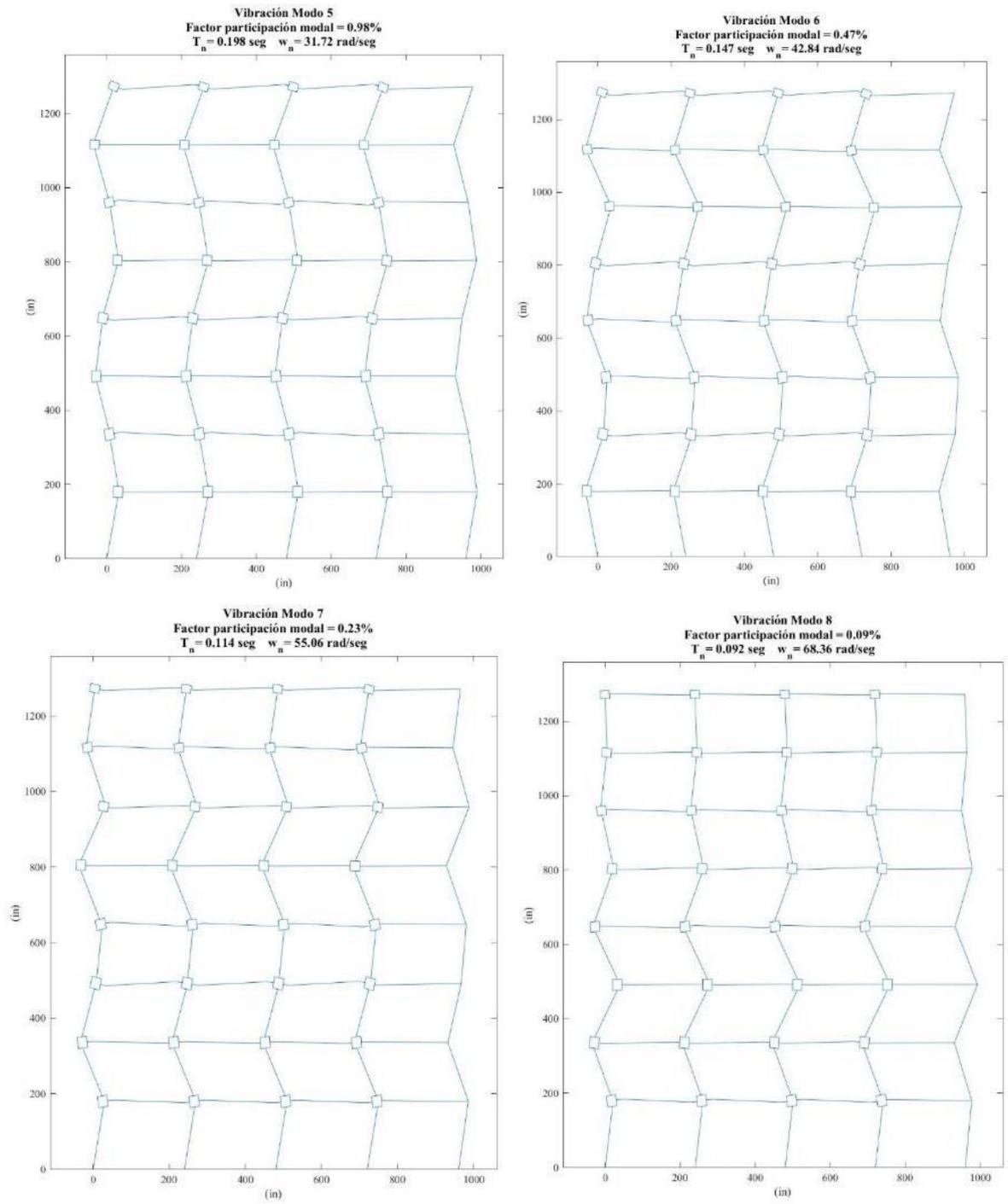
3362	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3371	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3372	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3381	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3382	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3411	1.33928342	1.33928342	0.02996299	0.02996299	0.15785755	0.15785755
3412	1.33928342	1.33928342	0.02996299	0.02996299	0.15785755	0.15785755
3421	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3422	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3431	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3432	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3441	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3442	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3451	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3452	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3461	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3462	1.33928342	1.33928342	0.02823841	0.02823841	0.15785755	0.15785755
3471	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3472	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3481	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
3482	1.2626693	1.2626693	0.02787153	0.02787153	0.17798034	0.17798034
4121	0.91954876	0.91954876	0.02144032	0.02144032	0.16111058	0.16111058
4122	0.91954876	0.91954876	0.02144032	0.02144032	0.16111058	0.16111058
4131	1.03136132	1.03136132	0.02187008	0.02187008	0.18105038	0.18105038
4132	1.03136132	1.03136132	0.02187008	0.02187008	0.18105038	0.18105038
4141	1.03136132	1.03136132	0.02187008	0.02187008	0.18105038	0.18105038
4142	1.03136132	1.03136132	0.02187008	0.02187008	0.18105038	0.18105038
4151	0.93541593	0.93541593	0.02346292	0.02346292	0.16505263	0.16505263
4152	0.93541593	0.93541593	0.02346292	0.02346292	0.16505263	0.16505263
4161	0.93541593	0.93541593	0.02346292	0.02346292	0.16505263	0.16505263
4162	0.93541593	0.93541593	0.02346292	0.02346292	0.16505263	0.16505263
4171	1.09118606	1.09118606	0.02638968	0.02638968	0.19114566	0.19114566

4172	1.09118606	1.09118606	0.02638968	0.02638968	0.19114566	0.19114566
4181	1.09118606	1.09118606	0.02638968	0.02638968	0.19114566	0.19114566
4182	1.09118606	1.09118606	0.02638968	0.02638968	0.19114566	0.19114566
4191	1.11785978	1.11785978	0.02959562	0.02959562	0.18965208	0.18965208
4192	1.11785978	1.11785978	0.02959562	0.02959562	0.18965208	0.18965208
4221	0.91954876	0.91954876	0.02144032	0.02144032	0.16111058	0.16111058
4222	0.91954876	0.91954876	0.02144032	0.02144032	0.16111058	0.16111058
4231	1.03136132	1.03136132	0.02187008	0.02187008	0.18105038	0.18105038
4232	1.03136132	1.03136132	0.02187008	0.02187008	0.18105038	0.18105038
4241	1.03136132	1.03136132	0.02187008	0.02187008	0.18105038	0.18105038
4242	1.03136132	1.03136132	0.02187008	0.02187008	0.18105038	0.18105038
4251	0.93541593	0.93541593	0.02346292	0.02346292	0.16505263	0.16505263
4252	0.93541593	0.93541593	0.02346292	0.02346292	0.16505263	0.16505263
4261	0.93541593	0.93541593	0.02346292	0.02346292	0.16505263	0.16505263
4262	0.93541593	0.93541593	0.02346292	0.02346292	0.16505263	0.16505263
4271	1.09118606	1.09118606	0.02638968	0.02638968	0.19114566	0.19114566
4272	1.09118606	1.09118606	0.02638968	0.02638968	0.19114566	0.19114566
4281	1.09118606	1.09118606	0.02638968	0.02638968	0.19114566	0.19114566
4282	1.09118606	1.09118606	0.02638968	0.02638968	0.19114566	0.19114566
4291	1.11785978	1.11785978	0.02959562	0.02959562	0.18965208	0.18965208
4292	1.11785978	1.11785978	0.02959562	0.02959562	0.18965208	0.18965208
4321	0.91954876	0.91954876	0.02144032	0.02144032	0.16111058	0.16111058
4322	0.91954876	0.91954876	0.02144032	0.02144032	0.16111058	0.16111058
4331	1.03136132	1.03136132	0.02187008	0.02187008	0.18105038	0.18105038
4332	1.03136132	1.03136132	0.02187008	0.02187008	0.18105038	0.18105038
4341	1.03136132	1.03136132	0.02187008	0.02187008	0.18105038	0.18105038
4342	1.03136132	1.03136132	0.02187008	0.02187008	0.18105038	0.18105038
4351	0.93541593	0.93541593	0.02346292	0.02346292	0.16505263	0.16505263
4352	0.93541593	0.93541593	0.02346292	0.02346292	0.16505263	0.16505263
4361	0.93541593	0.93541593	0.02346292	0.02346292	0.16505263	0.16505263
4362	0.93541593	0.93541593	0.02346292	0.02346292	0.16505263	0.16505263
4371	1.09118606	1.09118606	0.02638968	0.02638968	0.19114566	0.19114566

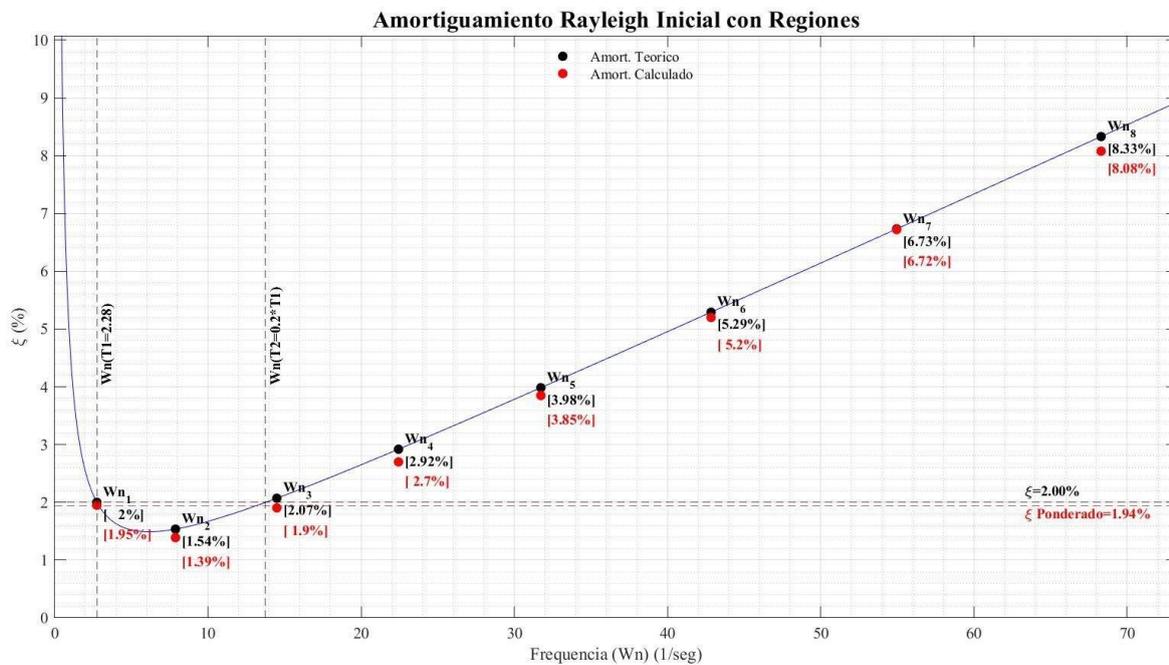
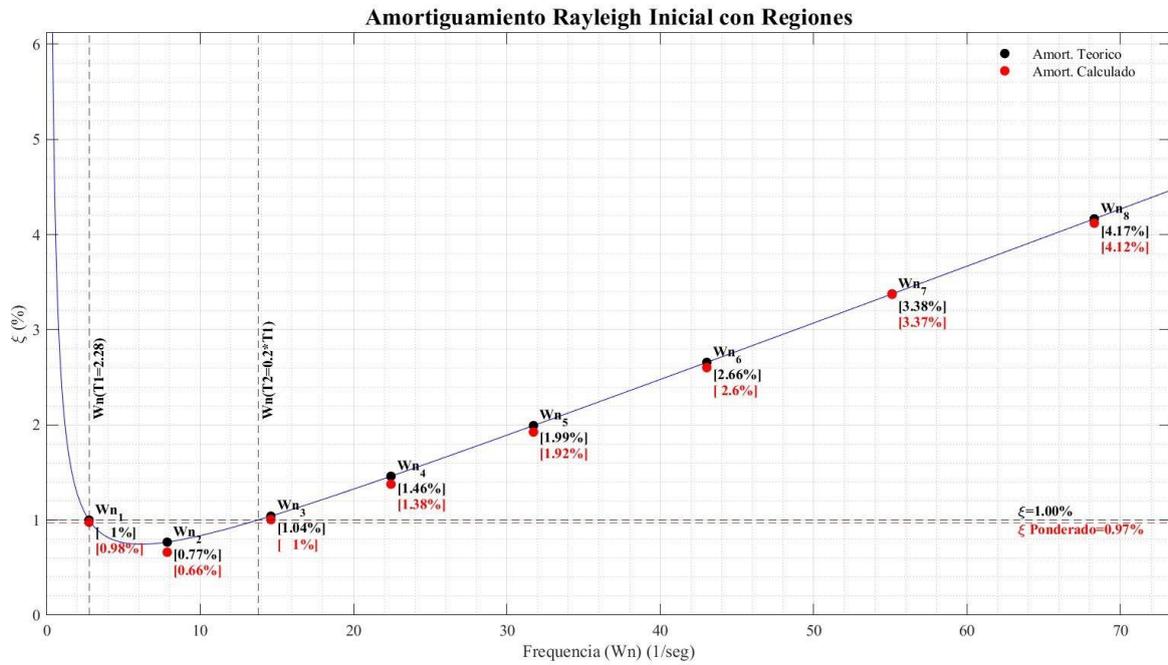
4372	1.09118606	1.09118606	0.02638968	0.02638968	0.19114566	0.19114566
4381	1.09118606	1.09118606	0.02638968	0.02638968	0.19114566	0.19114566
4382	1.09118606	1.09118606	0.02638968	0.02638968	0.19114566	0.19114566
4391	1.11785978	1.11785978	0.02959562	0.02959562	0.18965208	0.18965208
4392	1.11785978	1.11785978	0.02959562	0.02959562	0.18965208	0.18965208

B. Modos de Vibración de la estructura

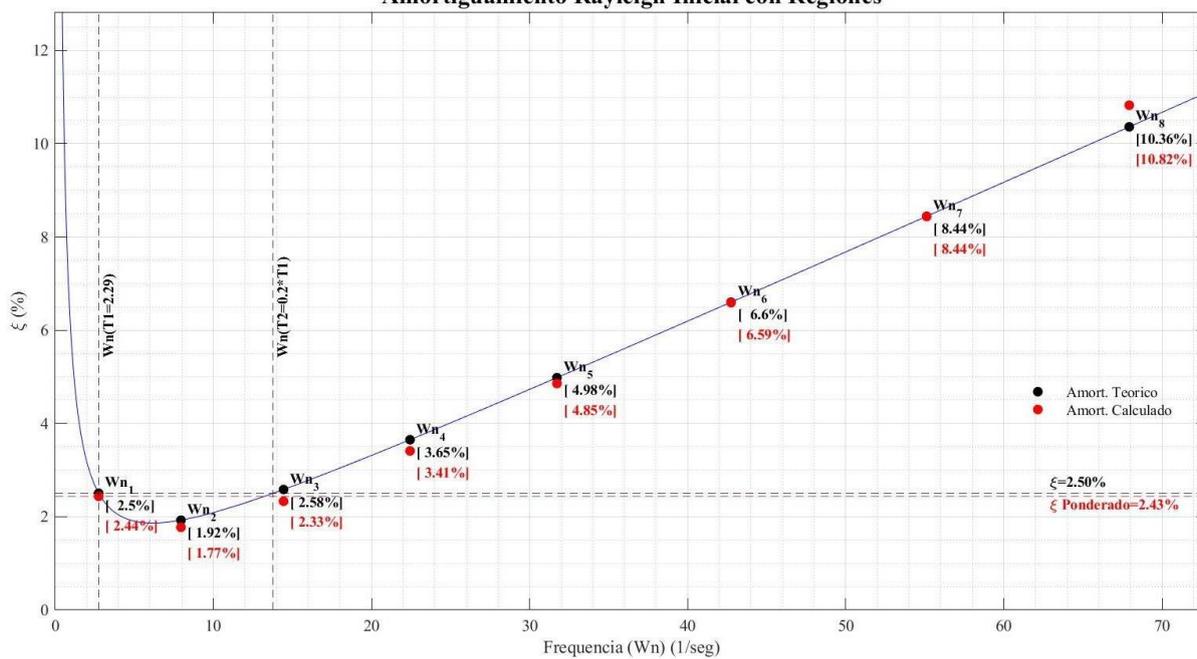




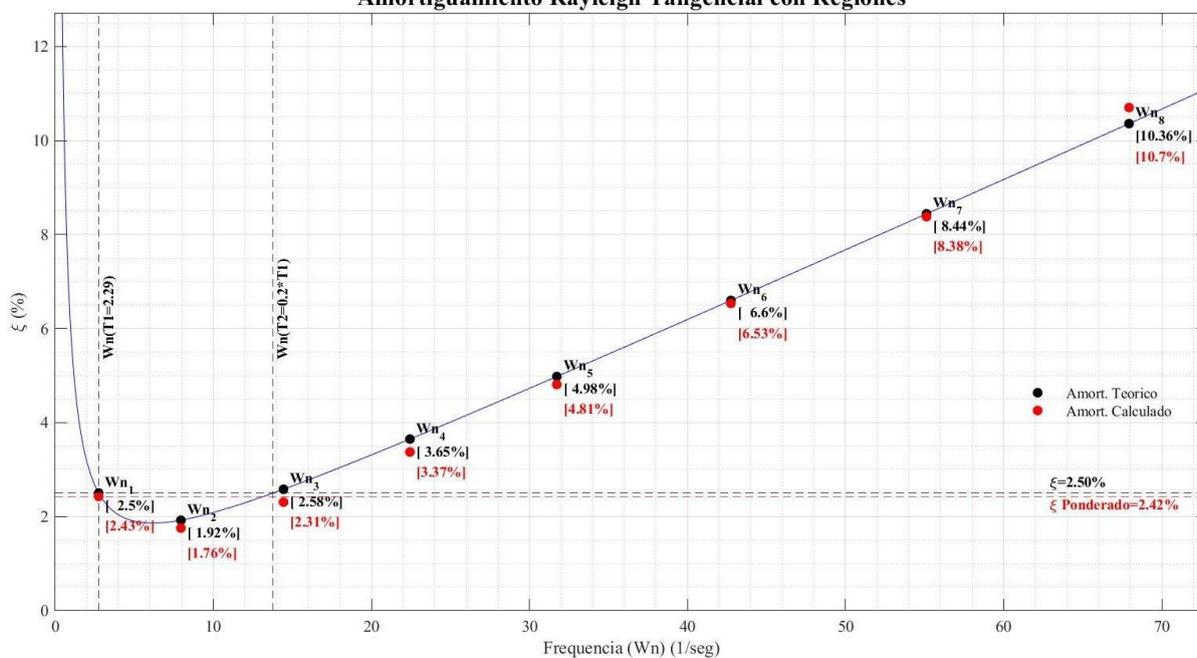
C. Comprobación de los valores de Amortiguamiento asignado



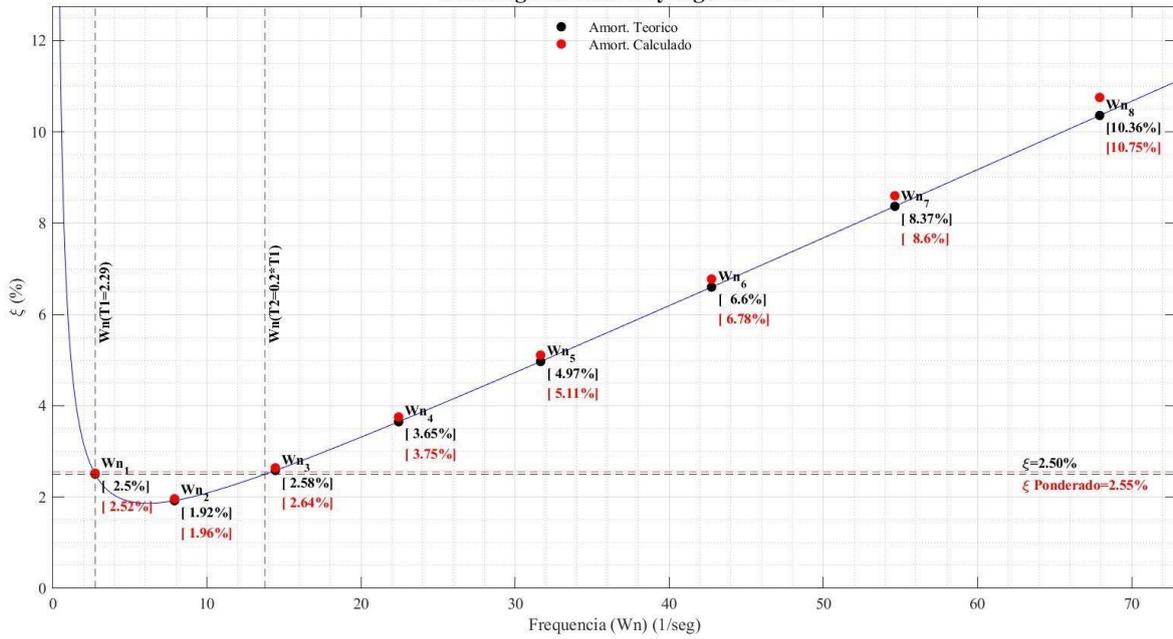
Amortiguamiento Rayleigh Inicial con Regiones



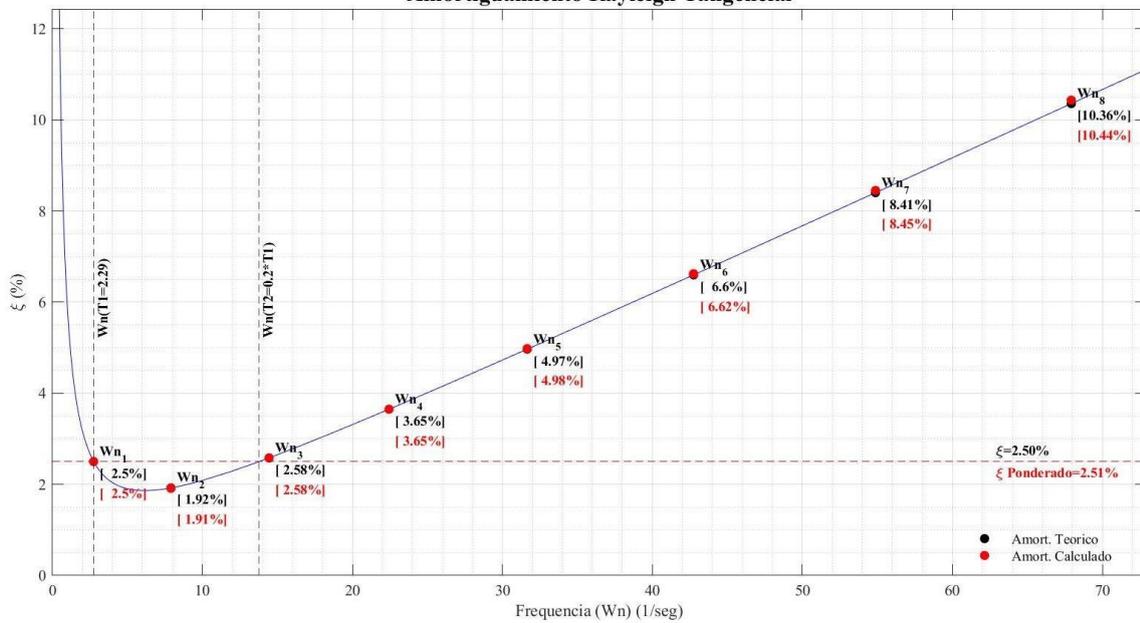
Amortiguamiento Rayleigh Tangencial con Regiones

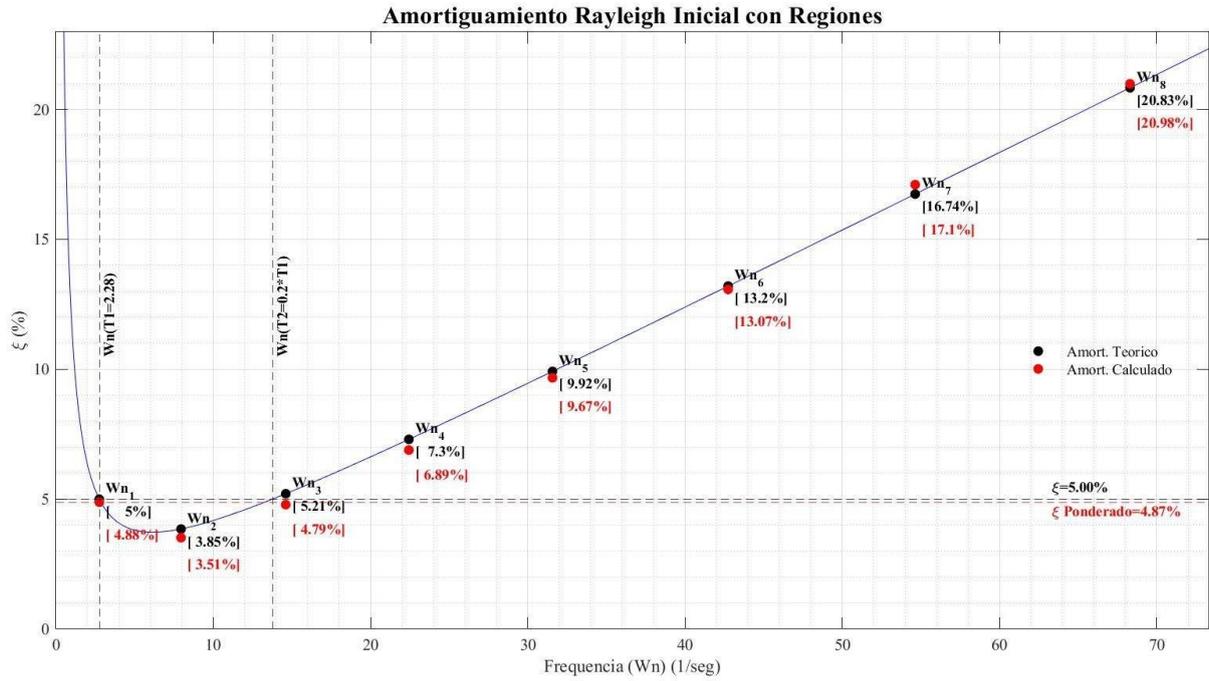


Amortiguamiento Rayleigh Inicial

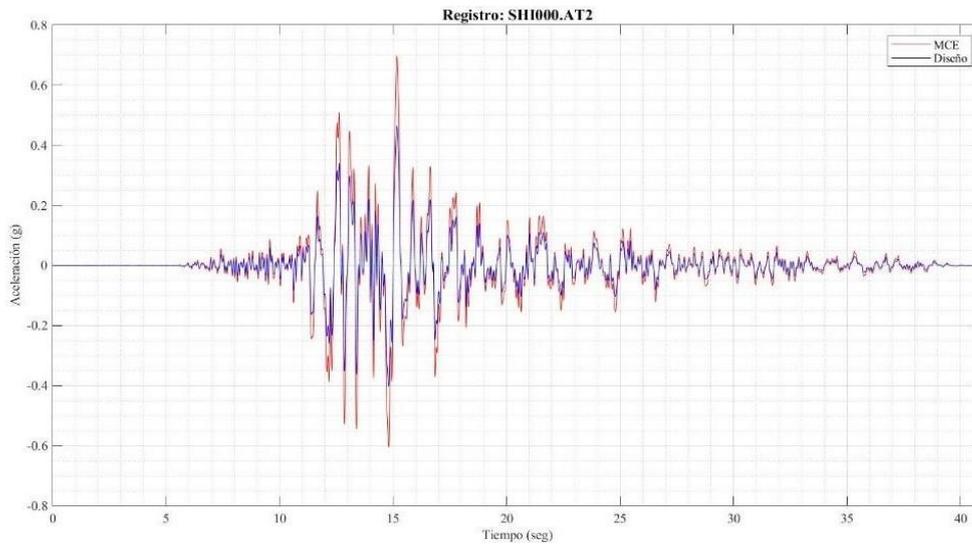


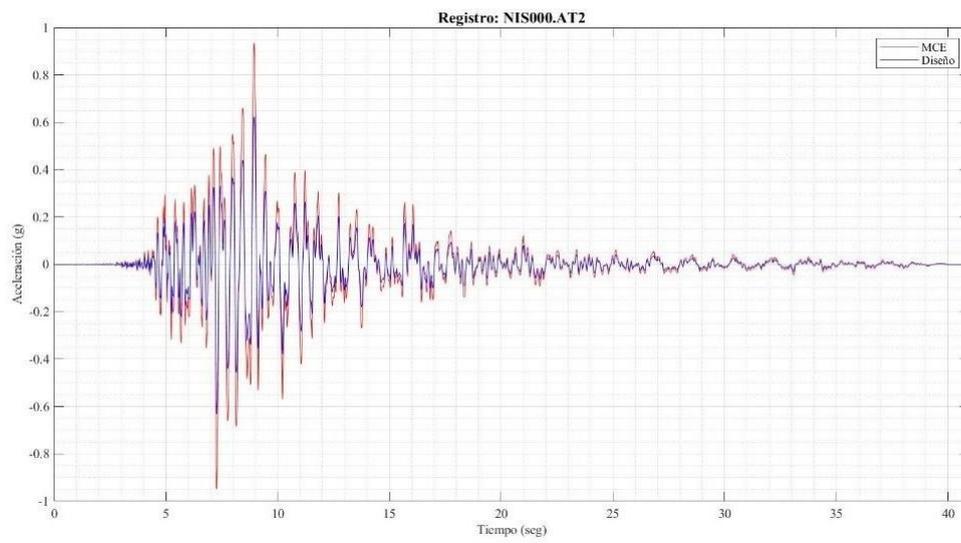
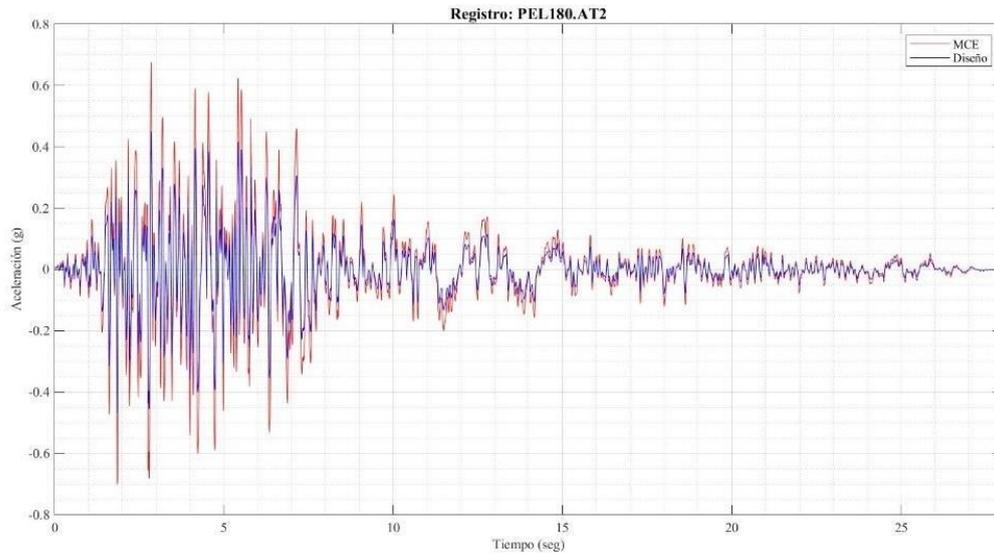
Amortiguamiento Rayleigh Tangencial

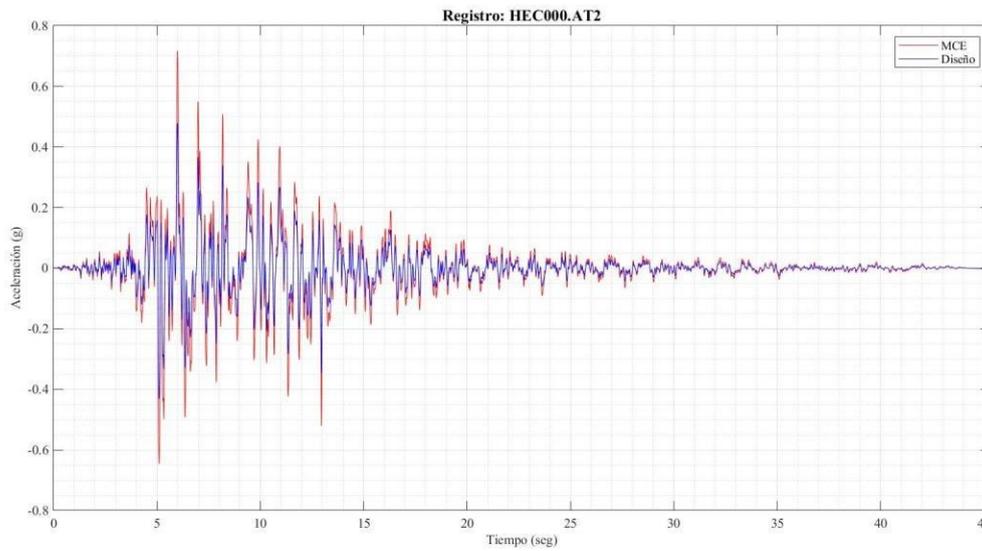
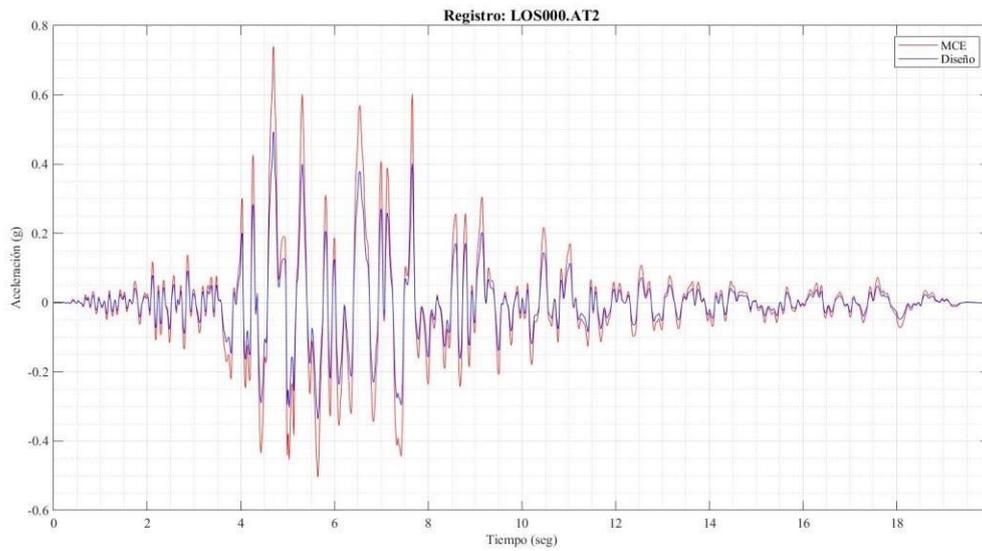
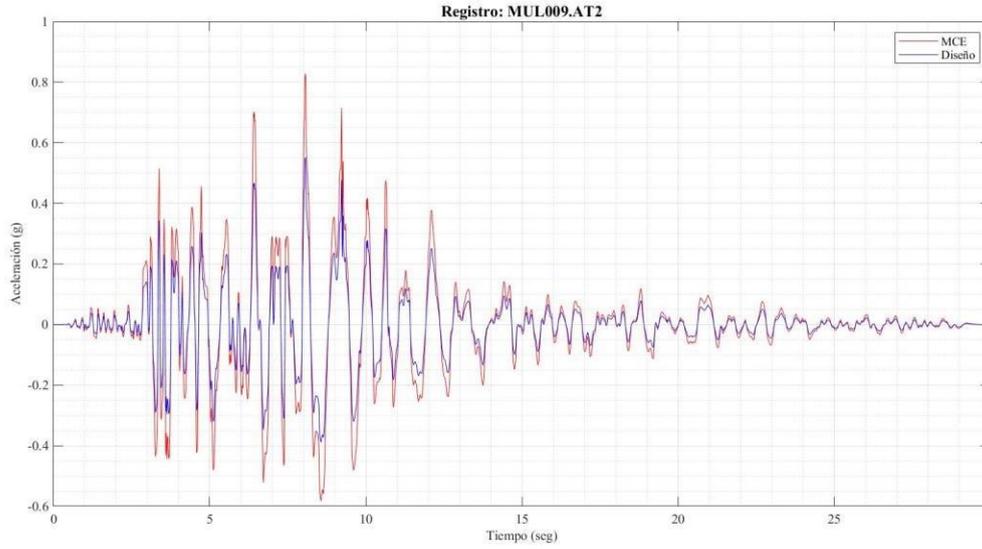


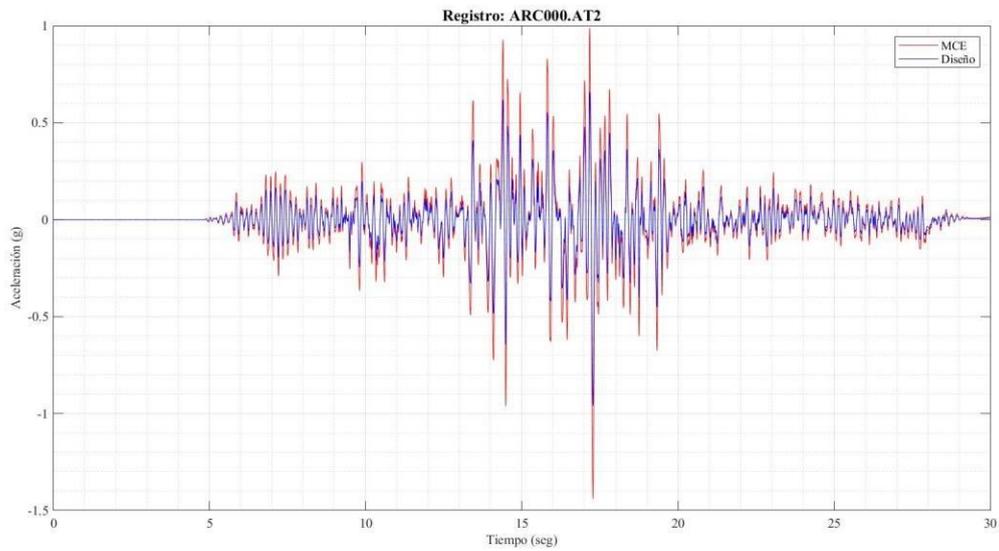
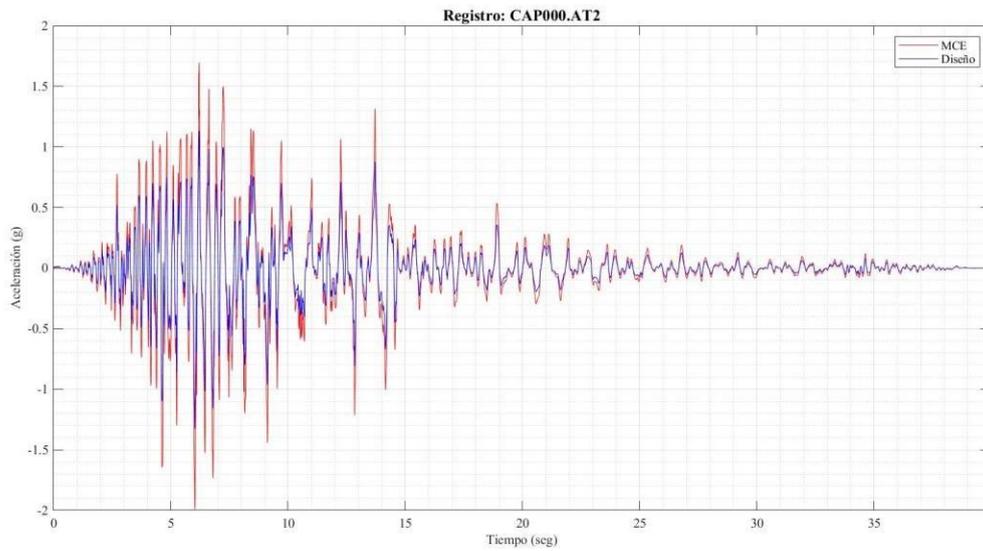
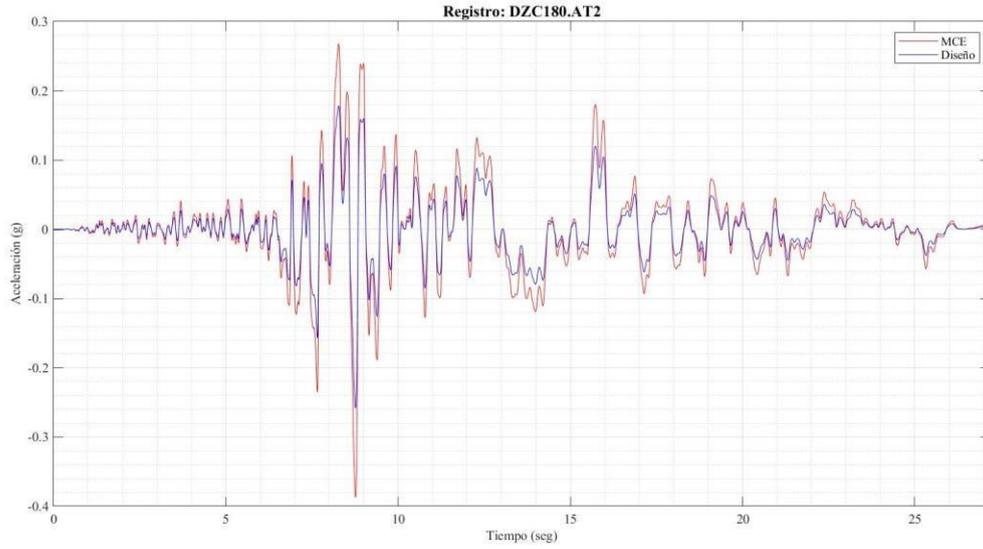


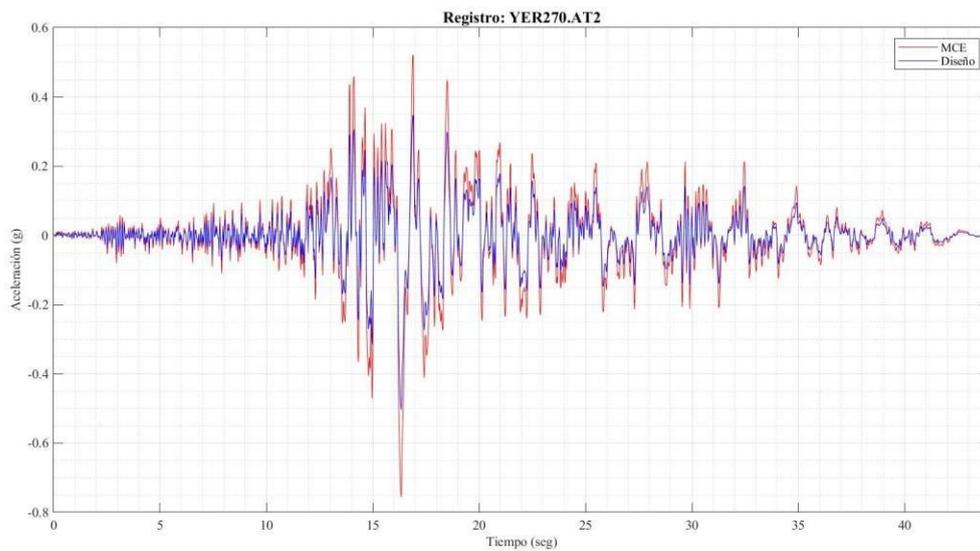
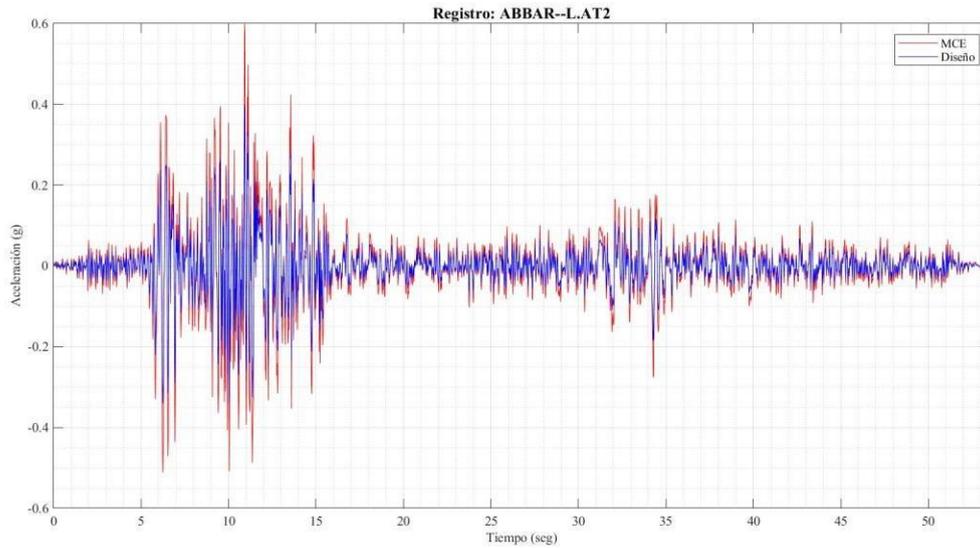
D. Registros Sísmicos Escalados utilizados











E. Resultados individuales del equilibrio de energías

https://drive.google.com/drive/folders/1HHDubneRTore_v_9Biang67YiaxcWSPX?usp=share_link