



**UNIVERSIDAD
DEL AZUAY**

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

**Estimación de Vulnerabilidad Sísmica Mediante Osciladores de Un Grado de
Libertad para Estructuras de Acero en la Ciudad de Cuenca, Ecuador.**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OPTENCION DEL GRADO
ACADÉMICO DE:
INGENIERO CIVIL**

Autores:

Xavier Estuardo Coronel León

Pedro Esteban Vallejo Paredes

Director:

Ing. Pablo Quinde Martínez. PhD

Codirector

Ing. Salvador Ramos. Msc

Cuenca, Ecuador

2024

Dedicatoria

Xavier.

Dedico este proyecto a mis padres Dorian y Lorena por brindarme un apoyo incondicional en cada proyecto, estar pendientes en cada paso, guiándome y aconsejándome en cada decisión, agradezco sus sacrificios y enseñarme el valor de la perseverancia y el esfuerzo. A mis hermanos Paul, Pedro, Mateo y Dorian por su cariño y ser mis acompañantes incondicionales, agradezco sus alegrías y motivación, alentándome cada día a superarme y ser mejor. A mi abuela Ketty y tía Cecilia, con su aliento y apoyo han sido indispensables en mi vida.

Pedro.

A mis padres Juana y Mauricio que gracias a su esfuerzo y sacrificio lograron brindarme una educación privilegiada, también agradezco su amor incondicional y apoyo constante a lo largo de mi vida, muchas gracias los amo. De igual manera para mis abuelos maternos Efren y Victoria y mi abuelo paterno Efren que gracias a su apoyo incondicional y preocupación infinita por mi bienestar eso me impuso para poder llegar a esta etapa de mi vida. A mis hermanos menores Joaquín, Rafael y María Sol que por ellos intento ser una mejor persona y ejemplo cada día.

Agradecimientos.

Xavier.

Expreso mis más sinceros agradecimientos a quienes posibilitaron la realización de este proyecto. En primer lugar, deseo agradecer a mi directo el Ing. Pablo Quinde y codirector el Ing. Salvador Ramos por su constante apoyo, orientación e infinita paciencia a lo largo de este proceso. Su experiencia y experticia fueron fundamentales para el desarrollo y culminación de este trabajo. Agradezco también a la Universidad del Azuay por brindarme los recursos y el entorno académico necesario para llevar a cabo esta investigación.

Extiendo mi gratitud a mis compañeros y amigos, que apoyaron incondicionalmente y me motivaron a seguir adelante en mi trabajo. En especial a mi compañero de tesis Pedro Vallejo por su dedicación y entrega en el proyecto, por ser un amigo incondicional tanto dentro como fuera del campo académico.

Finalmente, a mis padres y familiares, les agradezco amor, comprensión y apoyo constante a lo largo de mi vida académica, su confianza fue un pilar fundamental para alcanzar mis metas.

Pedro.

Quisiera expresar mi más sincero agradecimiento a mi director el Ing. Pablo Quinde Martínez. PhD y codirector Ing. Salvador Ramos. Ms, por su invaluable guía, sabiduría y su paciencia y apoyo. Sus orientaciones, observaciones y entusiasmo por la investigación han sido una inspiración constante y crucial para la culminación de este trabajo.

A mis amigos de toda la vida, Alex, Mateo, Sebastián y Diego, por apoyarme en mis decisiones, aunque me fui por una rama educativa diferente a la de ellos porque todos están en la rama de la salud, nunca me dejaron solo o me hicieron a un lado gracias por eso muchachos.

A mis amigos de la universidad por hacer de esta etapa de mi vida muy gratificante, llena de anécdotas y experiencias que siempre llevaré conmigo, pero sobre todo a mi compañero de tesis y hermano Xavier Coronel, que ha sido mi apoyo en el ámbito educativo, porque es con quien estudié e hice trabajos, pero también ha sido un fiel amigo fuera de la universidad creamos muchos recuerdos y anécdotas. A mi compañera Pía Tola quien fue mi compañía todos los días que teníamos que ir a la universidad, gracias por esas levantadas todos los días para pasarte viendo a las 6:15 y gracias por tu amistad. Y por último a Sebastián Córdova, azogueño, gracias por acolitarme siempre con las bromas y todas las otras anécdotas que vivimos.

A mi familia, por su amor incondicional, por su apoyo constante, por su comprensión y por estar siempre a mi lado, especialmente en los momentos difíciles. Gracias por creer en mí y darme la fuerza para seguir adelante

Resumen

La ciudad de Cuenca, Ecuador, se encuentra situada en una región que enfrenta posibles riesgos sísmicos significativos debido al peligro sísmico alto al que está expuesta y a vulnerabilidad de sus estructuras. Este estudio se centra en desarrollar modelos de vulnerabilidad para estructuras residenciales de acero en Cuenca, cuyo objetivo es el de evaluar los posibles daños estructurales y los costos de reconstrucción tras eventos sísmicos. Se emplean análisis no lineales mediante sistemas de múltiples grados de libertad y su transformación a sistemas equivalentes de un grado de libertad para simplificar y agilizar los procesos computacionales. Se utiliza una base de datos de sismos intraplaca y los de subducción, asumidos como los principales generadores de amenaza sísmica. Los resultados son descritos mediante mapas de riesgo sísmico para la ciudad, basados en las pérdidas anuales proyectadas, subrayando la importancia de seleccionar registros sísmicos adecuados para predecir con precisión la respuesta estructural y la capacidad de colapso de las edificaciones. Este enfoque busca mejorar la planificación urbana y la preparación ante desastres en Cuenca.

Palabras clave:

SDOF, MDOF, modelos no lineales, deriva de piso, fragilidad, vulnerabilidad sísmica, riesgo sísmico

Abstract

The city of Cuenca, Ecuador, is located in a region that faces significant seismic risks due to high seismic hazard and the vulnerability of its structures. This study focuses on developing vulnerability models for residential steel structures in Cuenca, aiming to assess potential structural damage and reconstruction costs following seismic events. Nonlinear analyses are employed using multiple-degree-of-freedom (MDOF) systems and their transformation into equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) systems to simplify and expedite computational processes. The study uses a database of intraplate and subduction earthquakes, assumed to be the main sources of seismic threat. Results are presented through seismic risk maps for the city, based on projected annual losses, emphasizing the importance of selecting appropriate seismic records to accurately predict structural response and collapse capacity. This approach seeks to improve urban planning and disaster preparedness in Cuenca.

Key words:

SDOF, MDOF, non linear models, story drift, fragility, seismic vulnerability, seismic risk

Índice de contenido

Dedicatoria	ii
Agradecimientos.....	ii
Resumen	iv
Abstract	v
Introducción.	1
Antecedentes	2
Alcance.....	2
Justificación.....	3
Objetivo general	4
Objetivos específicos.....	4
1 Análisis de las tipologías estructurales.....	5
1.1 Definición de modelos representativos.	5
1.2 Separación de estructuras por número de pisos y estado estructural.	7
1.2.1 Segregación a estructuras de uso residencial	10
2 Transformación de osciladores múltiples grados de libertad a osciladores de un grado de libertad.	16
2.1 Definición de la geometría, elementos y materiales en OpenSees.....	16
2.1.1 Definición de la geometría y elementos estructurales.	17
2.1.2 Definición de materiales	19
2.2 Definición de las cargas	21
2.3 Efectos P-Delta.....	22
2.4 Amortiguamiento en el modelo.....	25
2.5 Asignación de sismos	27
3 Análisis mediante MDOF y SDOF.....	31

3.1	Ajuste y calibración del modelo.....	33
3.2	Comparación de los resultados.....	35
4	Estimación de vulnerabilidad	39
4.1	Descripción de la metodología.....	39
4.2	Definición de estados de daño.....	41
4.3	Funciones de fragilidad.....	45
4.4	Vulnerabilidad estructural	62
4.5	Conclusiones e incertidumbres.....	73
5	Estimación del Riesgo.	74
5.1	Establecimiento de modelo de riesgo.....	74
5.1.1	Curva de excedencia de pérdidas.....	76
5.1.2	Métricas de riesgo.....	76
5.2	Análisis del riesgo sísmico.....	77
5.3	Mapas de Riesgo Sísmico	81
	Conclusiones	91
	Limitaciones y Recomendaciones.....	92
	Bibliografía.....	95

Índice de Figuras.

Figura 1-1 Número columnas y vigas existentes en Cuenca y su material de construcción.	7
Figura 1-2 Diagrama de cantidad de estructuras según su número de piso	8
Figura 1-3 Diagrama del número de predios que poseen estructuras de acero en buen, regular o mal estado, segregados por el número de pisos.	10
Figura 1-4 Total de edificaciones acero con un uso residencial existen en la ciudad de Cuenca separadas según el número de pisos.....	11
Figura 1-5 Datos finales al realizar la segregación según los objetivos del capítulo con entre piso rígido “Hormigón simple”	14
Figura 1-6 Datos finales al realizar la su segregación según los objetivos del capítulo con entre piso semirrígido “Madera”	14
Figura 2-1 Geometría del oscilador de un grado de libertad definida en OpenSeesPy.	18
Figura 2-2 Curvas esfuerzo deformación del material HystereticSM con 7 puntos en cada dirección.....	19
Figura 2-3 Representación de efectos P-DELTA y P-delta con sus efectos en amplificación en el momento total.	22
Figura 2-4 Degradación causado por efectos P-Delta en curva Pushover.	23
Figura 2-5 Oscilador de un grado de libertad ante cargas laterales	25
Figura 2-6 Amortiguamiento de Rayleigh	27
Figura 2-7 Mapa de peligro sísmico de la NEC.....	28
Figura 2-8 Definición de Diferentes Estados de Daño	29
Figura 3-1 Modelos ilustrativos realizados en ETABS donde se pueden apreciar la configuración estructural.....	31
Figura 3-2 Comparación del desplazamiento máximo de azotea vs pseudo aceleración en 1 piso para señales de Subducción.	35
Figura 3-3 Comparación del desplazamiento máximo de azotea vs pseudo aceleración para 2 pisos correspondiente en sismos de tipo Subducción.	36
Figura 3-4 Comparación del desplazamiento máximo de azotea vs pseudo aceleración para 3 pisos correspondiente en sismos de tipo Subducción	36
Figura 3-5 Comparación del desplazamiento máximo de azotea vs pseudo aceleración para 1 piso correspondiente en sismos de tipo Intraplaca.....	37

Figura 3-6 Comparación del desplazamiento máximo de azotea vs pseudo aceleración para 2 pisos correspondiente en sismos de tipo Intraplaca. 37

Figura 3-7 Comparación del desplazamiento máximo de azotea vs pseudo aceleración para 3 pisos correspondiente en sismos de tipo Intraplaca. 38

Figura 4-1 Configuración en planta de una edificación construida mediante pórticos de acero, propuesta por la NEC 2015. 42

Figura 4-2 Nube de puntos perteneciente a estructuras de un piso sometidas a sismos intraplaca perteneciente a low – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF. 46

Figura 4-3 Nube de puntos perteneciente a estructuras de un piso sometidas a sismos intraplaca perteneciente moderate – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF. 46

Figura 4-4 Nube de puntos perteneciente a estructuras de dos pisos sometidas a sismos intraplaca perteneciente a low – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF. 47

Figura 4-5 Nube de puntos perteneciente a estructuras de dos pisos sometidas a sismos intraplaca perteneciente a moderate – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF. 47

Figura 4-6 Nube de puntos perteneciente a estructuras de tres pisos sometidas a sismos intraplaca perteneciente a low – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF. 48

Figura 4-7 Nube de puntos perteneciente a estructuras de tres pisos sometidas a sismos intraplaca perteneciente a moderate – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF. 48

Figura 4-8 Nube de puntos perteneciente a estructuras de un piso sometida a sismos de subducción perteneciente a low – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF. 49

Figura 4-9 Nube de puntos perteneciente a estructuras de un piso sometida a sismos de subducción perteneciente a moderate – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF. 49

Figura 4-10 Nube de puntos perteneciente a estructuras de dos pisos sometida a sismos de subducción perteneciente a low – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF. 50

Figura 4-11 Nube de puntos perteneciente a estructuras de dos pisos sometida a sismos de subducción perteneciente a moderate – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.....	50
Figura 4-12 Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de un piso, según los umbrales de low y moderate code, en posición superior e inferior respectivamente para sismos de tipo intraplaca. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.	54
Figura 4-13 Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de un piso, según los umbrales de low y moderate code, en posición superior e inferior respectivamente para sismos de tipo subducción. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.	55
Figura 4-14 Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de dos pisos, según los umbrales de low y moderate code, en posición superior e inferior respectivamente para sismos de tipo intraplaca. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF	57
Figura 4-15 Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de dos pisos, según los umbrales de low y moderate code, en posición superior e inferior respectivamente para sismos de tipo subducción. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.....	58
Figura 4-16 Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de tres pisos, según los umbrales de low - code para sismos de tipo intraplaca. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF	59
Figura 4-17 Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de tres pisos, según los umbrales de moderate - code para sismos de tipo intraplaca. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF	60
Figura 4-18 Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de tres pisos, según los umbrales de low – code y moderate - code, en posición superior e inferior respectivamente para sismos de tipo subducción. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF	61
Figura 4-19 Curvas de vulnerabilidad representando estructuras de una planta sometida a sismos intraplaca según los parámetros de low – code y moderate - code, en posición superior e inferior respectivamente. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.	65
Figura 4-20 Curvas de vulnerabilidad representando estructuras de una planta sometida a sismos de subducción según los parámetros de low – code y moderate – code, en posición superior e inferior respectivamente. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.	66

Figura 4-21 Curvas de vulnerabilidad representando estructuras de dos plantas sometidas a sismos intraplaca según los parámetros de low – code y moderate – code, en posición superior e inferior respectivamente. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.	68
Figura 4-22 Curvas de vulnerabilidad representando estructuras de dos plantas sometidas a sismos de subducción según los parámetros de low – code y moderate – code respectivamente. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.	69
Figura 4-23 Curvas de vulnerabilidad representando estructuras de tres plantas sometidas a sismos intraplaca según los parámetros de low – code y moderate – code respectivamente. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.	71
Figura 4-24 Curvas de vulnerabilidad representando estructuras de tres plantas sometidas a sismos de subducción según los parámetros de low – code y moderate – code respectivamente. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.	72
Figura 5-1 Pérdidas económicas por m ² para estructuras sometidas a sismos de intraplaca, low-code.	79
Figura 5-2 Pérdidas económicas por m ² para estructuras sometidas a sismos de intraplaca, moderate-code.	79
Figura 5-3 Pérdidas económicas por m ² para estructuras sometidas a sismos de Subducción, low-code.	80
Figura 5-4 Pérdidas económicas por m ² para estructuras sometidas a sismos de Subducción, moderate-code.	80
Figura 5-5 Mapa de Riesgo Sísmico resultado de un análisis mediante MDOF ante sismos intraplaca.	82
Figura 5-6 Mapa de Riesgo Sísmico resultado de un análisis mediante SDOF ante sismos intraplaca.	83
Figura 5-7 Mapa de Riesgo Sísmico resultado de un análisis mediante MDOF ante sismos de subducción.	84
Figura 5-8 Mapa de Riesgo Sísmico resultado de un análisis mediante SDOF ante sismos de subducción.	85
Figura 5-9 Mapa de Riesgo Sísmico distribuido en pérdidas anuales totales por zonas, resultado de análisis mediante MDOF antes señales intraplaca.	87

Figura 5-10 Mapa de Riesgo Sísmico distribuido en pérdidas totales por zona, resultado de análisis mediante SDOF ante señales intraplaca.....	88
Figura 5-11 Mapa de Riesgo Sísmico distribuido en pérdidas anuales totales por zonas, resultado de análisis mediante MDOF antes sismos de subducción.	89
Figura 5-12 Mapa de Riesgo Sísmico distribuido en pérdidas anuales totales por zonas, resultado de análisis mediante MDOF antes sismos de subducción	90

Índice de tablas

Tabla 1-1 Tipologías Estructurales según el predio en Cuenca.....	6
Tabla 1-2 Cantidad de estructuras según su número de piso	8
Tabla 1-3 Número de predios que poseen estructuras de acero en buen, regular o mal estado, separados por número de pisos.	9
Tabla 1-4 Total de edificaciones acero con un uso residencial existen en la ciudad de Cuenca separadas según el número de pisos.....	11
Tabla 1-5 Códigos y normas de construcción ocupadas en el Ecuador.....	12
Tabla 1-6 Datos finales segregados según los objetivos del capítulo	13
Tabla 3-1 Estimación de periodos fundamentales según la NEC, ASCE 7-16 y el calculado	33
Tabla 3-2 Comparación de masas ente los sistemas MDOF y SDOF	34
Tabla 3-3 Calibración de los materiales	34
Tabla 4-1 Caracterización de pórticos resistentes a momentos según el número de piso.....	41
Tabla 4-2 Structural Fragility Curve Parameters – Moderate-Code Seismic Design Level	44
Tabla 4-3 Structural Fragility Curve Parameters – Low-Code Seismic Design Level	45
Tabla 5-1 Resultados de vulnerabilidad, θ y β , y resultados de riesgo, tasa de excedencia anual λ	78

Índice de Ecuaciones.

Ecuación 2-1	26
Ecuación 3-1	32
Ecuación 3-2	32
Ecuación 3-3	33
Ecuación 4-1	53
Ecuación 4-2	62
Ecuación 4-3	62
Ecuación 4-4	62
Ecuación 4-5	63
Ecuación 4-6	63
Ecuación 4-7	63
Ecuación 4-8	63
Ecuación 4-9	63
Ecuación 4-10	63
Ecuación 4-11	63
Ecuación 5-1	76
Ecuación 5-2	76
Ecuación 5-3	77

Introducción.

La ciudad de Cuenca, Ecuador se encuentra localizada en una de las regiones con mayor actividad sísmica del planeta denominada como Cinturón de fuego del Pacífico, por eso Arteaga Mora, (2017) describe que los sismos que se podrían dar en la ciudad de Cuenca, Ecuador están directamente relacionados al fenómeno de subducción de la placa tectónica de Nazca a la placa Sudamericana. Debido a este comportamiento morfoodinámico se generan pliegues y fallas en la placa Sudamericana específicamente en la zona de la Sierra Ecuatoriana generando sismos superficiales o también llamados sismos de tipo corticales (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016). Debido a esto, las señales sísmicas ocasionadas por la subducción de las placas junto a las fallas intraplaca continental gobernarán el comportamiento dinámico en la región que será analizada en este estudio.

La alta sismicidad de la zona y sus probables consecuencias, vuelve necesario la creación de modelos de vulnerabilidad para estructuras de acero enfocadas al uso residencial. De esta manera, se podrá relacionar los diferentes estados de daño estructural, según un sismo de intensidad significativa, junto con las posibles pérdidas estructurales y costos de reconstrucción. Ayala *et al.*, 2015, plantea que para que los modelos de vulnerabilidad sean representativos, es necesario la realización de un análisis no lineal de la estructura, para que así, la determinación de las posibles pérdidas en todos los rangos de servicio sea significativa.

La realización de análisis no lineales a las estructuras mediante sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF, por sus siglas en inglés), presenta problemas debido al elevado esfuerzo computacional al desarrollar modelos de fragilidad. Crowley *et al.* (2017) recomienda la transformación a un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF, por sus siglas en inglés) para así poder representar analíticamente el comportamiento no lineal en un modelado más simple con el fin de generar un análisis más rápido en comparación a los sistemas MDOF.

Crowley *et al.* (2017), recomienda que, para poder realizar un análisis no lineal de una gran población de edificios en una región dada, es práctica común clasificar en las clases o tipologías de edificios, que tienen características estructurales y arquitectónicas similares

La implementación de los modelos de vulnerabilidad y riesgo en la ciudad de Cuenca permitirá evaluar las pérdidas económicas esperadas en función de las señales sísmicas descritas anteriormente y según el año de construcción de la estructura. La estimación de la probabilidad y

porcentaje de colapso esperado permitirá la creación de planes de prevención eficientes en edificaciones de alto riesgo de colapso, reduciendo las pérdidas esperadas.

Antecedentes

Los avalúos catastrales, mapas de peligro sísmico, modelos de exposición y vulnerabilidad para ciertas zonas ayudan a estimar y crear planes de prevención de riesgo. Sin embargo, los datos de riesgo en estructuras de acero son deficientes y no existe un estudio de vulnerabilidad sísmica en estructuras de acero, relacionando las pérdidas estimadas con los costos de reconstrucción. La probabilidad y porcentaje de colapso esperado en gran cantidad de edificaciones se prevé alto en la ciudad de Cuenca, según lo expuesto por Jiménez Pacheco Juan, et al. 2018 la ciudad de Cuenca tiene un alto riesgo sísmico en particular el centro histórico.

Al analizar y diseñar los miembros estructurales de una edificación en función de la probabilidad de colapso se puede controlar las pérdidas esperadas. Económicamente la reducción de pérdidas físicas es realmente representativa para una correcta planificación urbanística, enfocando en próximas construcciones y en medidas de mitigación de estructuras con un alto riesgo de colapso. Por eso Crowley, H, et al. 2017 propone que enfoque de la evaluación del riesgo condicionará dónde debe centrarse el mayor esfuerzo en el desarrollo de los modelos de fragilidad, exposición y consecuencia.

El impacto social que presentan los sismos en la ciudad es tan alto como el económico, ya que el riesgo de pérdidas humanas está muy relacionado con el colapso estructural, donde el porcentaje estructural que se desplome significa en gran parte el nivel de riesgo de pérdidas humanas, que un correcto análisis de colapso se podría mitigar.

Alcance

El presente estudio se enfoca en estimar el riesgo de las estructuras de acero que posean un uso residencial de uno, dos y tres pisos para la ciudad de Cuenca, Ecuador. Para esto se transformará los sistemas de múltiples grados de libertad, MDOF, a sistemas equivalentes de un grado de libertad, SDOF, para disminuir la carga computacional al realizar el análisis no lineal necesario para calcular las curvas de fragilidad y vulnerabilidad de los modelos y a la vez se hará una comparación entre los sistemas MDOF y SDOF para verificar la veracidad de los modelos. Una de las principales limitaciones incluye la desactualización del catastro de Cuenca puesto que este está actualizado hasta el 2021. No existe una base de datos actualizada de estructuras de acero existentes en la

ciudad de Cuenca a 2024. Otra limitante de este trabajo es que para los modelos se está considerando que todas las estructuras analizadas por lo menos cumplen la norma establecida en la época de su construcción, además no poseen patologías estructurales como planta baja débil, efectos de esquina, cambio de rigidez entre los pisos, entre otras y también no se consideraron efectos de sitio.

Justificación

Debido a la diversa riqueza arquitectónica presente en la ciudad de Cuenca se deberá clasificar las tipologías estructurales con características arquitectónicas similares, enfatizando en una segregación estructural en acero de uso residencial. Los avalúos catastrales, mapas de peligro sísmico, modelos de exposición y vulnerabilidad para ciertas zonas ayudaron a estimar y crear planes de prevención de riesgo, pero los datos de riesgo en estructuras de acero son deficientes, por lo que la implementación de un modelo permitirá evaluar las pérdidas económicas esperadas en función de los sismos. La estimación de la probabilidad y porcentaje de colapso esperado permitirá la creación de planes de prevención eficientes en edificaciones de alto riesgo de colapso, reduciendo las pérdidas esperadas.

A raíz del elevado esfuerzo computacional al desarrollar modelos de fragilidad mediante modelos numéricos de sistemas de múltiples grados de libertad, será necesario el uso de un sistema equivalente de un grado de libertad para representar analíticamente el comportamiento no lineal en un modelado más simple y rápido.

Al analizar y diseñar los miembros estructurales de una edificación en función de la probabilidad de colapso nos permitirá controlar las pérdidas esperadas. Económicamente la reducción de pérdidas físicas es realmente representativa para una correcta planificación urbanística, enfocando en próximas construcciones y en medidas de mitigación de estructuras con un alto riesgo de colapso. Este tipo de análisis basado en porcentaje de colapso estructural servirá a Cuenca para preparar un plan de emergencia y gestión de riesgos ante la ocurrencia de un evento catastrófico.

Objetivo general

Estimar la vulnerabilidad sísmica mediante osciladores de un grado de libertad para estructuras de acero de uso residencial en la ciudad de Cuenca, Ecuador para así estimar el riesgo estructural.

Objetivos específicos

- Analizar tipologías estructurales de la ciudad de Cuenca para elección de modelos representativos para el análisis.
- Aproximar comportamiento de estructuras complejas de acero con osciladores de un grado de libertad para reducir el tiempo de análisis computacional.
- Determinar comportamiento dinámico no lineal mediante SDOF de estructuras representativas de acero.
- Analizar la vulnerabilidad de estructuras de acero de la ciudad de Cuenca mediante osciladores de un grado de libertad.
- Estimación del riesgo para estructuras de acero en Cuenca, Ecuador

1 Análisis de las tipologías estructurales.

1.1 Definición de modelos representativos.

Dada la diversidad de materiales ocupados en la construcción de edificaciones en Cuenca, Ecuador a lo largo del tiempo, se vuelve indispensable la necesidad de segregar las tipologías estructurales. En este caso se las categorizó según el número de piso, material utilizado y año de construcción, pero, sobre todo, se enfatizó en que las estructuras sean de uso residencial. Para ello se utilizó la base de datos realizada por el GAD municipal de Cuenca.

A raíz del elevado esfuerzo computacional al desarrollar modelos de fragilidad mediante modelos numéricos de sistemas de múltiples grados de libertad, será necesario el uso de un sistema equivalente de un grado de libertad para representar analíticamente el comportamiento no lineal en un modelado más simple y rápido.

Al analizar y diseñar los miembros estructurales de una edificación en función de la probabilidad de colapso nos permite controlar las pérdidas esperadas. Este tipo de análisis basado en porcentaje de colapso estructural servirá a Cuenca para preparar un plan de emergencia y gestión de riesgos ante la ocurrencia de un evento catastrófico.

En este capítulo se desarrollarán los pasos a seguir para la obtención modelos representativos. El objetivo principal es sentar las bases y criterios utilizados al segregar las estructuras, principalmente siguiendo las recomendaciones realizadas por el FEMA 2003 y Framework for Developing Fragility and Consequence Models for Local Personal Risk (Crowley, H, *et al* 2017), para así recrear el comportamiento de un conjunto de estructuras en un modelo representativo, por lo que es indispensable la creación y obtención de bases de datos, para la separación, discretización y tabulación de valores.

Es necesario que la base de datos tenga información relevante de las estructuras de acero enfocadas al uso residencial, y que nos permita conocer información asociada a:

- a) Año de construcción: que verificará la norma u código utilizado, para luego con expertos locales poder deducir las posibles patologías estructurales.
- b) El estado actual de la edificación: ya que uno de los objetivos de este capítulo es centrarse en estructuras en buenas condiciones estructurales.

En este contexto, Crowley, *et al.* (2017), recomienda realizar modelos representativos que no tengan daño acumulado o que tengan diferente daño, debido a que podría influir en las funciones de fragilidad.

En la base de datos realizada por GAD municipal de Cuenca, existen ciertos parámetros irrelevantes para el objetivo buscado, como: estructuras formadas por pórticos de hormigón, madera o que no tienen una estructura definida. En la **Tabla 1-1** se aprecia la información que se encuentra dentro de los datos obtenidos de GAD municipal de Cuenca, describiendo los pórticos y sus diferentes materiales de construcción. En la

Figura 1-1 se presentan los datos obtenidos de la **Tabla 1-1** separando el material usado en la construcción de vigas y columnas.

Tabla 1-1

Tipologías Estructurales según el predio en Cuenca

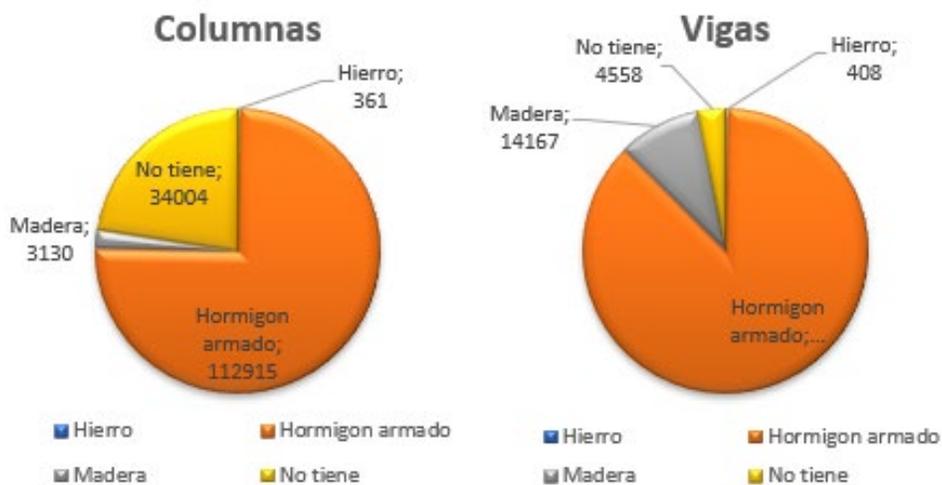
Material	Vigas	Fracción	Columnas	Fracción
Hierro	408	0.27%	361	0.24%
Hormigón armado	131277	87.28%	112915	75.07%
Madera	14167	9.42%	3130	2.08%
No tiene	4558	3.03%	34004	22.61%
TOTAL	150410	100.00%	150410	100.00%

Nota. Material de construcción en elementos estructurales; vigas y columnas según su predio

Fuente: Elaboración propia

Figura 1-1

Número columnas y vigas existentes en Cuenca y su material de construcción.



Fuente: Elaboración propia.

Se determinó que existen 408 estructuras que poseen vigas de acero y 361 estructuras con columnas de acero. Es así que, al realizar una verificación y combinación entre los datos obtenidos de la **Tabla 1-1**, se identificaron 361 predios que poseen pórticos de acero en la ciudad de Cuenca equivalente al 0.24% del total de predios construidos en la ciudad.

1.2 Separación de estructuras por número de pisos y estado estructural.

Al depurar los valores irrelevantes, se continuó con la segregación basada en la metodología de estandarización de modelos que recomienda en el Hazus-MH 2.1(2003), la cual brinda nueve métodos para estandarizar los datos, de los cuales este trabajo de investigación se basó en los siguientes tres: (3) clasificación de la ocupación de edificios e instalaciones, (4) clasificación de tipo de estructura del edificio, (5) descripción de los estados de daño. También se tomó en cuenta la recomendación de Crowley, *et al*, (2017) la cual indica que, no se puede realizar un modelo representativo para todos los pisos de una sola vez, sino, se debe clasificar los edificios en grupos o categorías según tengan las características estructurales y arquitectónicas similares. Después de identificar estas categorías, se encontró al menos un edificio representativo real para cada tipología y para cada región. (Crowley *et al*, 2017, p.5)

Se realizó una separación según el número de piso que tenga la estructura en el predio previamente identificado. En la **Tabla 1-2** y **Figura 1-2** se aprecia la cantidad de estructuras que existen en la

ciudad de Cuenca según el número de pisos que poseen. Como se puede observar, las estructuras de acero de un piso son las más construidas en Cuenca.

Tabla 1-2

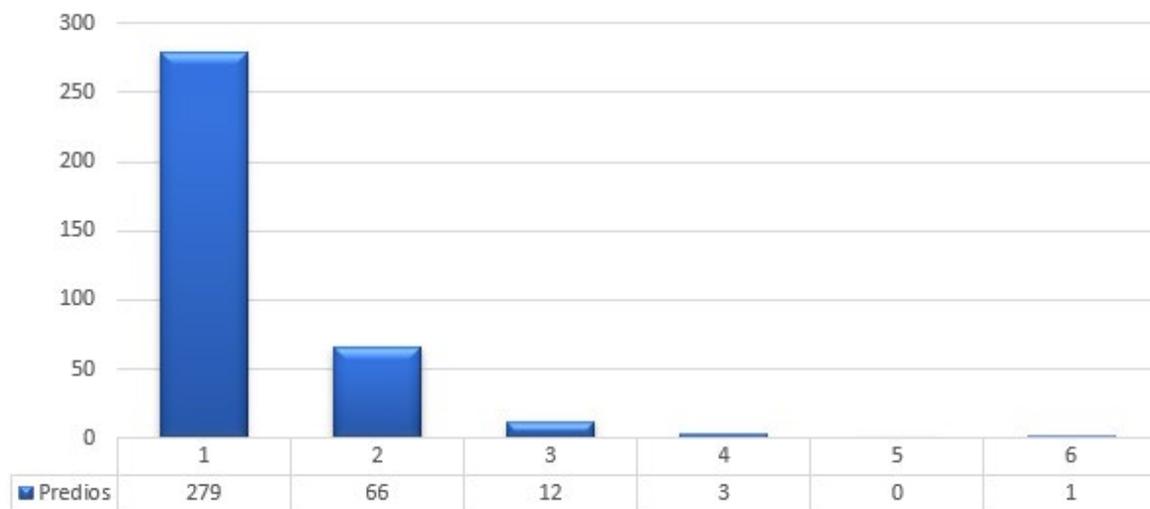
Cantidad de estructuras según su número de piso

Número de Pisos	Predios	Fracción Pisos / Predios Acero
1	279	77.29%
2	66	18.28%
3	12	3.32%
4	3	0.83%
5	0	0.00%
6	1	0.28%
TOTAL	361	100.00%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 1-2

Diagrama de cantidad de estructuras según su número de piso



Fuente: Elaboración propia.

Se identificó que el 77.29% de los pórticos de acero en Cuenca son de un piso, les siguen con 18.28% los de dos pisos, con 3.32% los de tres pisos, con 0.83% los de cuatros pisos, de 5 pisos no se encontró ningún registro y; finalmente se registró que las estructuras de seis pisos son el 0.28% del total de estructuras de acero en la ciudad de Cuenca. Con los datos del catastro realizado por el GAD de Cuenca se observa que existe la preferencia de ocupar sistemas elaborados con pórticos de acero para construir entre uno y tres pisos.

Por otra parte, se analizó las condiciones de las estructuras, si su estado constructivo actual es bueno, regular o malo según el número de pisos, ya que en el siguiente paso de estandarización de modelos representativos se contempló solo tener presentes pórticos que se encuentren en un buen estado como se definió al inicio de este capítulo. En la Tabla 1-3 y **Figura 1-3** se muestra el número de predios que poseen las características anteriormente mencionadas.

Tabla 1-3

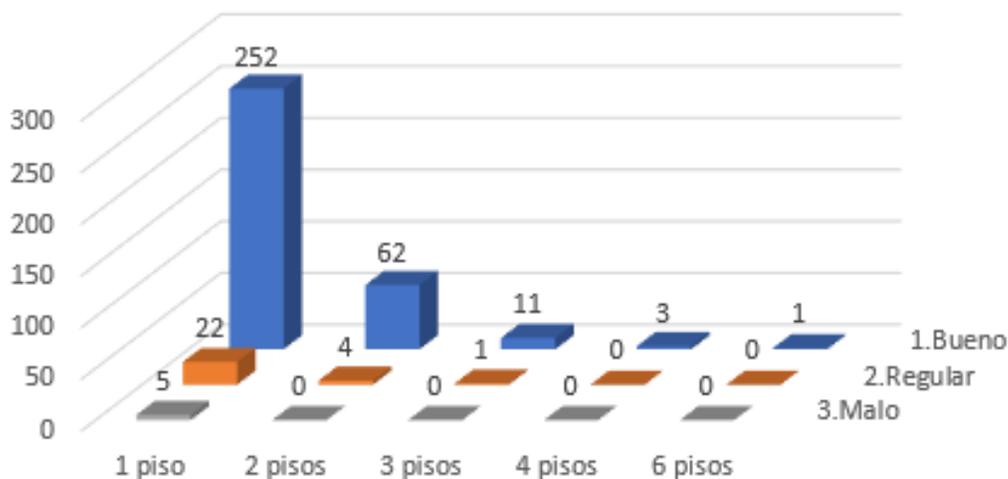
Número de predios que poseen estructuras de acero en buen, regular o mal estado, separados por número de pisos.

Número de piso	Estado			Total	Fracción
	1.Bueno	2.Regular	3.Malo		
1 piso	252	22	5	279	77.29%
2 pisos	62	4	0	66	18.28%
3 pisos	11	1	0	12	3.32%
4 pisos	3	0	0	3	0.83%
6 pisos	1	0	0	1	0.28%
Total	329	27	5	361	100%
Fracción	91.14%	7.48%	1.39%	100%	

Fuente: Elaboración propia.

Figura 1-3

Diagrama del número de predios que poseen estructuras de acero en buen, regular o mal estado, segregados por el número de pisos.



Fuente: Elaboración propia.

Según los resultados obtenidos se puede observar que al menos el 90% de edificaciones con elementos estructurales de acero en Cuenca, y que, sin importar el número de pisos, están en buenas condiciones.

1.2.1 Segregación a estructuras de uso residencial

Se clasificó y separó los sistemas estructurales elaborados con pórticos de acero según su uso, el cual dependa del carácter residencial y la rigidez que estos puedan poseer en sus diafragmas. Al no existir una metodología preestablecida para depurar la base de datos del GAD de Cuenca según el uso y los tipos de diafragma, se generaron criterios propios que ayudaron a discernir los valores que se describen a continuación.

Para garantizar un análisis enfocado únicamente en las estructuras de uso residencial, según características otorgadas en la base de datos del GAD de Cuenca, se tomará en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Las estructuras deberán tener un piso.
2. Las estructuras deberán poseer paredes, puertas y ventanas.
3. Las estructuras deberán poseer al menos un baño.

Lo que se busca es diferenciar entre las edificaciones de uso residencial con naves industriales o galpones según el número de pisos que posean. Se descartaron las estructuras que no cumplan con las tres hipótesis, ya que el objetivo de este trabajo es estimar la vulnerabilidad en estructuras de acero de uso residencial. En la **Tabla 1-4** y **Figura 1-4** se puede apreciar el total de edificaciones de acero con un uso residencial que existen en la ciudad de Cuenca, previamente separadas según el número de pisos.

Tabla 1-4

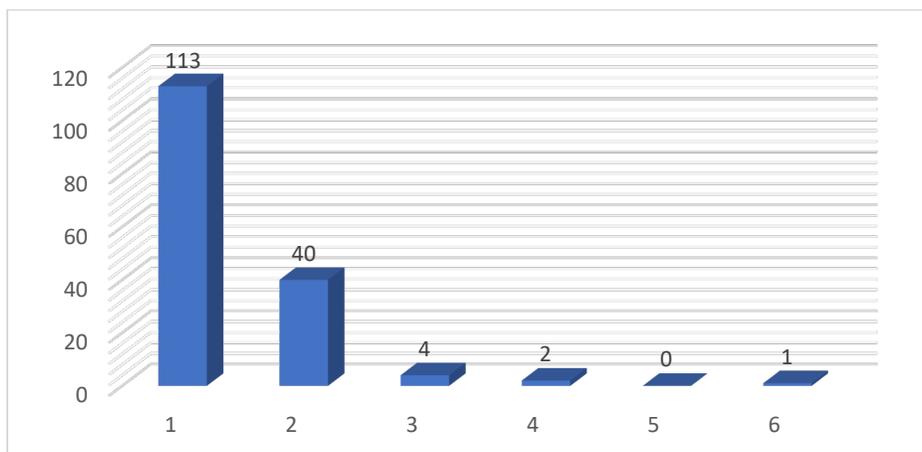
Total de edificaciones de acero con un uso residencial que existen en la ciudad de Cuenca separadas según el número de pisos.

Número de Pisos	Predios
1	113
2	40
3	4
4	2
5	0
6	1
Total de Viviendas	160

Fuente: Elaboración propia.

Figura 1-4

Total de edificaciones de acero con un uso residencial que existen en la ciudad de Cuenca separadas según el número de pisos.



Fuente: Elaboración propia.

Para identificar los diafragmas y su rigidez se utilizaron tres hipótesis:

1. Si la edificación posee entre piso de hormigón se consideró que tiene un diafragma rígido.
2. Si la edificación cuenta con entre pisos de madera se lo consideró como un diafragma semirrígido.
3. Si la edificación no posee un entre piso se descartará para el análisis.

Los años en los que se habría construido cada una de las edificaciones será otro parámetro tomado en cuenta en la depuración, puesto que esto nos permitirá separarlos según la norma o código que podría haberse ocupado para su diseño. En la **Tabla 1-5** se aprecia todos los códigos y normas utilizadas en Ecuador y el año en que se dio vigencia a la norma con el número de estructuras de acero que usaron dichos códigos y normas.

Tabla 1-5

Códigos y normas de construcción ocupadas en el Ecuador.

Año de Construcción	Número de construcciones	Periodo Vigente	Fracción %
Sin normativa Vigente	7	<1952	2.13
CNC -1951	9	1952 - 1977	2.74
CEC - 1977	187	1977-2001	56.84
CEC - 2001	109	2001-2015	33.13
NEC - 2015	17	2015 - Actualidad	5.17

Nota. La primera norma fue creada gracias a las afecciones que generó un sismo de 6.8 Mw en 1949, *Fuente:* Elaboración propia.

Una vez transformada la base de datos a valores que son de relevancia para este trabajo, se obtuvo la **Tabla 1-6** en la cual se logró separar únicamente los sistemas estructurales de pórticos de acero enfocados a un uso residencial y en buen estado constructivo, según su número de piso, año de construcción, y rigidez en el diafragma. En las **Figura 1-5** y **Figura 1-6** se aprecia de mejor manera la separación según la normativa “año de construcción”, número de pisos y número de estructuras que se construyeron con las características anteriormente mencionadas. Con la diferencia que la **Figura 1-5** tratará los pisos rígidos “hormigón” y la **Figura 1-6** semirrígidos “madera”.

Tabla 1-6

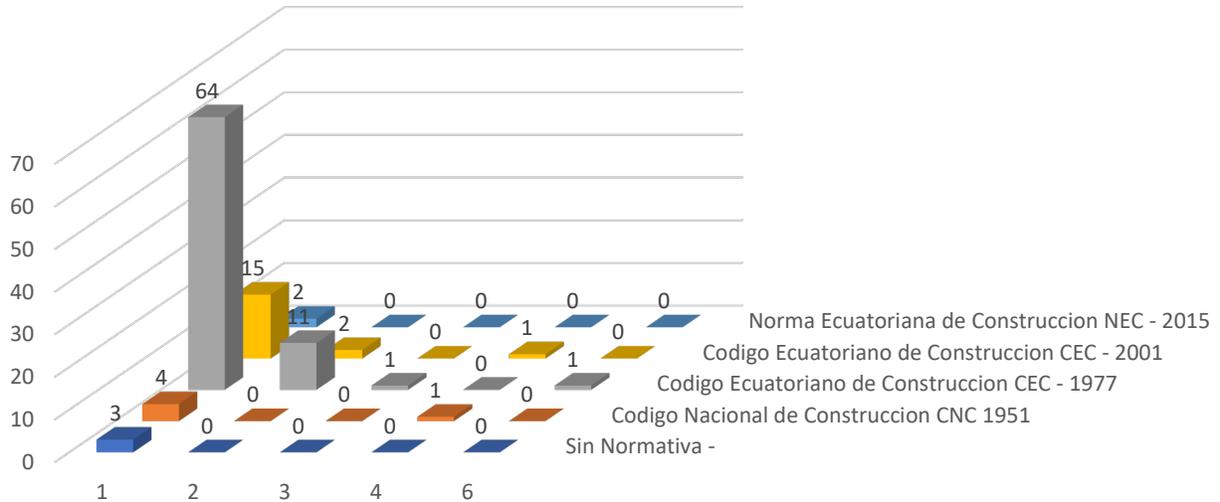
Datos finales segregados según los objetivos del capítulo

# Pisos	Normativas de Construcción Ecuador	Entrepiso		
		20.Hormigon Simple	22.Madera	
1	Sin Normativa	-	3	0
	Código Nacional de Construcción	CNC 1951	4	0
	Código Ecuatoriano de Construcción	CEC - 1977	64	16
	Código Ecuatoriano de Construcción	CEC - 2001	15	8
	Norma Ecuatoriana de Construcción	NEC - 2015	2	1
2	Sin Normativa	-	0	0
	Código Nacional de Construcción	CNC 1951	0	1
	Código Ecuatoriano de Construcción	CEC - 1977	11	16
	Código Ecuatoriano de Construcción	CEC - 2001	2	10
	Norma Ecuatoriana de Construcción	NEC - 2015	0	0
3	Sin Normativa	-	0	0
	Código Nacional de Construcción	CNC 1951	0	0
	Código Ecuatoriano de Construcción	CEC - 1977	1	0
	Código Ecuatoriano de Construcción	CEC - 2001	0	3
	Norma Ecuatoriana de Construcción	NEC - 2015	0	0
4	Sin Normativa	-	0	0
	Código Nacional de Construcción	CNC 1951	1	0
	Código Ecuatoriano de Construcción	CEC - 1977	0	0
	Código Ecuatoriano de Construcción	CEC - 2001	1	0
	Norma Ecuatoriana de Construcción	NEC - 2015	0	0
6	Sin Normativa	-	0	0
	Código Nacional de Construcción	CNC 1951	0	0
	Código Ecuatoriano de Construcción	CEC - 1977	1	0
	Código Ecuatoriano de Construcción	CEC - 2001	0	0
	Norma Ecuatoriana de Construcción	NEC - 2015	0	0

Fuente: Elaboración propia

Figura 1-5

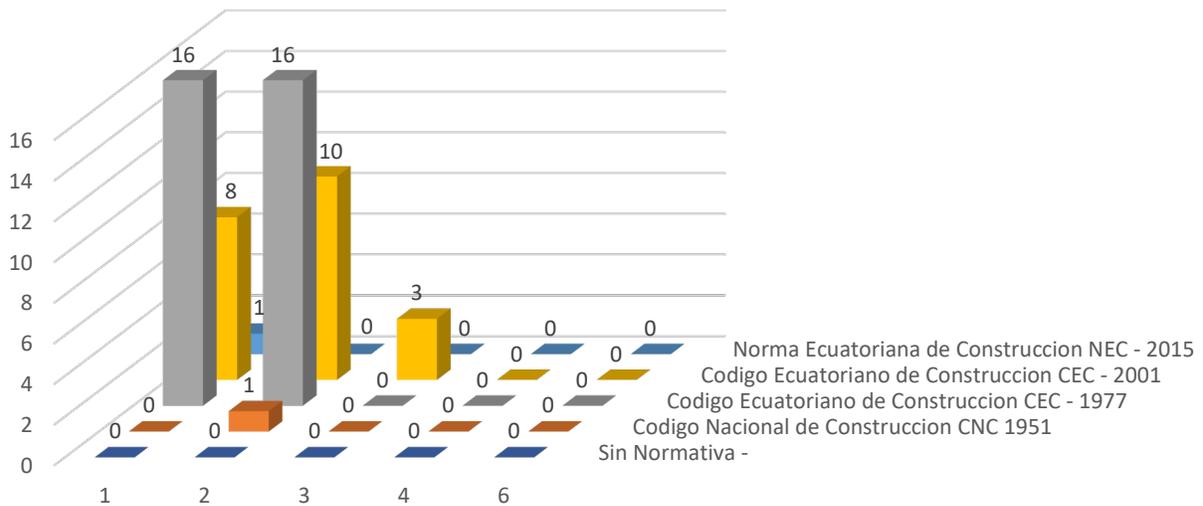
Datos finales al realizar la segregación según los objetivos del capítulo con entre piso rígido “Hormigón simple”



Fuente: Elaboración propia

Figura 1-6

Datos finales al realizar la su segregación según los objetivos del capítulo con entre piso semirrígido “Madera”



Fuente: Elaboración propia.

Los resultados obtenidos en la **Tabla 1-6** indican que antes del año 1951 no se construían estructuras de acero puesto que tan solo existían tres en toda la ciudad. Después, entre los años 1951 y 1977, con el Código Nacional de Construcción CNC, se volvieron más comunes los sistemas estructurales elaborados con pórticos de acero, en total se construyeron seis edificaciones, cinco con diafragma rígido y uno con diafragma semirrígido. En el transcurso de 1977 a 2001 donde gobernaba el código ecuatoriano de construcción CEC, existió un auge en la construcción de estructuras de acero siendo construidas 77 edificaciones con diafragma rígido y 32 con diafragma semirrígido. En el periodo de 2001 a 2015 se utilizaba el Código Ecuatoriano de Construcción donde existió un declive en la construcción de sistemas elaborados con pórticos de acero siendo tan solo de 18 edificaciones con diafragmas rígido y 21 con diafragmas semirrígido. En el periodo gobernado por la Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC 2015, no se aprecia un avance en la construcción de pórticos de acero en Cuenca, ya que en el transcurso del 2015 hasta el 2021, que es la fecha de actualización del catastro, solo se construyeron tres edificaciones.

Se concluye que, según el catastro del GAD de Cuenca entre los años de 1977 a 2001 existe un crecimiento en la construcción de sistemas con pórticos de acero en la ciudad de Cuenca con cualquier tipo de diafragma.

En los sistemas que poseen un diafragma rígido “Hormigón” las estructuras de un piso son el 83.81% del total sin importar el año de construcción. Mientras que cuando se usan diafragmas semirrígidos existe una preferencia a sistemas con dos pisos, siendo el 49.09% del total las muestras.

2 Transformación de osciladores múltiples grados de libertad a osciladores de un grado de libertad.

En este capítulo se detallará la razón de porque es necesario realizar la transformación de sistemas MDOF a sistemas equivalentes SDOF para modelos no lineales y los pasos a seguir. Los objetivos de este capítulo son: definir los parámetros adoptados para la transformación de sistemas MDOF a SDOF, establecer efectos P-Delta y amortiguamiento del modelo equivalente.

La realización de análisis no lineales mediante modelos de múltiples grados de libertad (MDOF) constituye un problema, debido al elevado esfuerzo computacional y el tiempo empleado, por lo que Crowley *et al.* (2017) recomienda que es necesario la transformación a un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF) para así poder representar analíticamente el comportamiento no lineal en un modelado más simple y un análisis más rápido en comparación a los sistemas MDOF. Existen varias aplicaciones y herramientas que permiten realizar modelos y análisis no lineales mediante SDOF, tales como SAP2000, ETABS, OpenSees, ABAQUS, SeismoStruct, entre otras. Según Chacón Sierra (2009), OpenSees posee capacidades avanzadas de modelación y análisis no lineales, disponiendo de un amplio rango de modelos de materiales, elementos y algoritmos de solución. Sin embargo, Zhu, *et al* (2018) plantea que existe una curva de aprendizaje empinada por la compleja sintaxis en operaciones matemáticas en el lenguaje nativo TCL.

El mismo Zhu, *et al*, (2018), menciona que partir de la invención de OpenSeesPy se eliminaron las limitaciones de un solo lenguaje en script y permitiendo ocupar las funciones de Python como sus librerías que facilitan las operaciones matemáticas. Por lo que, para ese trabajo OpenSeesPy fue la mejor opción para crear un modelo equivalente SDOF.

2.1 Definición de la geometría, elementos y materiales en OpenSees.

Un sistema de un grado de libertad (SDOF) está compuesto geoméricamente por una sola masa concentrada junto a un marco que no posee masa, proporcionando una rigidez y el amortiguamiento que disipa la energía de vibración del sistema (Chopra, 2014). Por lo que, el primer paso para la modelación en OpenSeesPy fue definir un modelo similar a lo establecido en Chopra (2014) con variaciones específicas para obtener los resultados esperados, posteriormente se subdivide el sistema SDOF predefinido en elementos y nodos para asignar la geometría, secciones y materiales del pórtico.

2.1.1 *Definición de la geometría y elementos estructurales.*

Se definió un sistema de un SDOF el cual se aprecia en la **Figura 2-1**, este fue el encargado de recrear el comportamiento de un sistema de múltiples grados de libertad “MDOF”. En su geometría posee una columna ficticia articulada en la base, fundamental para generar los efectos P-Delta en el sistema equivalente y un elemento adimensional tipo resorte llamado zerolength, al que se le brindan las propiedades equivalentes del oscilador y el material.

La columna fantasma posee un área muy grande para que genere rigidez axial prácticamente infinita, con el objetivo de que el nodo donde será aplicado la masa equivalente del modelo MDOF no se desplace en el eje y, alterando los efectos P-Delta. También la columna fantasma posee una inercia cercana a cero con la finalidad que no aporte rigidez lateral, logrando así que no cambie el periodo fundamental del oscilador. La columna está articulada en la base para eliminar la capacidad a momento, evitando que aporte rigidez lateral al sistema. El objetivo de este elemento es generar los efectos P-Delta en el sistema equivalente.

El elemento de tipo zerolength no tiene una dimensión física y su función es actuar como un nodo rígido el cual no posee rigidez a la flexión ni rigidez al corte, su comportamiento será de acuerdo con los parámetros de calibración del material que esté representando y los resultados que se busquen. El elemento zerolength es el encargado de replicar el comportamiento del sistema MDOF. Su definición en OpenSees.Py se realiza mediante el siguiente comando:

```
“element.op('zeroLength', eleTag, eleNodes,'mat', *matTags, 'dir', *dirs 'doRayleigh', rFlag)”
```

Donde:

Los elementos que poseen comilla simple ' ' son texto en el comando para identificar los parámetros de entrada por ejemplo 'mat'.

“eleTag” es el comando que sirve para darle un nombre único al elemento.

“eleNodes” representa la posición geométrica de los nodos inicial y final donde está emplazado el elemento.

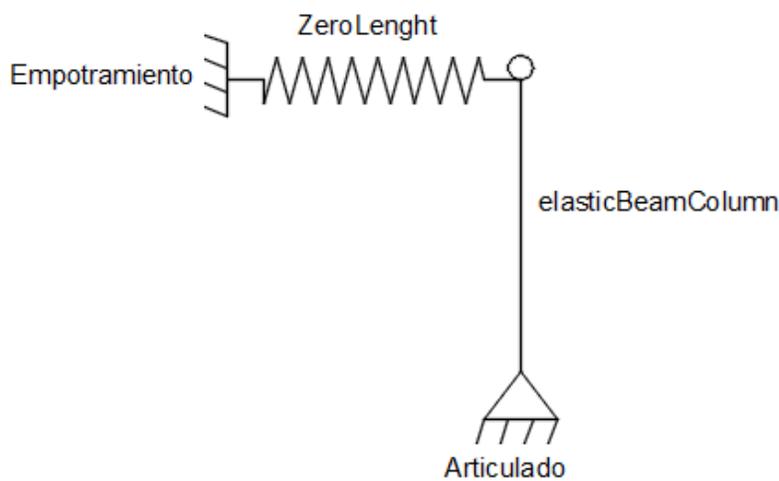
“matTags” en este parámetro se define el material previamente establecido en el programa.

“*dirs” lista de que define la dirección en la cual actúa elemento siendo 1, 2, 3 traslación local a lo largo del eje X, Y, Z respectivamente y 4, 5, 6 rotación local sobre X, Y, Z respectivamente.

“rFlag” es un condicionante que define si existe o no amortiguamiento de Rayleigh, siendo 1 que si incluye y 0 que no.

Figura 2-1

Geometría del oscilador de un grado de libertad definida en OpenSeesPy.



Fuente: Elaboración propia

Para que el modelo equivalente SDOF presentado en la **Figura 2-1** pueda replicar el comportamiento de un sistema MDOF es fundamental la selección de elementos correctos que brinda OpenSeesPy.

Para la columna fantasma el elemento más eficiente fue el “Elastic Beam Column Element” puesto que este tipo de elemento presentan un comportamiento elástico, no presenta un comportamiento no lineal significativo, respetando la ley de Hooke, expresando la relación lineal entre las fuerzas y deformaciones. Para su definición OpenSeesPy brinda el comando:

```
“element.op('elasticBeamColumn', eleTag, *eleNodes, Area, E_mod, Iz, transfTag)”
```

Donde:

“eleTag” es el nombre único que se le establecerá al elemento que se asigne como un Elastic Beam Column.

“*eleNodes” representara la posición geométrica de los nodos inicial y final donde está emplazado el elemento.

“Area” como su nombre lo dice se asigna el área que tomara el elemento

“E_mod” este parámetro se utiliza para la introducción del módulo de elasticidad que tendrá en elemento tipo Elastic Beam Column

“Iz” este comando es el encargado de proporcionar la inercia al elemento.

“ transfTag” en esta línea del comando se utiliza como un identificador para un objeto de transformación de coordenadas previamente definido.

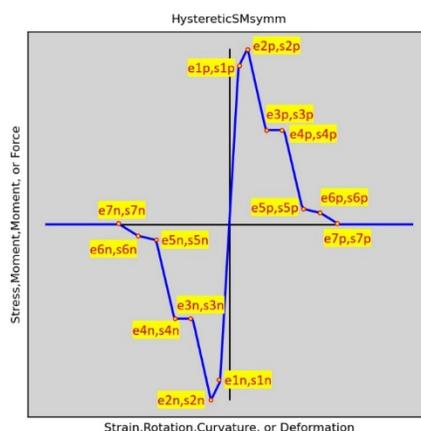
2.1.2 Definición de materiales

Existe una gran lista de materiales que se encuentra disponible en la página The OpenSeesPy Library, listos a ser usados para el análisis de estructuras. La elección del material se lo hizo según el comportamiento y resultados esperados que se requirieron para el modelo estructural. Luego de un análisis exhaustivo se determinó que el material que se seleccionaría deberá cumplir con unas características específicas, siendo la más importante brindar una degradación adecuada ante cargas sísmicas, con el fin de que los resultados de la curva pushover del sistema equivalente SDOF sean similares a la curva de los modelos MDOF.

El material seleccionado es “HystereticSM”, el cual se utiliza para modelar el comportamiento inelástico para estructuras sometidas a cargas cíclicas o sísmica. El objetivo de este material fue representar un material histérico bilineal uniaxial con pellizcos de fuerza y deformación, con una rigidez de descarga basada en la ductilidad, resultando beneficioso para modelar los comportamientos de degradación en su rigidez y resistencia debido al fenómeno de histéresis. Este material es una extensión de “Hysteretic” únicamente que la envolvente del material HystereticSM puede ser definido con 2, 3, 4, 5, 6 o 7 puntos, mientras que el original solo se podían definir 3 puntos. Otra ventaja de este material es que la parte positiva y negativa no necesariamente tienen que tener la misma cantidad de segmentos. En la **Figura 2-2** se muestra un ejemplo de una curva esfuerzo deformación- de un material debido a cargas cíclicas o sísmicas.

Figura 2-2

Curvas esfuerzo deformación del material HystereticSM con 7 puntos en cada dirección



Nota. Los puntos son la variación de pendiente que representa el cambio de estado del material.
Fuente: (The Regents of the University of California, 2020)

Para poder definir el material de “HystereticSM “, OpeenSees brinda un comando el cual es:
 “uniaxialMaterial['HystereticSM', matTag, 'posEnv', s1p, e1p, s2p, e2p, s3p, e3p, s4p, e4p, s5p, e5p, s6p, e6p, s7p, e7p, 'negEnv', s1n, e1n, s2n, e2n, s3n, e3n, s4n, e4n, s5n, e5n, s6n, e6n, s7n, e7n, 'pinch', pinchX, pinchY, 'damage', damage1, \$damage2, 'beta', beta, 'degEnv', degEnvP, degEnvN, 'defoLimitStates', lsD1, lsD2, ...n, 'forceLimitStates', lsF1, lsF2, ...n, 'printInput']”

Donde:

“matTag”: Identificador del material

“posEnv”: Texto que indicará que comienza la parte de los puntos positivos es decir la parte superior de la curva esfuerzo deformacion del material.

“s1p, ..., s7p”: Puntos positivos en el eje X de la curva, por ende, serán los datos de esfuerzo que se le desee dar al material.

“e1p, ..., e7p”: Puntos positivos en el eje Y de la curva, es decir, serán los valores de deformación que se le desee dar al material.

“negEnv”: Texto que indicará que comienza la parte de los puntos negativos es decir la parte inferior de la curva esfuerzo deformacion del material.

“s1n, ..., s7n”: Puntos negativos en el eje X de la curva, por ende, serán los datos de esfuerzo que se le desee dar al material.

“e1n, ..., e7n”: Puntos negativos en el eje Y de la curva, es decir, serán los valores de deformación que se le desee dar al material.

“pinchx”: Es el factor de ajuste para la deformación durante la recarga del material.

“damage1”: Factor de daño debido a la ductilidad $D1(\mu-1)$.

“damage1”: Factor de daño debido a la ductilidad: $D2(E_{ii}/E_{ult})$.

“beta”: se utiliza para dar una potencia para calcular la rigidez de la descarga degradada basada en la ductilidad, es un valor opcional.

“degEnvP”: Factor trabaja junto con los parámetros de daño para degradar el sobre de la envolvente positiva. Un valor positivo degrada tanto la fuerza como los valores de tensión, mientras que un valor negativo solo degrada la fuerza. Funciona desde tres parámetros en adelante.

“degEnvN”: Este factor trabaja con los parámetros de daño para degradar el sobre negativo. Un valor positivo degrada tanto la fuerza como los valores de deformación, un valor negativo solo degrada la fuerza. Funciona desde tres parámetros en adelante.

Una vez definido los materiales se procederá a definir el resto de los parámetros para el oscilador de un grado de libertad.

2.2 Definición de las cargas

Existe una gran variedad de cargas a considerarse para el análisis de los modelos, sin embargo, se consideró que las edificaciones en la ciudad de Cuenca se las diseñó con los parámetros estipulados en la NEC, describiendo cargas de tipo vivas y muertas, así como, sus combinaciones. Las cargas permanentes se consideran constituidas por los pesos estructurales y arquitectónicos de la construcción: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. La NEC nos brinda un apéndice de valores que describen el peso de materiales para la carga muerta, referencia según uso más frecuente. En Cuenca para estructuras de acero de uso residencial la carga muerta está entre 300 y 500 kg/m², por lo que son los valores que se asignan en el oscilador.

Las cargas vivas reflejan el peso temporal aplicado a la estructura debido a su uso y ocupación. En edificios residenciales, esto incluye el peso de muebles, electrodomésticos, personas y otras cargas móviles. Las cargas vivas pueden ser estáticas o dinámicas, dependiendo del tipo de actividad y del uso del edificio. Las residencias tomarán como carga uniforme estipulada en la NEC para vivienda unifamiliares y bifamiliares correspondiente a 2 kN/m² como un valor medio de la carga a usar en los osciladores.

En el caso del oscilador de un grado de libertad para añadir cargas y masas mediante OpenSeesPy, se utilizaron diversos comandos y métodos para definir las cargas y masas involucradas en la estructura, donde una vez definido los nodos se añadirá las cargas de masa necesaria para que en función de su rigidez lateral se logre captar el periodo de vibración fundamental perteneciente a la estructura que se quiere representar. Para añadir masas a los nodos, se utilizó el comando `ops.mass()`. Este comando permite asignar masas a uno o varios grados de libertad; traslación en X, Y, y rotación. Para aplicar cargas estáticas, se utiliza una serie de comandos para definir patrones de carga y series temporales. El comando `ops.pattern()` crea un patrón de carga, mientras que `ops.load()` añade cargas a los nodos. El comando "pattern" se utiliza para construir un `LoadPattern` y agregarlo al `Domain`. Cada `LoadPattern` en OpenSees tiene una `TimeSeries` asociada. Además, puede contener `ElementLoads`, `NodalLoads` y `SinglePointConstraints`. Algunas de estas restricciones de punto único pueden estar asociadas con `GroundMotions`.

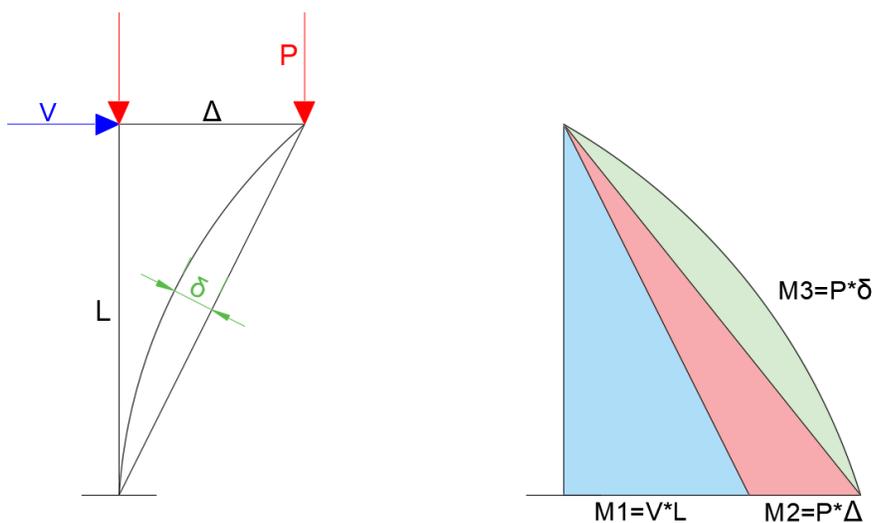
2.3 Efectos P-Delta.

Los efectos P- Δ se conocen como magnificaciones causadas por interacción de cargas gravitacionales en una estructura, que por la interacción entre desplazamiento y geometría se producen solicitaciones mayoradas (Valle Peñalver, 2023). La excentricidad entre las cargas verticales resultantes de la exposición de estructuras ante cargas sísmicas son las principales causantes del fenómeno en lugares de alto peligro sísmico. Al depender principalmente de la rigidez estructural, el efecto P- Δ es considerado una no linealidad geométrica, sin embargo, la curvatura de los elementos de la estructura (δ), también generará una excentricidad con respecto a donde quiere pasar la carga y por donde realmente transcurrirá. Por lo que sistemas esbeltos son especialmente susceptibles a mayores deformaciones, produciendo una magnificación considerable en las solicitaciones iniciales (Valle Peñalver, 2023).

En la **Figura 2-3** se aprecia la amplificación de las solicitaciones finales que pueden causar incluir al análisis efectos P- Δ y P- δ , provocando un aumento en los momentos de segundo orden.

Figura 2-3

Representación de efectos P-DELTA y P-delta con sus efectos en amplificación en el momento total.



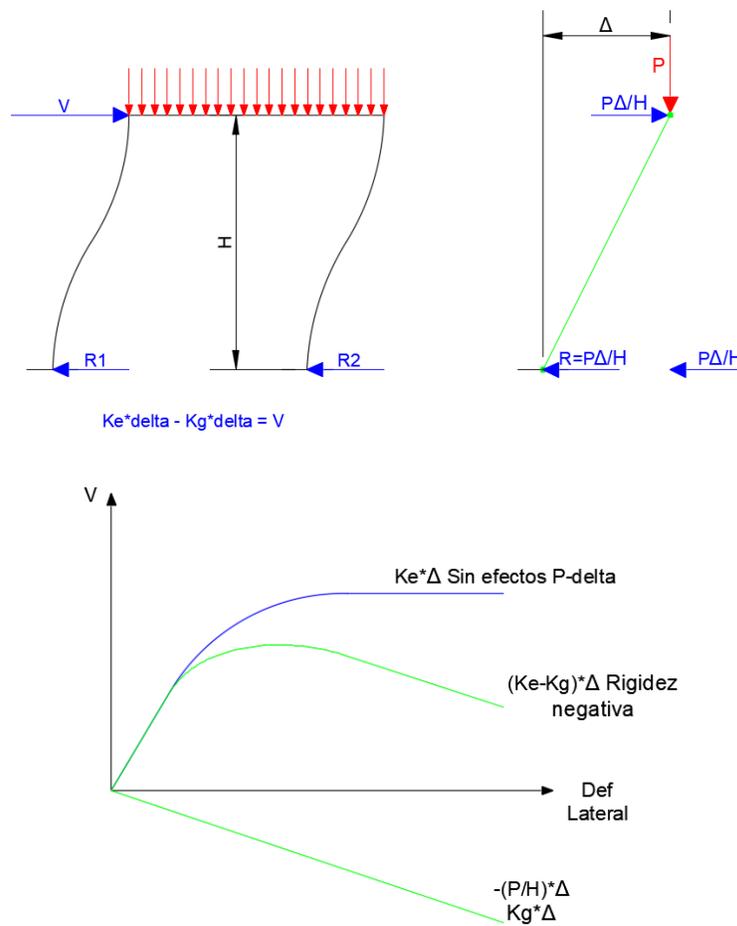
Fuente: Elaboración propia.

Al realizar un análisis inelástico buscamos analizar las deformaciones y los desplazamientos, por lo que el efecto P- Δ influye en la respuesta real de la estructura, mostrando un aumento significativo en los mismos. Al modelar estructura e incluir el análisis, teniendo en cuenta que las estructura a

modelar son pórticos, presentaran una deformación vertical de doble curvatura por lo que nuestro efecto P- δ se disminuirá notoriamente, hasta el punto de no ser significativo en la respuesta estructural final, por lo que no es indispensable incluirla en los análisis. Del mismo modo como indica en la **Figura 2-4** la rigidez inicial de la estructura K_e , se ve afectada por la rigidez geométrica K_g , ya que esta última causada por lo efecto P- Δ es contraria a K_e ; causando el aumento en los desplazamientos laterales, misma que depende de la carga verticales y de la altura de la edificación. Al realizar un análisis pushover de la estructura relacionando la deformación lateral vs el cortante basal, debido a la rigidez geométrica negativa que aporta el incluir los análisis P- Δ , notaríamos una degradación en la curva pushover.

Figura 2-4

Degradación causado por efectos P-Delta en curva Pushover.



Fuente: Elaboración propia.

En el caso de las estructuras de acero, por su capacidad flexible, son susceptibles a que los efectos de segundo orden sean esenciales para la determinación del desplazamiento último, donde un correcto análisis reflejará su capacidad sismorresistente (Vielma, Cando, Cuenca, Cuenca, & DIUC, 2014). (Valle Peñalver, 2023) afirma que en presencia de amenaza sísmica se pone especial atención a los efectos de segundo orden, indistintamente del material de construcción. Así mismo, el ASCE 7, demanda un control tanto en derivas laterales, así como por el índice de estabilidad. Al alcanzar un valor de carga máximo, los momentos siguen creciendo, pero con fuerzas laterales cada vez más pequeñas, lo que indica que los momentos producidos por el efecto son cada vez mayores determinantes de cara al fallo de la estructura, por lo que la aparición del efecto modifica claramente la respuesta estructural frente a cargas sísmicas (Vielma *et al*, 2014).

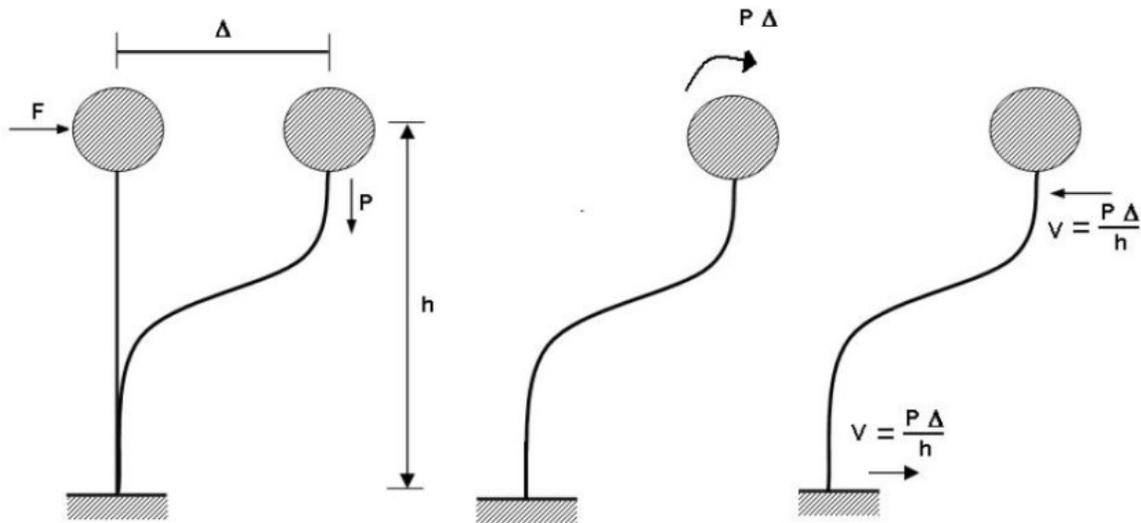
En el modelo equivalente planteado se considera indispensable incluir en el análisis efectos P- Δ debido a que buscamos una respuesta que se asemeje al comportamiento de las estructuras reales de acero. OpenSeesPy nos brinda el comando:

```
“geomTransf ('PDelta', transfTag, '-jntOffset', *dI, *dJ)”
```

El algoritmo nos permite incluir el comportamiento al análisis deseado, mismo que realiza una transformación geométrica lineal de la rigidez de la viga y la fuerza resistente desde el sistema básico al sistema de coordenadas global, considerando los efectos P-Delta de segundo orden. El sistema equivalente busca asemejarse a un oscilador de un grado de libertad, SDOF, por lo que su comportamiento se asemeje al descrito en la **Figura 2-5**.

Figura 2-5

Oscilador de un grado de libertad ante cargas laterales



Fuente: (Aguar, 2008)

2.4 Amortiguamiento en el modelo.

La respuesta estructural de un edificio de acero está influenciada significativamente por la disipación de energía. Esto es relevante para edificios de acero ya que existen varias fuentes de disipación de energía; aunque la disipación de energía es un fenómeno complejo, desde un punto de vista práctico, se necesita considerar su efecto en una forma simple.

En modelos puros, como los que se usan en experimentos de laboratorio para medir amortiguamiento para deformaciones por debajo del límite elástico, la disipación de energía viene mayormente de los efectos térmicos de las deformaciones elásticas repetitivas de las partículas que constituyen el material en adición a la fricción que existe en la frontera de dichas partículas. En edificios de acero, sometidos a movimientos fuertes del suelo, además de la disipación producida por el efecto térmico y la fricción de las partículas del material, la fluencia del material que ocurre para grandes deformaciones es una de las fuentes más importantes de disipación de energía. Es mucho más relevante para edificios de acero ya que existen varias fuentes de disipación de energía. Otras fuentes que deberían ser consideradas como mecanismos de disipación de energía son la fricción en conexiones de acero, fricción debido a la apertura y cerrado de microgrietas, así como también a la fricción entre vigas principales y columnas de la estructura y elementos no estructurales como muros divisorios. No se puede considerar individualmente cada mecanismo de

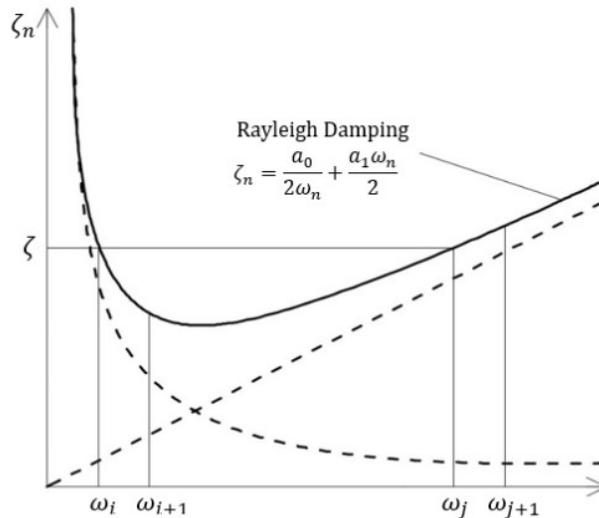
disipación de energía citado en edificios reales, por lo que, debido a la complejidad de este problema, la disipación de energía es altamente idealizada para propósitos prácticos en los reglamentos sísmicos. Es importante aclarar que este fenómeno ocurre, no solo para niveles bajos de deformación, sino que también para niveles moderados e incluso para grandes niveles de deformaciones. La disipación de energía producida por la fluencia del material ocurrida por grandes deformaciones se considera por la relación constitutiva entre fuerzas y deformaciones mientras que la energía viscosa es usualmente representada por el modelo de amortiguamiento de Rayleigh, donde la matriz de amortiguamiento de Rayleigh se expresa como una combinación de las matrices de masa y rigidez usando dos coeficientes de proporcionalidad; α y β , los cuales a su vez se derivan de asumir razones de amortiguamiento, usualmente en el primer y segundo modo (Padrón y Rodríguez, 2023). El amortiguamiento de Rayleigh para representar la energía disipada por un amortiguador viscoso. Dicho modelo se expresa matemáticamente como:

$$CR = \alpha M + \beta K \qquad \text{Ecuación 2-1}$$

Donde α y β son constantes de proporcionalidad que se obtienen definiendo razones de amortiguamiento modal en dos modos ζ_i y ζ_j , usualmente la misma cantidad $\zeta_i = \zeta_j$. Es claro que usar este modelo de amortiguamiento conducirá automáticamente a razones de amortiguamiento menores que ζ_i y ζ_j para los modos entre el i -ésimo y j -ésimo, mientras que los modos superiores a j -ésimo tendrán razones de amortiguamiento mayores a ζ_i y ζ_j ; de la misma manera los modos más altos tendrán razones de amortiguamiento irrealmente grandes (Moreno Acosta, 2021)

Figura 2-6

Amortiguamiento de Rayleigh



Nota. Amortiguamiento de Rayleigh, *Fuente:* (Chopra, 2014)

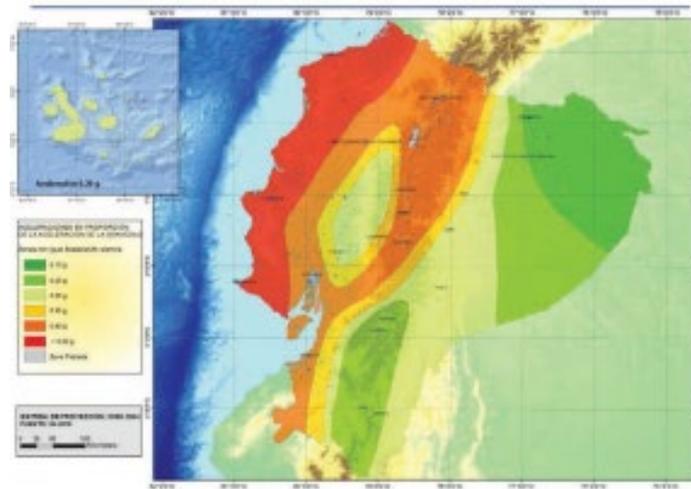
Amortiguamiento de Rayleigh es proporcional a la rigidez inicial o tangencial, por lo que en el modelo equivalente de un grado de libertad presentado ocupará un porcentaje de amortiguamiento viscoso $\zeta = 0.05$

2.5 Asignación de sismos

Ecuador es un país que está ubicado sobre el cinturón de fuego del Pacífico lo que genera que la peligrosidad sísmica sea muy alta, la mayoría de los sismos en el país son ocasionado por la subducción entre las placas de Nazca y la placa Sudamericana. La placa de Nazca subduce debido a la diferencia de densidades entre las dos placas ya mencionadas. Al subducir se generan fuerzas extremadamente grandes, pero también existe una fuerza de fricción enorme, que hacen que la placa este sometido a dos fuerzas gigantes en sentido contrario. Cuando la capacidad de la placa a resistir estos esfuerzos se ve superada se produce un desgarro en la placa, lo que provoca una liberación de energía generando los sismos interplaca que son los sismos de mayor ocurrencia e intensidad que se producen en el Ecuador. En la **Figura 2-7** se puede apreciar un mapa de riesgo sísmico según la norma ecuatoriana para un periodo de retorno de 475 años.

Figura 2-7

Mapa de peligro sísmico de la NEC



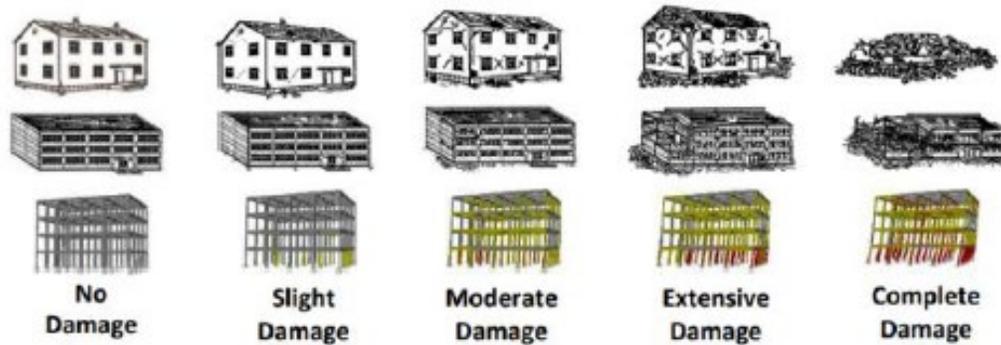
Fuente: (INEN, NEC-SE-DS 001, 2015)

En Cuenca, los sismos de mayor amenaza son de tipo corticales muy superficiales, por fallas geológicas locales. Mismos que cuentan con una aceleración en roca (Peak Ground Acceleration “PGA”) de 0.25g. (INEN, NEC-SE-DS 002, 2015).

Para poder llevar a cabo la creación de las funciones de vulnerabilidad necesarias para relacionarlas con la respuesta estructural, es esencial realizar modelos de análisis no lineales de la estructura (Ayala et al., 2015). Al momento de realizar análisis dinámicos no lineales, se vuelve indispensable una correcta selección de registros sísmicos, ya que los parámetros a elegir se relacionarán directamente con la respuesta y capacidad de colapso estructural, de las edificaciones expuestas. El uso de métodos analíticos permite la elección de tipologías estructurales de edificaciones representativas para simplificar el tiempo computacional y el análisis de varios modelos estructurales, buscando relacionar múltiples estados de daño según el colapso parcial de la estructura llegando a un desmoronamiento completo de la edificación analizada. La relación de las propiedades intrínsecas según las características representativas con las que se detalla cada tipología y las magnitudes sísmicas a las que se expondrán, permite conocer el daño esperado. Como se muestra en la **Figura 2-8**, existe una relación entre un modelo computacional y la estructura real según el daño esperado en función de la magnitud sísmica a la que se expondrá durante vida útil.

Figura 2-8

Definición de Diferentes Estados de Daño



Fuente: (D'Ayala *et al*, 2015)

Para el correcto análisis de la respuesta estructural mediante osciladores de un grado de libertad, se analizarán las siguientes variables para la caracterización del movimiento del terreno en la ciudad de Cuenca. Los desplazamientos del terreno según la duración del movimiento y sus modelos de estimación, no solo las derivas asociadas a intensidades máxima, sino que se dará mayor importancia a una duración específica asociada a un umbral de intensidades. El contenido de frecuencias al estar relacionado con la respuesta dinámica del movimiento del suelo, marcando así el comportamiento de la respuesta estructural de modelo equivalente, llegando a presentarse la resonancia la cual se da en el caso que la frecuencia predominante del sismo y la fundamental de la estructura sean similares, ocasionando un incremento en la respuesta estructural. La completa caracterización de la frecuencia del movimiento del terreno se la puede obtener mediante un espectro de respuesta de aceleración y un espectro de amplitudes de Fourier, sin embargo, es más práctico usar un parámetro escalar (Quinde. 2019). Para un completo análisis de demanda sísmica es necesario disponer de una amplia variedad de registros sísmicos, tomando en cuenta sus diferentes intensidades, sin embargo, el muestreo sísmico actual es relativamente corto y el estudio del riesgo sísmico abarca eventos importantes con periodos de retorno de más de 100 años, por lo que es necesario recurrir a una simulación sintética o numérica de registros.

Los registros sísmicos a los que serán sometidos los osciladores simples son una mezcla de registros reales y sintéticos. Los registros con intensidades del movimiento del suelo con intensidades vectoriales serán los que mejor representen los movimientos telúricos, capturando las

propiedades dominantes con su incertidumbre, sirviendo como correlación entre el peligro asociado entre el sismo y la demanda estructural. En la selección de las intensidades resulta esencial someter a las estructuras analizadas a registros que exhiban fuerte correlación con la demanda estructural, es decir, sometiendo las estructuras a registros eficientes donde la variabilidad de la relación demanda – intensidad se reducirá, permitiendo abreviar los análisis dinámicos no lineales. Del mismo modo, la suficiencia de las señales provocará que la distribución de probabilidad encargada de relacionar las demandas con las intensidades sísmicas sea independiente de otras características del sismo. Las estructuras de interés serán sometidas a dos carteras sismológicas, la primera consta de 412 registros telúricos de tipo subducción, mientras que la segunda cartera sismológica consta de 452 sismos de tipo intraplaca, buscando representar la amenaza presente en Cuenca. Se debe mencionar que la base de datos de sismos utilizada no necesariamente representa el ambiente sismo-tectónico de Cuenca. Sin embargo, se utilizó esta base de datos como una primera aproximación para tener un análisis para diferentes tipos de sismos.

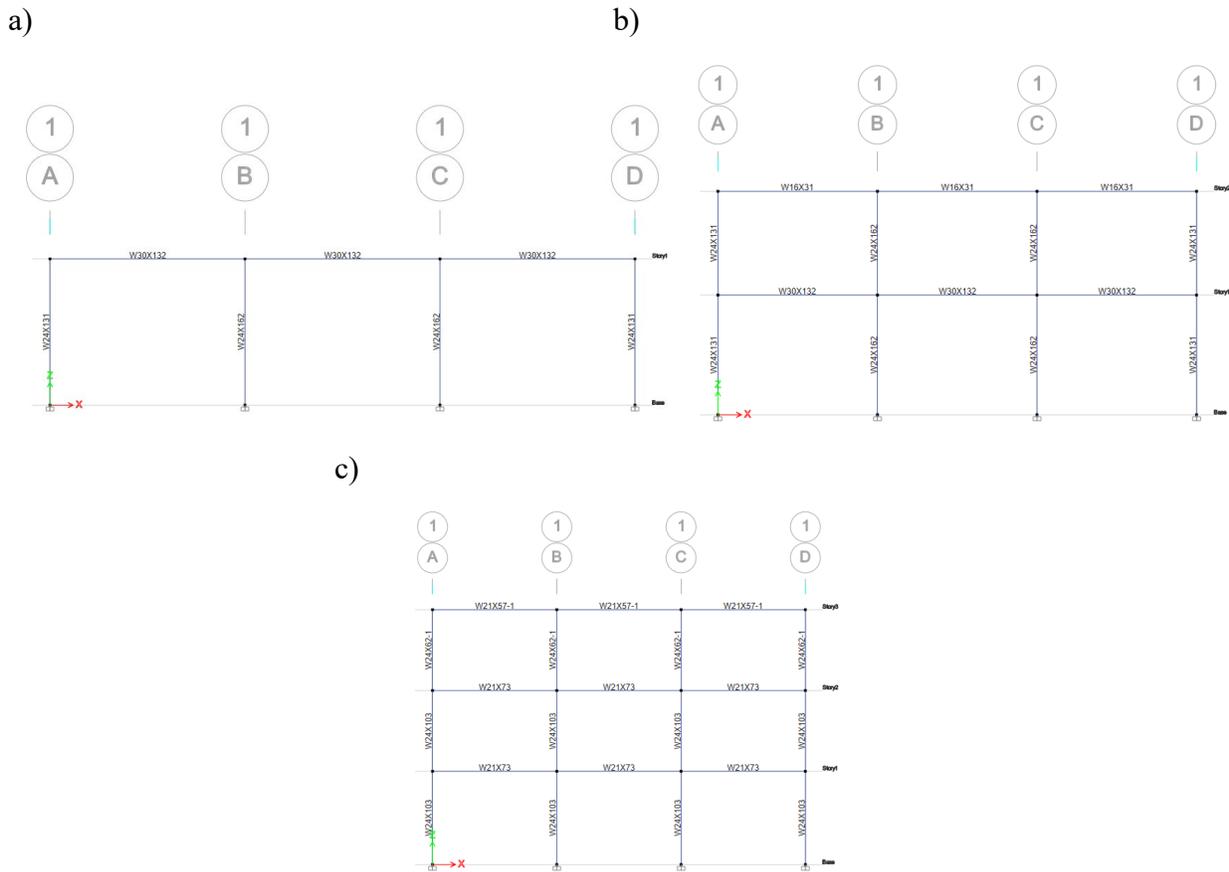
3 Análisis mediante MDOF y SDOF

El análisis mediante sistemas equivalente SDOF deberá recrear el comportamiento de los modelos MDOF que se describirán a continuación. En la

Figura 3-1 literales a) un piso b) dos pisos y c) tres pisos se aprecian los modelos realizados en ETABS que su única finalidad será dar una perspectiva más clara de cómo están armados los pórticos, mismo que no poseen la columna fantasma, de los sistemas estructurales de MDOF,

Figura 3-1

Modelos ilustrativos realizados en ETABS donde se pueden apreciar la configuración estructural.



Fuente: Elaboración propia.

La separación entre columnas es la misma para los tres modelos con una distancia constante de 6 metros. El primer modelo posee una altura total de 4.5 metros, el modelo de dos pisos posee una altura de entre piso de 4.5 metros el primer piso y 4 metros el segundo piso dando una altura total de 8.5 metros, y por último el modelo de tres pisos tiene una altura de entre piso de 4.5, 4 y 4 metros respectivamente, dando una altura total de 12.5 metros.

En base a las propiedades de los material, rigidez, masas, área y la altura total de cada modelo se generan los siguientes periodos descritos en la **Tabla 3-1**. Estos periodos fueron comparados con la ecuación que nos brinda la Norma ecuatoriana de la construcción NEC y el ASCE 7-16 para estimar los periodos.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Ecuación 3-1

(INEN, NEC-SE-DS 002, 2015)

Donde:

T Período de vibracion de la estructura.

C_t Coeficiente el cual depende el tipo de edificación.

h_n Altura máxima de la edificación con n pisos, medida desde la base, en metros.

α Coeficiente estructural dado en tabla.

$$T = C_t h_n^x$$

Ecuación 3-2

(American Society of Civil Engineers, 2017)

Dónde:

T Período de vibracion de la estructura.

C_t Coeficiente el cual depende el tipo de edificación.

h_n Altura máxima de la edificación con n pisos, medida desde la base, en pies.

x Coeficiente estructural dado en la tabla 12.8-2 del ASCE

Estas ecuaciones no brindan el periodo exacto de las estructuras puesto que el único parámetro de ingreso es la altura, en esta ecuación no influye ni la masa ni la rigidez, por lo que todas las estructuras con alturas iguales tendrán periodos iguales.

Como se puede apreciar, las dos ecuaciones son similares lo único que varía son sus coeficientes, mismos que se eligen según el tipo de edificación. Estos coeficientes se pueden encontrar en sus respectivos manuales, en el caso de la ecuación dada por la NEC la tabla con los coeficientes se encuentra en “NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-2-paguina-20” y los coeficientes estructurales para la ecuación del ASCE se la puede encontrar en “ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, paguina 102, tabla 12.8-1”

Dado que las estructuras analizadas en este trabajo son sistemas de pórticos de acero resistentes a momentos, en los cuales sus pórticos resisten el 100% de la fuerza sísmica , los coeficientes

sísmicos para la ecuación de la NEC que se utilizaron fueron: $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.8$, y los coeficientes sísmicos que se utilizaron para la ecuación del ASCE 7-16 son: $C_t = 0.028$ y $x = 0.8$. Estos coeficientes varían puesto que la ecuación de la NEC 2015 está establecida para utilizar alturas totales en metros, mientras que, la ecuación del ASCE 7-16 establece que la altura total del modelo debe encontrarse en pies.

Tabla 3-1

Estimación de periodos fundamentales según la NEC, ASCE 7-16 y el calculado

Número de pisos	Altura total del modelo (in)	Periodo NEC (seg)	Periodo ASCE (seg)	Periodo calculado en opensees (seg)
1	180	0.243	0.244	0.27
2	336	0.40	0.4025	0.428
3	492	0.543	0.546	0.579

Fuente: Elaboración propia

Dados los resultados de los periodos fundamentales de la NEC, ASCE de la estructura calculada en OpenSees, se llegó a la conclusión que la estructura realizada es representativa para su respectivo número de pisos, por lo que, la calibración de los materiales que se estableció en OpenSees son los adecuados.

3.1 Ajuste y calibración del modelo.

El primer paso realizó para que el ajuste y la calibración del modelo fue definir una masa y el comportamiento del material, esto permitió que el periodo del sistema SDOF se aproxime al periodo del sistema MDOF, para que la respuesta dinámica no lineal sea representativa.

Para la obtención de la masa se utilizó la ecuación del periodo del movimiento armónico simple, obteniendo una masa inicial para el sistema de un grado de libertad, modificándola con el objetivo que el periodo fundamental del sistema SDOF sea equivalente al periodo de los sistemas MDOF. En la **Tabla 3-2** se presentará una comparación entre la masa final de los sistemas MDOF y la masa SDOF para ambos tipos de sismos.

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{m}{k}} \rightarrow m = k * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad \text{Ecuación 3-3}$$

Donde:

T es el Periodo.

M es la masa.

k es la rigidez en la parte elástica de la curva back bone del diagrama histérico.

Tabla 3-2

Comparación de masas ente los sistemas MDOF y SDOF

Número de pisos	Masa MDOF total modelo (kilo libra)	Masa SDOF active shallow (kilo libra)	Masa SDOF subducción (kilo libra)
1	2.3246	1.2360	1.6149
2	4.1139	2.5889	2.5635
3	7.1101	1.9820	2.5061

Fuente: Elaboración propia

Para la calibración del material se ocupó un diagrama histérico del sismo más desfavorable de cada tipo de sismos de los modelos de MDOF, para generar una back bone curve del diagrama histérico, obteniendo una curva esfuerzo deformación unitaria para el material que se utilizó en los sistemas SDOF. Para calibrar la back bone curve se encontró el límite de fluencia del material, F_y , según el comportamiento histerético del modelo MDOF, para encontrar el límite crítico, F_c , y el límite último, F_u , se ocupó el criterio estipulado en Shaghayegh *et al*, (2020) el cual dice que F_c tiene que se 1.25 veces F_y y que F_u es 0.8 veces F_y . En la **Tabla 3-3** se presentará la calibración del material para cada modelo.

Tabla 3-3

Calibración de los materiales

Tipo de sismo	Número de pisos	Calibración $F_y D_y ; F_c D_c ; F_u D_u$
Intraplaca	1	467.355433333333 1.058835 ; 542.1323 2.11767 ; 433.70584 9.903613333333
Subducción	1	519.2838148 1.628976923 ; 649.1047688 4.8869307 ; 415.427052 9.903613333
Intraplaca	2	467.355433333333 1.058835 ; 542.1323 2.11767 ; 433.70584 9.903613333333
Subducción	2	500.7379688442 2.1177 ; 580.891159560286 4.24096667 ; 406.599225,7.42771
Intraplaca	3	438.145718 2.11767 ; 508.2490 4.240967666 ; 382.681623412 6.458878260857
Subducción	3	389.46286111 1.24568591 ; 508.24035125 4.240966667 ; 325.27938,6.7524636

Fuente: Elaboración propia

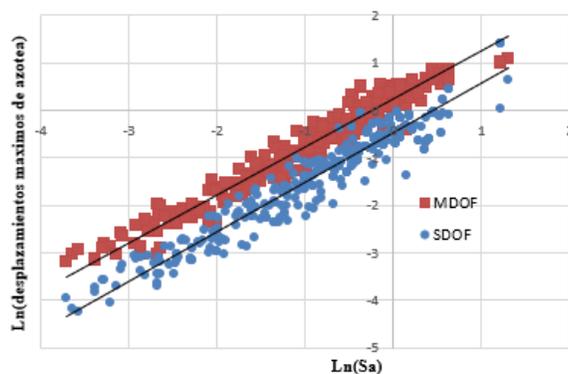
Con la masa y la calibración del material ya establecidas, los resultados que se obtuvieron del análisis dinámico no lineal son representativos y equivalen a los resultados de los sistemas de múltiples grados de libertad, por lo que, la calibración del material está completa.

3.2 Comparación de los resultados.

Se comparó entre los resultados obtenidos a partir de los modelos SDOF y MDOF. Esta comparación se representa mediante una curva que grafica los desplazamientos máximos en la azotea para una pseudo aceleración dada, la cual se consideró con el periodo de cada modelo. Las gráficas se presentan en la **Figura 3-2** para cada tipo de señal sísmica, es decir intraplaca y subducción.

Figura 3-2

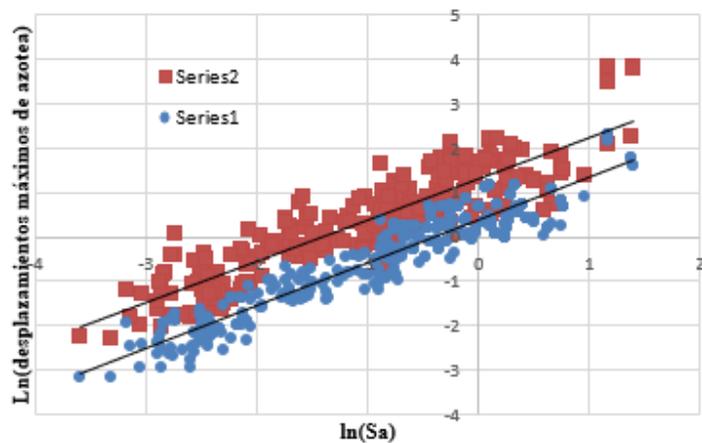
Comparación del desplazamiento máximo de azotea vs pseudo aceleración en 1 piso para señales de Subducción.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-3

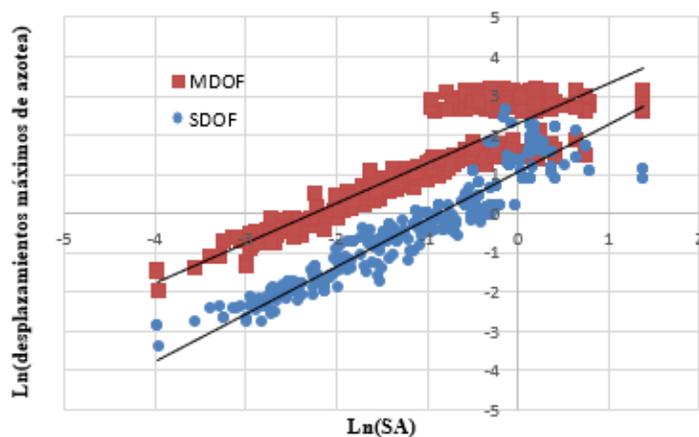
Comparación del desplazamiento máximo de azotea vs pseudo aceleración para 2 pisos correspondiente en sismos de tipo Subducción.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-4

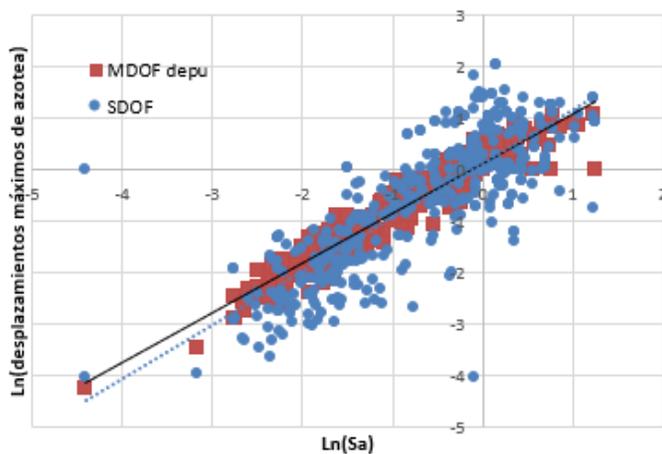
Comparación del desplazamiento máximo de azotea vs pseudo aceleración para 3 pisos correspondiente en sismos de tipo Subducción



Fuente: Elaboración propia

Figura 3-5

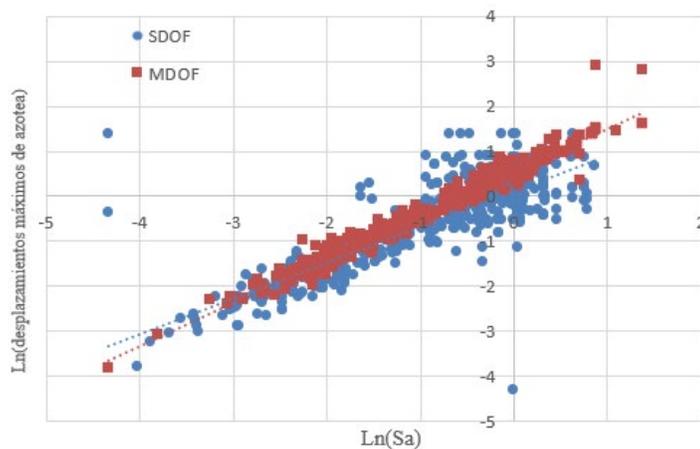
Comparación del desplazamiento máximo de azotea vs pseudo aceleración para 1 piso correspondiente en sismos de tipo Intraplaca.



Fuente: Elaboración propia

Figura 3-6

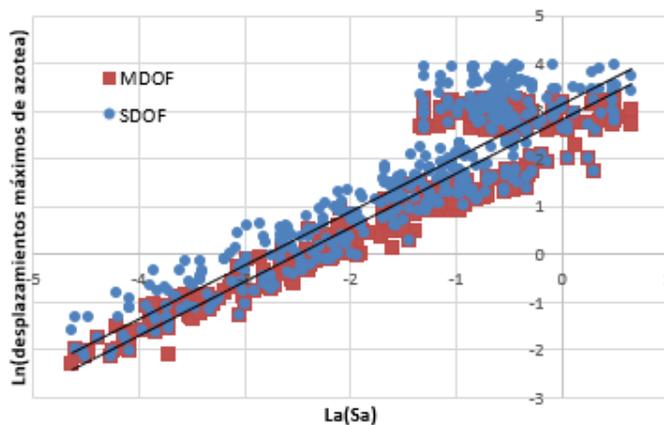
Comparación del desplazamiento máximo de azotea vs pseudo aceleración para 2 pisos correspondiente en sismos de tipo Intraplaca.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3-7

Comparación del desplazamiento máximo de azotea vs pseudo aceleración para 3 pisos correspondiente en sismos de tipo Intraplaca.



Fuente: Elaboración Propia

Las diferencias entre los desplazamientos máximos de azotea entre los modelos de múltiples grados de libertad, MDOF, y los sistemas equivalentes de un solo grado de libertad, SDOF, son bajas, por lo que los resultados obtenidos de los sistemas equivalentes SDOF son equiparables a los obtenidos en los MDOF.

4 Estimación de vulnerabilidad

La vulnerabilidad estructural es una característica de las estructuras expuestas a un fenómeno que se lo considera como amenaza, misma que relaciona de forma cuantitativa la probabilidad que se exceda un nivel de daño en función de la intensidad de la amenaza a la que se expone. Al estimar funciones de vulnerabilidad para diferentes tipologías estructurales, se logra asignar y cuantificar las posibles afecciones producidas a los componentes ante una intensidad dada por un evento natural como un terremoto. Sianko *et al*, (2023) dice que los modelos de vulnerabilidad ayudan a relacionar el costo de las pérdidas con el costo de la reconstrucción y así convertirlas un conjunto de curvas de fragilidad en curvas de vulnerabilidad. Keith Porter (2021) se refiere a métodos para estimar la vulnerabilidad, clasificados en tres enfoques generales: empírico, analítico y opinión de expertos; siendo la función de vulnerabilidad obtenida empíricamente las más utilizadas para la gestión de riesgo, por lo que se derivan de observaciones del rendimiento real de activos expuestos a sismos que han ocurrido, sin embargo, un análisis cuantitativo permitirá tener mejor control y entender a profundidad el comportamiento estructural. La función de vulnerabilidad se define como una distribución probabilística de daño, en función de una intensidad durante un evento que amenace la integridad física de la estructura, por lo que su refinación e investigación debe ser continua.

La constante existencia de catástrofes derivadas de eventos naturales como los terremotos, ha iniciado formulaciones de metodologías o modelos de estimación de pérdidas de daños por eventos sísmicos en zonas urbanas, que estiman el impacto económico de futuros eventos. El contexto principal se enfocó en presentar la aplicación de una metodología para la valoración de la vulnerabilidad de edificaciones orientado a cuantificar el nivel de daño esperado en tipologías constructivas específicas con el uso de SDOF.

4.1 Descripción de la metodología.

La metodología propuesta por Baker, (2015) describe procedimientos estadísticos para estimar parámetros de funciones de fragilidad utilizando resultados de análisis estructural dinámico no lineal, estimando de esta manera las funciones de fragilidad. Al llevar a cabo la creación de las funciones de vulnerabilidad necesarias y relacionarlas con la respuesta estructural, es necesario realizar modelos de análisis no lineales de la estructura. Mediante la función de fragilidad se especificó la probabilidad de colapso total o parcial estructural definidos mediante estados límites

de daño, que separarán los diferentes umbrales a analizar; mismos que están en función de la intensidad sísmica del suelo. Las curvas de fragilidad estipulan cuánto vale la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño como función de cierto parámetro de demanda IM (Ramos, 2018).

Para los diferentes estados de daños que podrían existir, la curva de fragilidad describe la probabilidad que se alcance un umbral que represente o exceda un estado de daño en específico, dado que se haya expuesto a una intensidad o demanda. Al analizar mediante estados discretos de daño, se podrá calcular la probabilidad exacta de un nivel de afección específica, por lo que se toma como hipótesis que la probabilidad de alcanzar un estado de daño nulo, dado que cualquiera se someta a un valor de intensidad sería igual a 1. Del mismo modo se considera que la probabilidad de exceder el estado límite de daño para colapso será nula (Ordaz *et al*, 2023). De esta manera se podrá construir una matriz de probabilidad de daño que describirá la probabilidad exacta que la estructura alcance un estado de daño dado.

La metodología aplicada para realizar las curvas de fragilidad se basó en el cloud analysis; proceso que invoca gráficamente la idea del diagrama de dispersión de pares de datos relacionando las variables de desempeño estructural y el IM para un registro de movimiento del suelo dado, comúnmente mostrados en un espacio logarítmico (Ramos Gómez, 2018). La metodología describe el procedimiento que define la estimación del riesgo como una probabilidad que una estructura exceda su capacidad correspondiente a su estado límite de daño en función de una demanda media anual. Se generó una curva de recurrencia sísmica o peligro; para alcanzar una función de fragilidad.

La metodología que seguir para obtener las funciones de vulnerabilidad se divide en 5 pasos

1. Selección de las tipologías representativas para modelos de vivienda en función del número de pisos en la ciudad de Cuenca (Modelo Estructural).
2. Realización de análisis dinámicos no lineales para cada modelo representativo, sometido a sismos suficientes y eficientes que sean característicos de la amenaza en Cuenca.
3. Calibración de los osciladores SDOF en función de cada respuesta dinámica no lineal de los modelos completos representativos
4. Creación de modelos de fragilidad mediante metodología de Cloud Analysis

5. Realización y análisis curvas de vulnerabilidad en función de los modelos de fragilidad.

4.2 Definición de estados de daño.

Basado en la clasificación realizado por el FEMA 178, nos brinda una lista de 36 tipologías estructurales diferenciadas, por lo que la **Tabla 4-1** nos indica los tipos de estructuras en las que será enfocado el estudio.

Tabla 4-1

Caracterización de pórticos resistentes a momentos según el número de piso

Tipo	Descripción	Altura			
		Rango		Típicos	
		Riesgo	Pisos	Pisos	Metros
S1L	Pórticos Resistentes a	Bajo	1 - 3	2	4
S1M	Momento	Medio	4 - 7	5	18

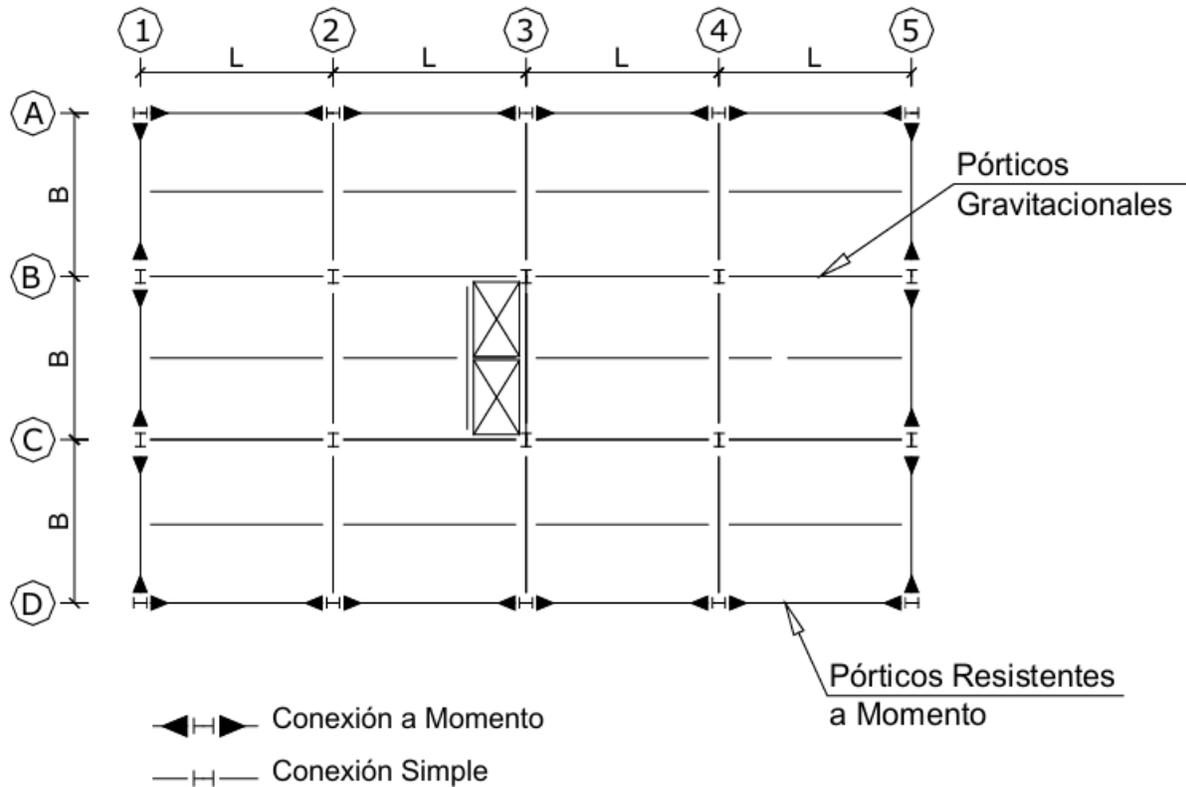
Fuente: Manual Técnico de Hazus

Las estructuras de acero en la ciudad de Cuenca son relativamente nuevas, describiendo que únicamente el 2.13% fueron construidas previas a un código de construcción, por lo que una porción mayor al 97% de edificaciones con estructura metálica se considera que fueron diseñadas y construidas mediante especificaciones para resistir cargas laterales sísmicas, variando entre 1 y 6 pisos de altura, clasificadas como riesgo bajo y medio.

Los edificios construidos mediante acero estructural en el Ecuador; como menciona la NEC 2015, eran diseñados y construidas de forma redundante, ya que todos los pórticos formaban parte del sistema resistente a cargas sísmicas; es decir, todas las uniones entre vigas y columnas eran resistentes a momento. La práctica común de realizar este tipo de pórticos resistentes a momento ha causado un alto costo en las construcciones por lo que se busca que el SRSS se ubique en zonas perimetrales principales y el resto de los pórticos sean únicamente gravitacionales como se muestra a continuación.

Figura 4-1

Configuración en planta de una edificación construida mediante pórticos de acero, propuesta por la NEC 2015.



Fuente: (Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), 2015) NEC

El sistema estructural que describe este tipo de construcciones en acero, mencionado en el manual técnico de HAZUS; son los pórticos de acero resistentes a momento (s1), donde sus edificaciones poseen pórticos conformados por columnas y vigas de acero, mismos que dependiendo del caso, poseen desde una resistencia pequeña a momento, hasta pórticos que desarrollan altas resistencias ante cargas laterales. Comúnmente, estas edificaciones están compuestas por muros no estructurales de mampostería y sus diafragmas transfieren las cargas laterales a los pórticos resistentes a momentos. El sistema descrito es el que se tomará como equivalente a los sistemas usados en la ciudad de Cuenca.

Para determinar los umbrales de daño a los que las estructuras podrían llegar, serán descritos por la metodología entregada por el manual técnico de Hazus – MH 2.1; misma que establece la probabilidad de que la estructura alcance un daño ligero, moderado, extenso y completo, relacionando una intensidad sísmica con una respuesta estructural; en este caso las derivas de piso

o azotea. La capacidad de la estructura de alcanzar cierto estado de daño varía en función del código o normativa de construcción a emplearse, determinando su nivel de diseño sísmico, por lo que HAZUS describe cuatro tipos de códigos con los que las edificaciones se basaron para su construcción: high – code, moderate – code, less – code y en el caso de que el diseño no sea sísmico se referiría como pre – code. Como la mayoría de las edificaciones de acero en Cuenca se construyeron con una normativa que tomaba en cuenta los efectos de las cargas sísmicas, se considerará código moderado, separando la porción del 2.13% de estructuras que también se tomarán en cuenta en análisis con pre - code

Los estados de daño enfocados en daño estructural; para estimar las víctimas, el estado completo de daño considera que la fracción total del área de piso de cada edificación probablemente colapsará. Los diferentes estados de daño o fracciones de colapso se basan en juicio, datos del material y características de la construcción de los diferentes tipos de edificios modelados en este caso con los sistemas equivalentes. Los umbrales en daños estructurales no siempre se reflejan de forma evidente ya que algunos elementos estructurales son inaccesibles, por lo tanto, en ciertos casos se describen haciendo referencia a efectos en elementos no estructurales indicativos. El producto de la estimación de daños que describe el método, es decir la predicción de daños para un modelo estructural dado una intensidad sísmica. Estos resultados permitirían estimar víctimas debido a daños estructurales y pérdidas monetarias enfocadas en costos de reparación o reemplazo de componentes dañados. La predicción de daño en construcciones será aplicada para estudiar los patrones de daños esperados en una región determinada, para diferentes terremotos; identificando los tipos de edificios más vulnerables o las áreas esperadas que tendrán los edificios más dañados. En el caso de los pórticos de acero resistentes a momentos; los estados de daño estructurales se describen de la siguiente manera:

- a) Ligero: Señala daños menores en conexiones o pequeñas grietas en soldaduras.
- b) Moderado: Donde algunos miembros muestran rotaciones permanentes en conexiones, en casos grietas importante a través de las soldaduras o pernos rotos y agujeros agrandados,
- c) Extenso: Exponiendo la mayor parte de los miembros de acero excedieron su capacidad de cedencia, dando como resultado deformaciones laterales permanentes significativas, donde algunos de los miembros o conexiones pueden haber excedido su capacidad última, exhibiendo rotaciones permanentes importantes, bridas abolladas y conexiones fallidas, donde es posible un colapso parcial de partes de la estructura debido a los daños.

- d) Completo: Una parte significativa de elementos ha excedido su capacidad ultima o algunos elementos y conexiones han fallado, resultando en peligrosos desplazamientos laterales permanentes, colapsos totales o parciales de la estructura.

Los umbrales de daño estarán definidos en función de la deriva de pisos y la intensidad sísmica a la que se la somete, los cuales se apreciarán en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2

Structural Fragility Curve Parameters – Moderate-Code Seismic Design Level

Building Properties			Interstory Drift at Threshold				Spectral Displacement (inches)							
Type	height (inches)		of Damage State				Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
S1L	288	216	0.0060	0.0104	0.0235	0.0600	1.30	0.80	2.24	0.75	5.08	0.74	12.96	0.88
S1M	720	540	0.0040	0.0069	0.0157	0.0400	2.16	0.65	3.74	0.68	8.46	0.69	21.6	0.87

Fuente: Elaboración propia

Los estados detallados para pórticos de acero resistentes a momentos descritos por la tabla que representa los parámetros para fragilidad de moderate - code varían en función del riesgo a que presente la exposición, especificando una media para cada estado de daño: ligero; descrito por derivas entre 0.006 – 0.004 y una media desplazamiento espectral entre 1.30 – 2.16 pulgadas, moderado; representado por derivas de 0.0104 – 0.0069 y un desplazamiento espectral variado entre 2.24 – 3.74 pulgadas, extenso; con derivas de 0.0235 – 0.0157 y un desplazamiento entre 5.08 – 8.46 pulgadas y completo; entre 0.06 – 0.04 de deriva y desplazamiento espectral 12.96 – 21.60 pulgadas (Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2003), valores relacionadas a estructuras de acero de tipo s1 de bajo y mediano riesgo respectivamente, mismas que se las analizó en función que su diseño y construcción fue basado en un código de sismo moderado.

De manera similar en el caso que las estructuras estén construidas en una etapa previa a la creación de una normativa sismo resistente, ese decir las edificaciones fueron realizadas previo a la implementación del código de construcción de 2001, se tomarán en cuenta los umbrales de deriva y desplazamiento para el Low - Code design level; detalladas en la Tabla 4-3.

Tabla 4-3**Structural Fragility Curve Parameters – Low-Code Seismic Design Level**

Building Properties			Interstory Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (inches)							
Type	height (inches)						Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
S1L	288	216	0.0048	0.0076	0.0162	0.0400	1.30	0.77	2.07	0.78	4.38	0.78	10.80	0.96
S1M	720	540	0.0032	0.0069	0.0157	0.0400	2.16	0.68	3.44	0.78	7.30	0.85	18.00	0.98

Fuente: Elaboración propia

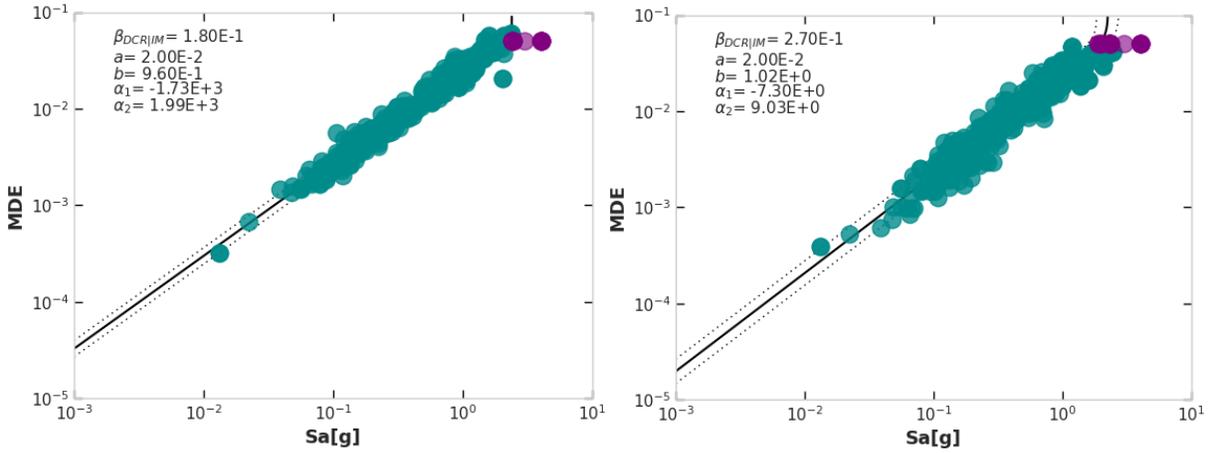
4.3 Funciones de fragilidad.

Las funciones de fragilidad que fueron realizadas se basaron en la metodología propuesta por el Cloud Analysis, método que visualiza la relación entre las variables de desempeño estructural y la intensidad sísmica mediante un diagrama de dispersión de datos, generalmente representado en un espacio logarítmico; para un conjunto de registros de movimiento del suelo determinado. La fragilidad estructural obtenida mediante el Cloud Analysis, puede ser definida como la probabilidad que la demanda crítica en función de la capacidad para el estado límite. Se partirá mediante análisis dinámicos no lineales con el objetivo de obtener la respuesta máxima estructural de interés, demanda que se la relacionará con la intensidad sísmica donde se aplicará una regresión lineal múltiple en un espacio logarítmico. A partir de un vector de diferentes intensidades, asumiendo que los valores asociados al vector de respuesta estructural sean conocidos. La desviación estándar obtenida de la regresión lineal de la nube de puntos de respuesta de los análisis dinámicos no lineales nos permitió obtener la medida de eficiencia a utilizar en el modelo de fragilidad. Mollaioli *et al.* (2013) nos indica que las desviaciones estándar que rondan entre 0.2 – 0.3 describen intensidades de eficiencia adecuadas, mientras las que están en un rango de 0.3 – 0.4 se las consideran aceptable; relacionando adecuadamente la medida de intensidad con el daño probable.

A continuación, se presentarán las gráficas de nubes de puntos que representan la respuesta máxima de las estructuras analizada en función de las aceleraciones espectrales obtenidas de los sismos de tipo intraplaca.

Figura 4-2

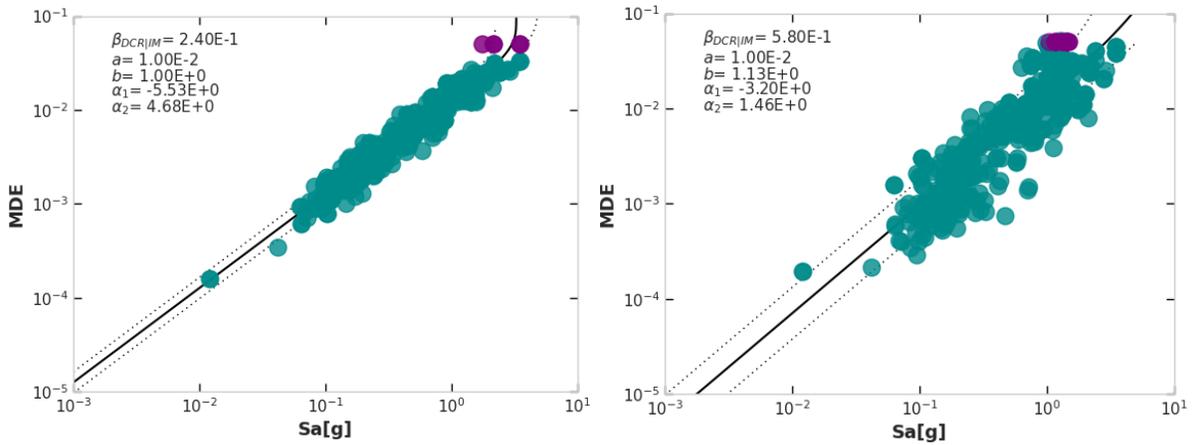
Nube de puntos perteneciente a estructuras de un piso sometidas a sismos intraplaca perteneciente a low – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-3

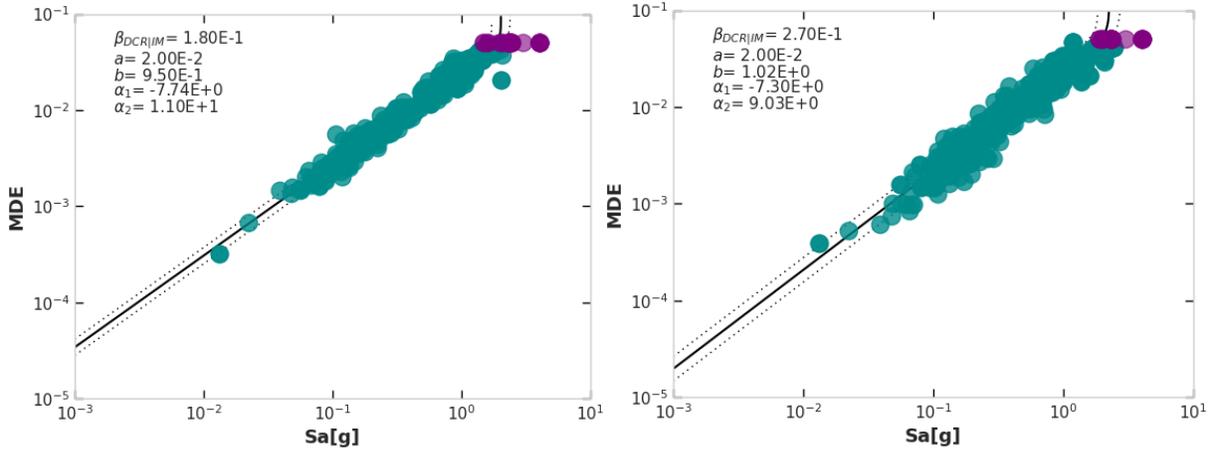
Nube de puntos perteneciente a estructuras de un piso sometidas a sismos intraplaca perteneciente moderate – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-4

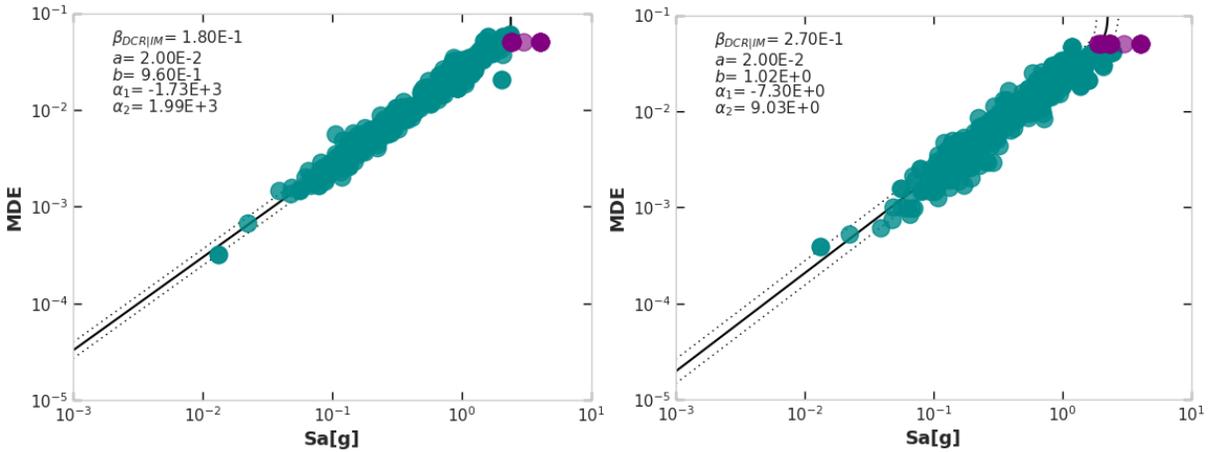
Nube de puntos perteneciente a estructuras de dos pisos sometidas a sismos intraplaca perteneciente a low – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-5

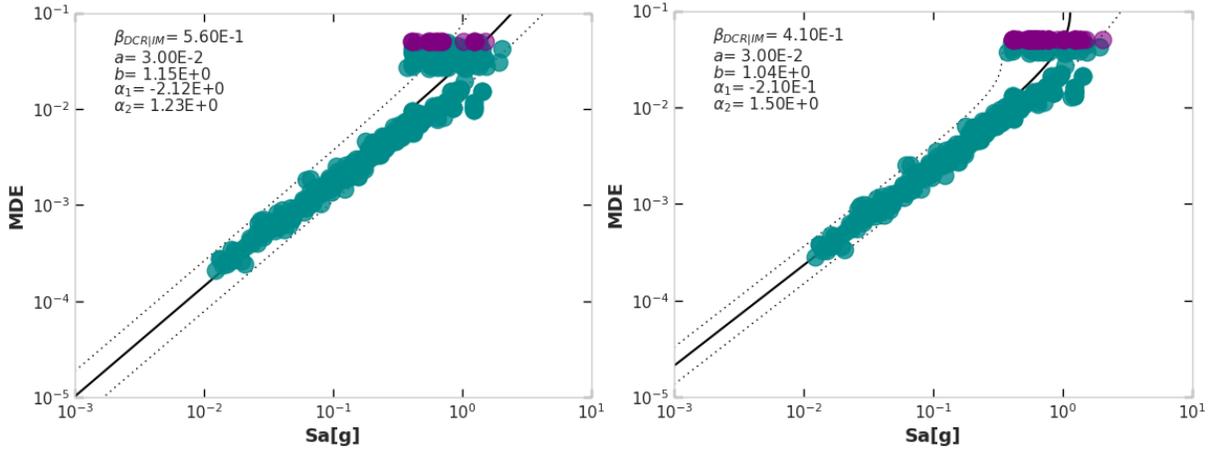
Nube de puntos perteneciente a estructuras de dos pisos sometidas a sismos intraplaca perteneciente a moderate – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-6

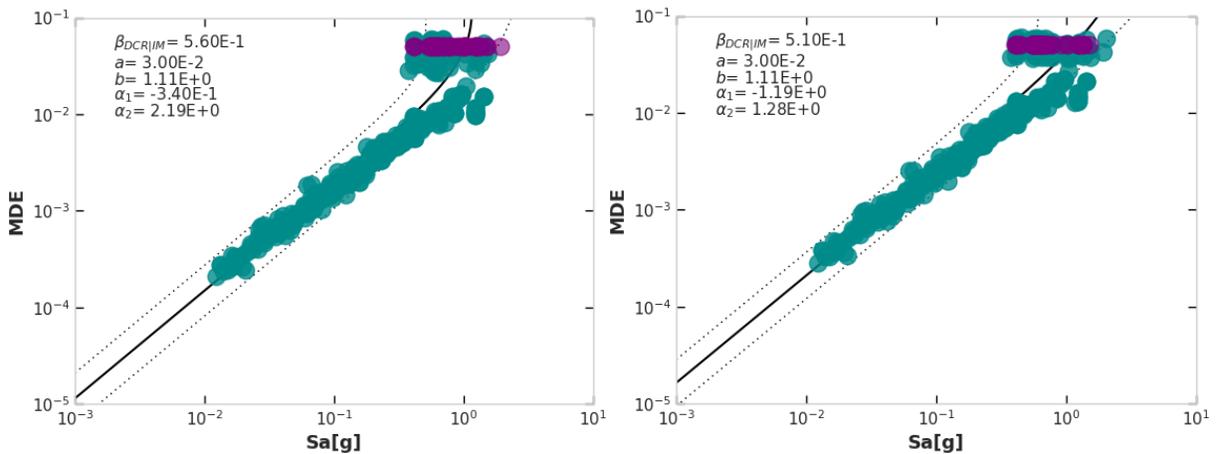
Nube de puntos perteneciente a estructuras de tres pisos sometidas a sismos intraplaca perteneciente a low – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-7

Nube de puntos perteneciente a estructuras de tres pisos sometidas a sismos intraplaca perteneciente a moderate – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.

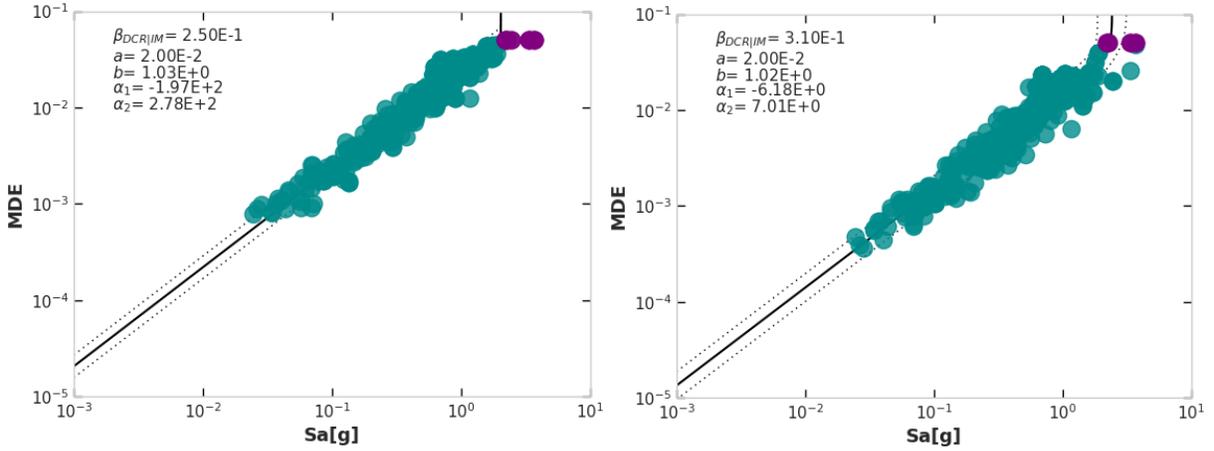


Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, se presentarán las nubes de puntos pertenecientes a osciladores expuestos a sismos de subducción, logrando exponer diferencias entre los resultados obtenidos mediante los MDOFs contra los SDOFs

Figura 4-8

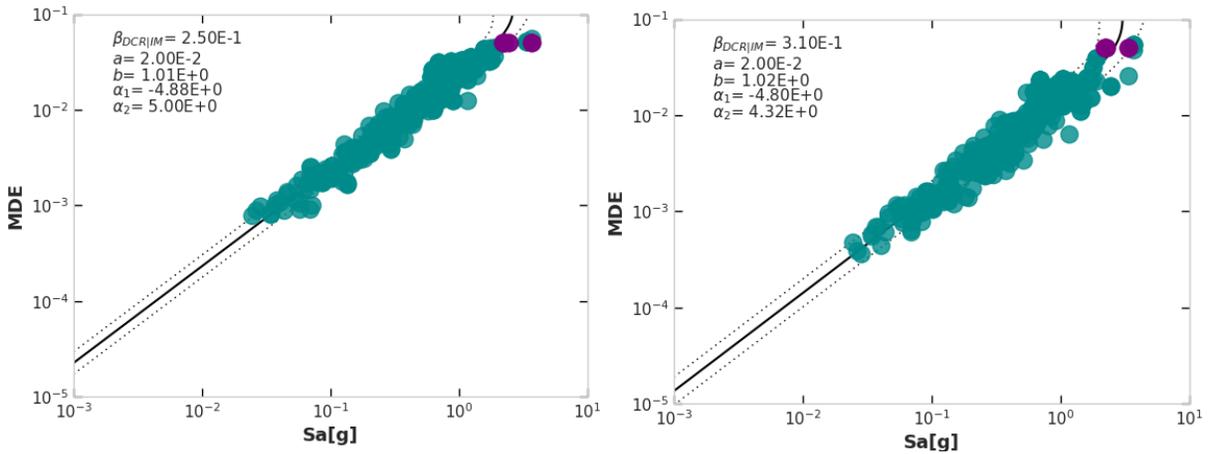
Nube de puntos perteneciente a estructuras de un piso sometida a sismos de subducción perteneciente a low – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-9

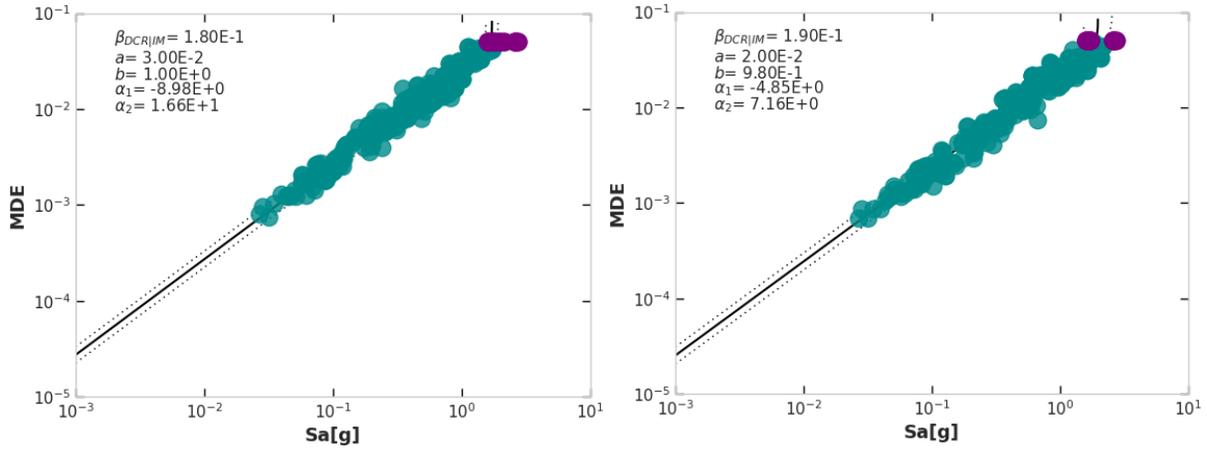
Nube de puntos perteneciente a estructuras de un piso sometida a sismos de subducción perteneciente a moderate – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-10

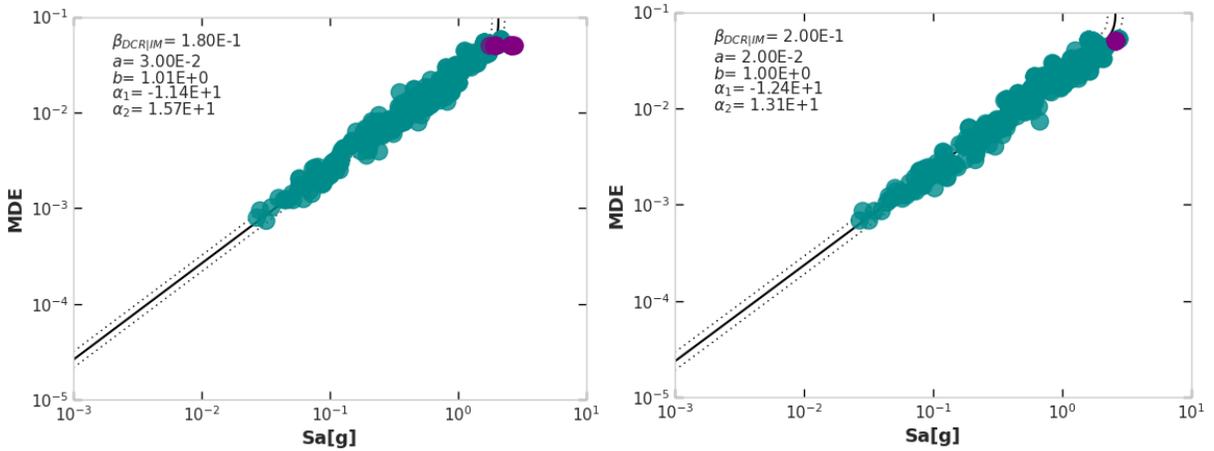
Nube de puntos perteneciente a estructuras de dos pisos sometida a sismos de subducción perteneciente a low – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-11

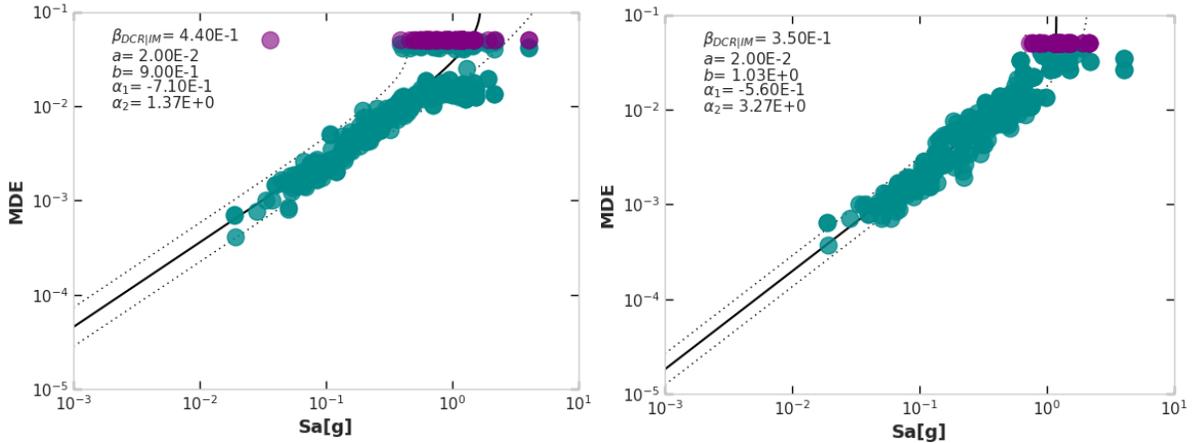
Nube de puntos perteneciente a estructuras de dos pisos sometida a sismos de subducción perteneciente a moderate – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-12

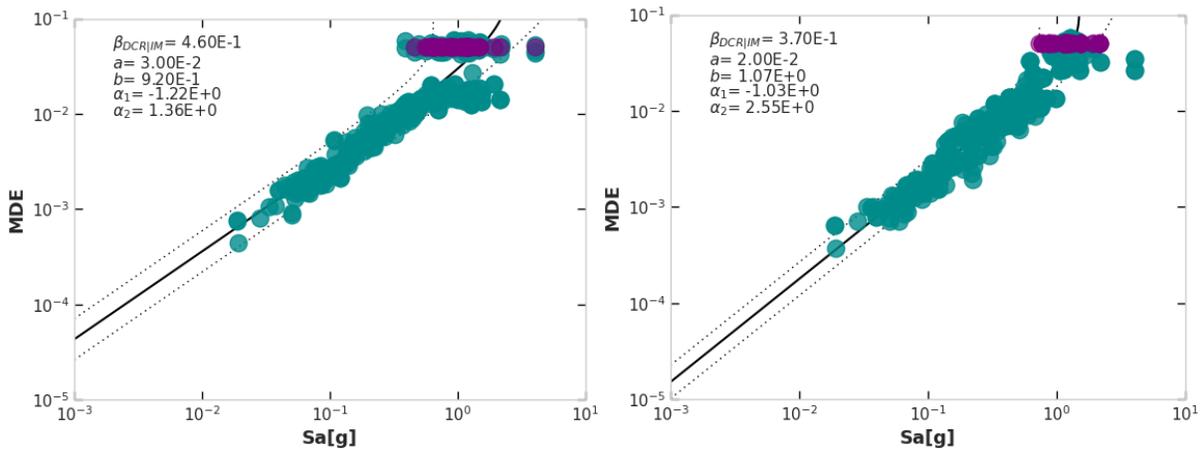
Nube de puntos perteneciente a estructuras de tres pisos sometida a sismos de subducción perteneciente a low – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración propia

Figura 4-13

Nube de puntos perteneciente a estructuras de tres pisos sometida a sismos de subducción perteneciente a moderate – code, a la izquierda resultados del MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración propia

La representación gráfica mediante nubes de puntos ofrece una perspectiva visual de la relación entre las aceleraciones espectrales de sismos tanto intraplaca, como de subducción, con sus correspondientes respuestas máximas estructurales. Esta representación es útil para el análisis de estructuras, permitiendo identificar tendencias y niveles de dispersión según las propiedades

sísmicas y estructurales. En un modelo de múltiples grados de libertad (MDOF), la relación entre la aceleración espectral y la respuesta estructural puede ser bastante clara, dado que captura de forma eficiente las propiedades dinámicas de la estructura. Sin embargo, cuando se trata de modelos de un grado de libertad (SDOF), la dispersión de los datos incrementa. Este aumento en la dispersión se puede atribuir a la mayor complejidad inherente a las estructuras con más niveles. A medida que se añaden más pisos a una estructura, aumentan las fuentes de incertidumbre. Estas fuentes incluyen la variabilidad en las propiedades de los materiales, la dinámica de interacción entre niveles, las condiciones de frontera, las conexiones estructurales, entre otros. En consecuencia, la nube de puntos para estructuras SDOF tiende a mostrar una dispersión mayor, lo que implica que hay más variabilidad en la respuesta estructural para un mismo nivel de aceleración espectral.

Además, esta dispersión puede reflejar limitaciones en la capacidad de los modelos SDOF para capturar con precisión el comportamiento de estructuras más complejas. Mientras que el modelo SDOF es útil para entender la dinámica fundamental, es posible que no refleje todas las interacciones y modos de vibración que ocurren en estructuras MDOF, por esta razón, la interpretación de las nubes de puntos en análisis sísmico debe realizarse con cautela, reconociendo que la dispersión puede ser indicativa de las limitaciones de los modelos simplificados y de la necesidad de incorporar más detalles en los modelos para capturar el comportamiento estructural real.

En el caso de la medida de suficiencia en la intensidad, se condiciona si únicamente las señales provocarían que la distribución de probabilidad encargada de relacionar las demandas con las intensidades sísmicas sea independiente de otras características del sismo, por lo que la distribución de probabilidad de la demanda, dada que su probabilidad en función de la medida de intensidad de interés será independiente de la aceleración del sismo, descartará que un IM posea información que describa la forma de onda del movimiento del suelo para la predicción de la demanda. La condición al ser cerrada se considera improbable que un valor de intensidad lo cumpla, por lo que se trata la suficiencia como un parámetro relativo entre IMs midiendo mediante entropía relativa la cantidad de información perdida promedio sobre la demanda al optar la medida de intensidad IM sobre la onda del movimiento del suelo a_g , del mismo modo se analizaran las diferencias de suficiencias relativas entre intensidades diferentes. Al conocer las a_g simplifico el proceso mediante simulación de Monte Carlo, adoptando un modelo estocástico de movimientos

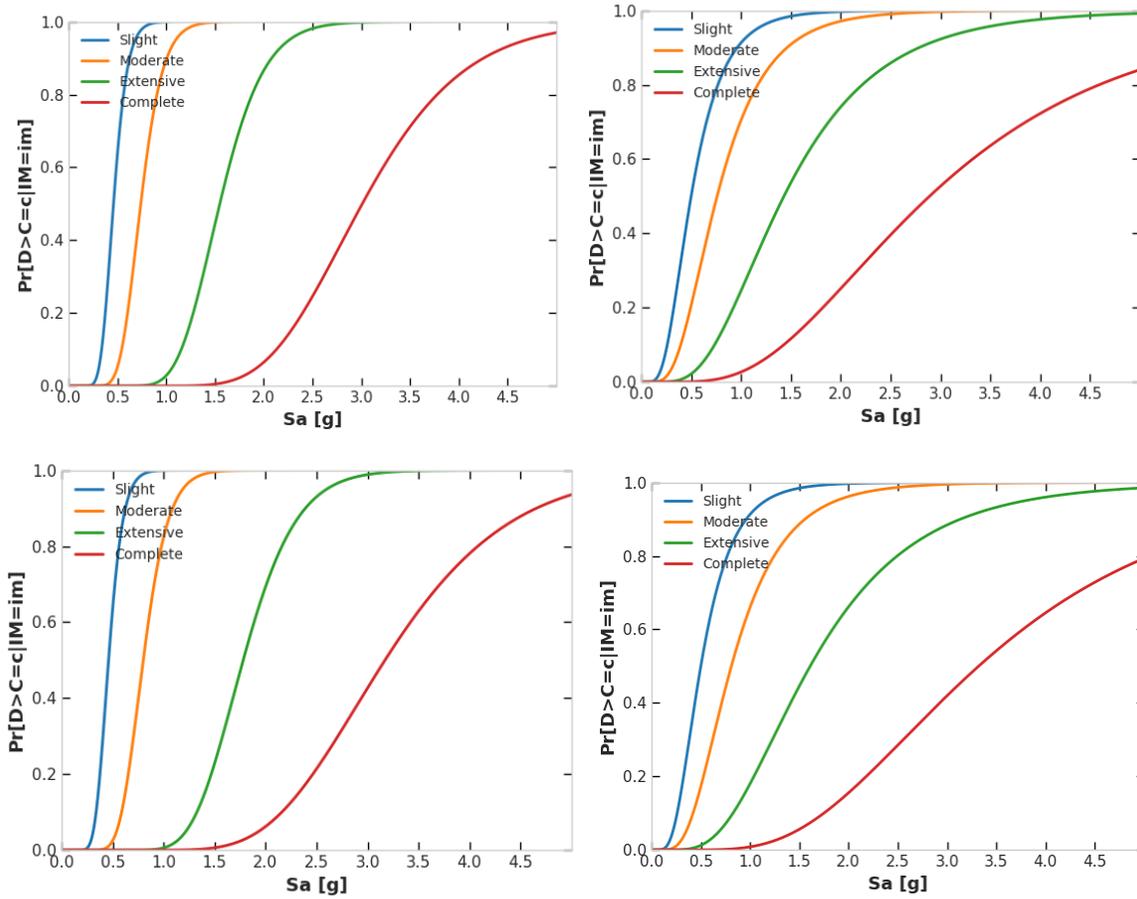
del suelo, en conjunto con la desagregación de la amenaza sísmica, argumentando que la medida de suficiencia relativa se calculará de forma aproximada al reemplazar el valor esperado con el promedio del conjunto de registros reales del movimiento. Mediante el modelo estadístico descrito se podrá segregar las intensidades que proveerán más información sobre la demanda, por último, para aumentar la certeza sobre la precisión entre IMs alternativos, es necesario incluir modelos estocásticos, donde la medida de suficiencia relativa, considerando incertidumbres asociadas a los IMs será descrita con la siguiente ecuación

$$I(D|IM2|IM1) = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n \log_2 \frac{\frac{1}{yB_{D|IM2}} \phi\left(\frac{\ln y - \ln \eta_{D|IM2}}{B_{D|IM2}}\right)}{\frac{1}{yB_{D|IM2}} \phi\left(\frac{\ln y - \ln \eta_{D|IM2}}{B_{D|IM2}}\right)} \quad \text{Ecuación 4-1}$$

Las curvas de fragilidad descritas resultarán de encontrar la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño en función de la demanda, es decir, según los estados de daño definidos en relacionados con los umbrales propuestos por el Manual Técnico de Hazus. A continuación, se mostrarán los resultados obtenidos de osciladores de múltiples grados de libertad sometidos a sismos de posible amenaza hacia Cuenca. Se muestra una nube de puntos que relaciona la intensidad sísmica con la respuesta máxima que proporciona cada sismo a la estructura representada, junto a las curvas de fragilidad describiendo la probabilidad que se alcance o exceda un estado de daño descrito en función de la aceleración espectral. Se toma como suposición que aquellas estructuras cuya construcción fue realizada antes del 2001, se las analiza bajo los parámetros del low – code, mientras que, aquellas cuya construcción fue posterior, se evaluarán con los criterios del moderate – code.

Figura 4-12

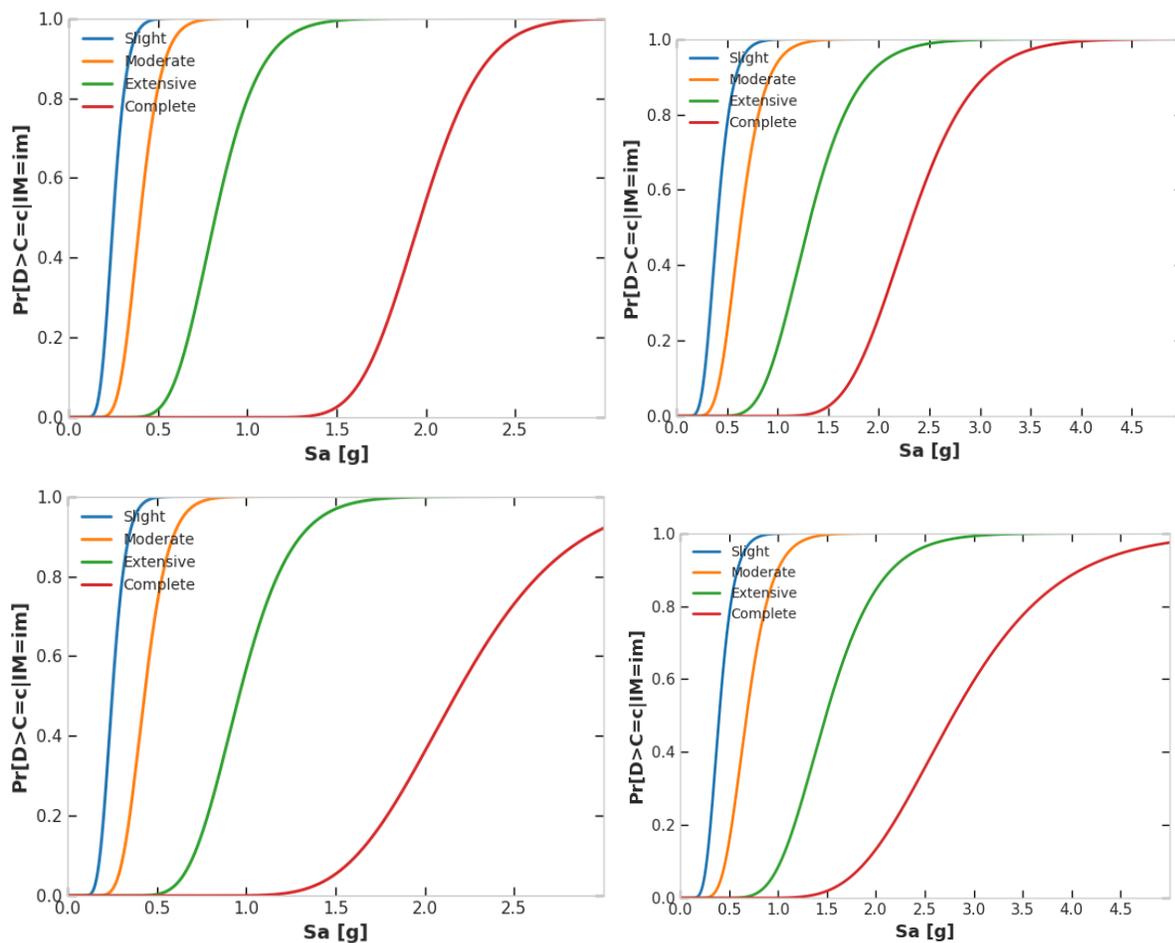
Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de un piso, según los umbrales de low y moderate code, en posición superior e inferior respectivamente para sismos de tipo intraplaca. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 4-13

Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de un piso, según los umbrales de low y moderate code, en posición superior e inferior respectivamente para sismos de tipo subducción. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración Propia.

Los resultados obtenidos para edificaciones de una planta, en relación con los umbrales de daño establecidos en códigos de construcción de baja y moderada rigurosidad, muestran patrones similares en los niveles de daño leve y moderado. El análisis revela que, sismos con magnitudes cercanas a 0,25 [g], correspondientes al valor característico del Pico de Aceleración en el Terreno (PGA) en Cuenca, se espera que el daño para estructuras de un piso, bajo códigos de baja y de moderada rigurosidad, sea casi nulo.

Por otro lado, si las aceleraciones alcanzan valores cercanos a 1 [g], la probabilidad de que las edificaciones sufran daño moderado es significativamente alta, indicando un alto riesgo de superar

este umbral de daño. Aceleraciones mayores, en torno a 1.5 [g], incrementan notablemente la probabilidad de daño extensivo, con una incidencia estimada del 20% para estructuras bajo códigos de baja rigurosidad y del 35% para aquellas bajo códigos de rigurosidad moderada.

Las aceleraciones comprendidas entre 2.5 [g] y 3 [g] casi garantizan que el daño extensivo ocurra. Finalmente, para que la probabilidad de que se exceda el umbral de daño completo, el colapso total de la estructura sea superior al 60%, se requieren aceleraciones superiores a 3.5 [g]. Estos resultados orientan sobre el comportamiento estructural de edificaciones de una planta bajo códigos de construcción y valores de aceleración sísmica, proporcionando información crítica para el diseño sísmico y pautas para implementar un análisis de vulnerabilidad.

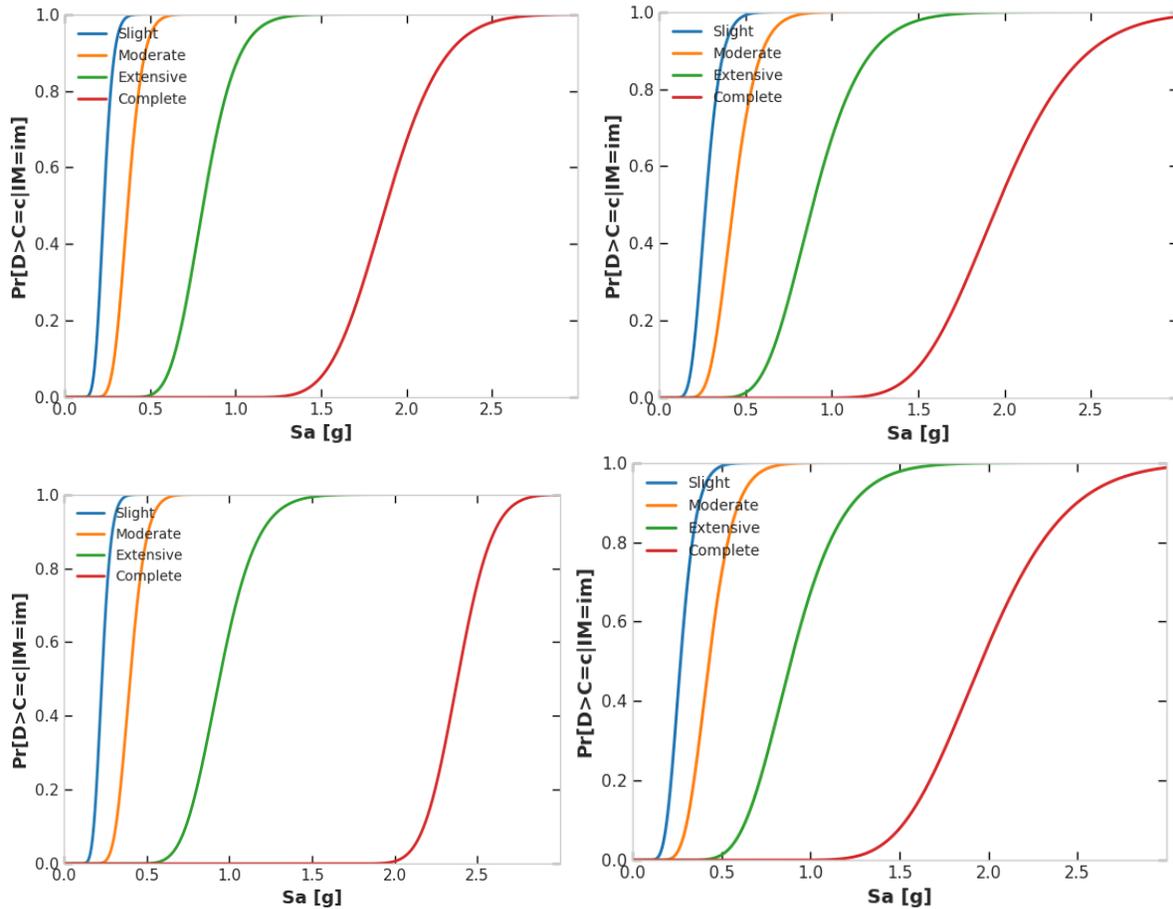
Dado que la mayoría de las construcciones en acero destinadas a vivienda en la ciudad de Cuenca son de planta baja, representando casi el 80% del total de edificaciones, los diagramas de fragilidad para estas estructuras son especialmente significativos. Esta prevalencia de edificaciones de un solo piso implica una ventaja al analizar fragilidad, vulnerabilidad y riesgo, ya que la modelización con osciladores de un grado de libertad (SDOF) es sencilla y permite describir eficazmente el comportamiento estructural ante diferentes niveles de sollicitaciones sísmicas.

La simplicidad de estas estructuras facilita la comprensión de su respuesta a eventos sísmicos, permitiendo una mayor precisión en las estimaciones de probabilidad de daño y, por consiguiente, en las estrategias de mitigación de riesgos. Al ser más sencillo representar el comportamiento estructural de edificaciones de planta baja mediante modelos SDOF, los análisis pueden ser realizados con mayor eficiencia, proporcionando resultados confiables para la planificación urbana y la toma de decisiones en el diseño sísmico. Esta ventaja también ayuda a establecer medidas de seguridad más eficaces para proteger a las edificaciones y a sus ocupantes ante posibles eventos sísmicos.

Figura 4-14

Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de dos pisos, según los umbrales de low y moderate code, en posición superior e inferior respectivamente para sismos de tipo intraplaca.

Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF



Fuente: Elaboración Propia.

En el caso de una estructura de dos pisos sometida a movimientos tectónicos de tipo intraplaca, los resultados de fragilidad muestran tendencias similares, con ligeras variaciones en los estados de daño extensivo y completo para aceleraciones superiores a 4 [g]. Con aceleraciones cercanas a 0.25 [g], que corresponden al Pico de Aceleración en el Terreno (PGA) típico de la región, el daño estructural es prácticamente nulo. Sin embargo, para aceleraciones entre 1 y 1.5 [g], las probabilidades de ligeros daños estructurales aumentan considerablemente.

En cuanto a los estados de daño moderado y extensivo, la separación de las curvas es reducida, especialmente en estructuras con códigos de construcción de moderada rigurosidad, lo que indica un mayor riesgo de daño estructural severo. Aceleraciones superiores a 3 [g] prácticamente

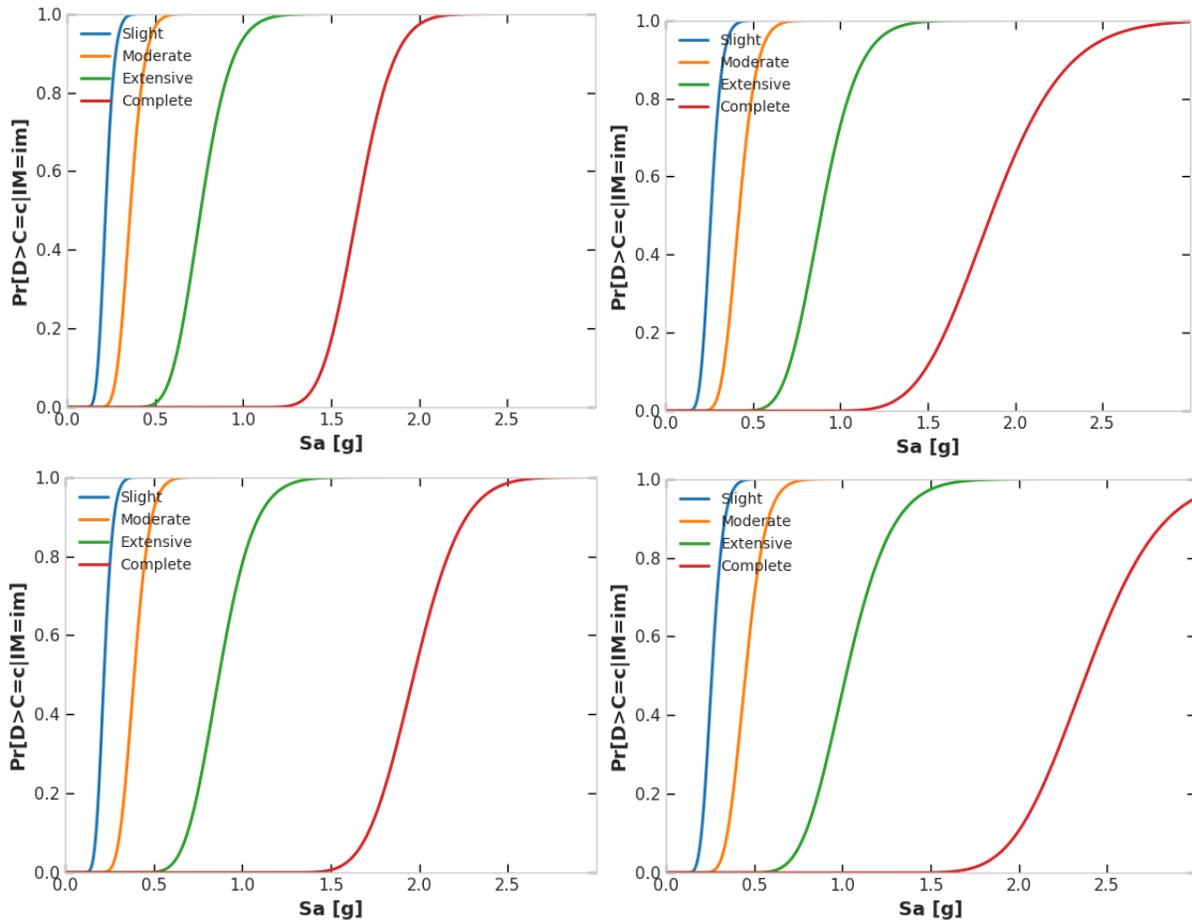
garantizan que el estado de daño moderado será superado, mientras que la diferencia entre las probabilidades de superar los estados extensivo y completo es mínima, lo que sugiere una mayor incertidumbre en la respuesta estructural bajo estos niveles de aceleración espectral.

Estos resultados indican que las estructuras de dos pisos pueden tener un comportamiento estructural variable bajo movimientos tectónicos de tipo intrapalca, especialmente en el rango de aceleraciones superiores a 3 [g], donde las probabilidades de daño extensivo o completo son significativas. La incertidumbre en la respuesta estructural bajo estos escenarios resalta la importancia de considerar análisis de fragilidad y enfoques probabilistas para el diseño sísmico.

Figura 4-15

Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de dos pisos, según los umbrales de low y moderate code, en posición superior e inferior respectivamente para sismos de tipo subducción.

Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF



Fuente: Elaboración Propia.

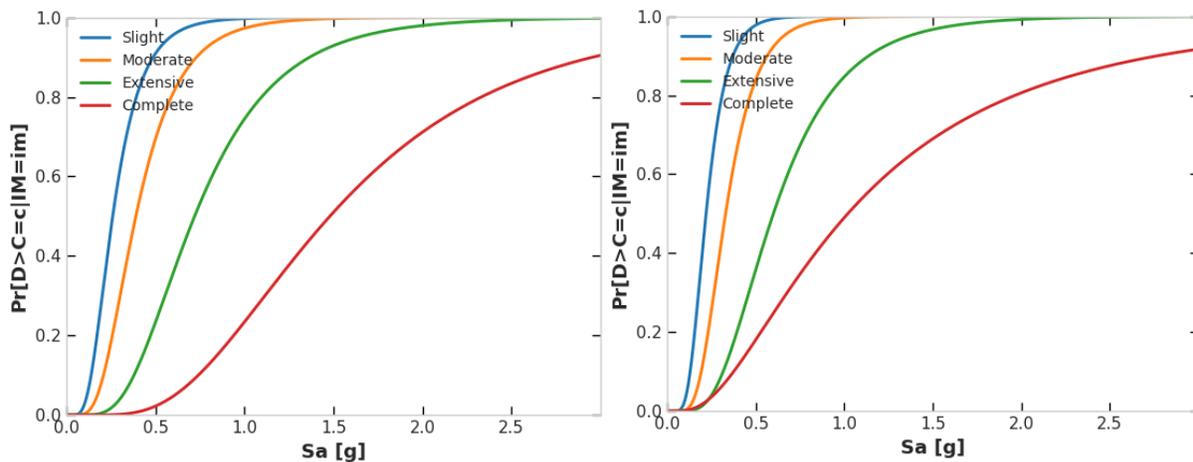
Por otro lado, la respuesta estructural de edificaciones de dos pisos sometidas a sismos de subducción muestra diferencias significativas en comparación con el comportamiento bajo movimientos de tipo intraplaca. Los resultados de fragilidad reflejan curvas con cambios abruptos en las aceleraciones espectrales, lo que sugiere una clara transición entre los diferentes estados de daño. Para Cuenca, con un Pico de Aceleración en el Terreno (PGA) de 0.25 [g], es muy probable que las estructuras superen el umbral de daño ligero, evidenciando posibles daños estructurales leves.

Conforme las aceleraciones espectrales alcanzan valores en torno a 0.5 [g], es prácticamente seguro que las estructuras excedan el estado de daño moderado. Los umbrales superiores, correspondientes a daño extenso y completo, están marcados por aceleraciones espectrales de 1 [g] y entre 2 [g] a 2.5 [g], respectivamente.

Este comportamiento sugiere que las edificaciones de dos pisos sometidas a sismos de subducción pueden experimentar daños a niveles de aceleración espectral relativamente bajos.

Figura 4-16

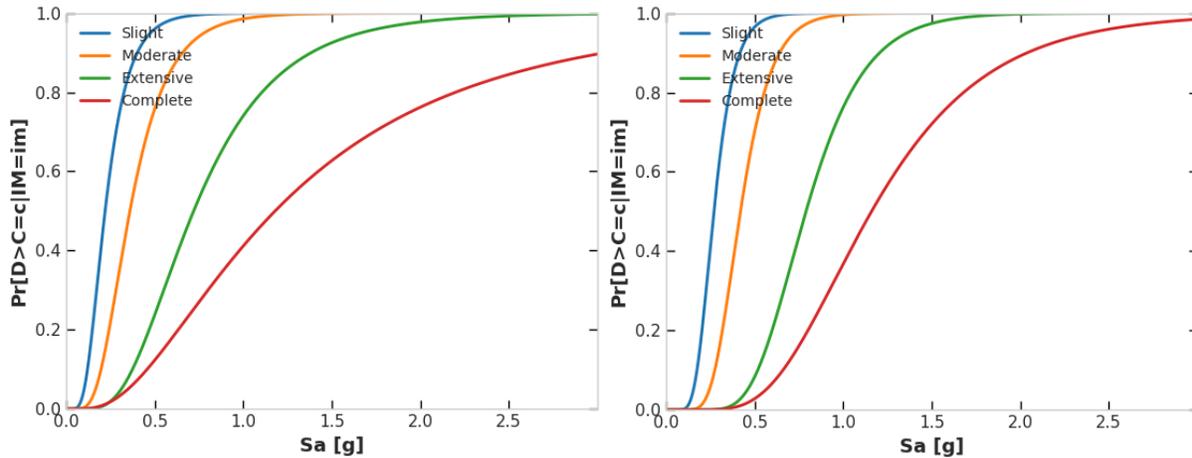
Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de tres pisos, según los umbrales de low - code para sismos de tipo intraplaca. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 4-17

Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de tres pisos, según los umbrales de moderate - code para sismos de tipo intraplaca. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF



Fuente: Elaboración Propia.

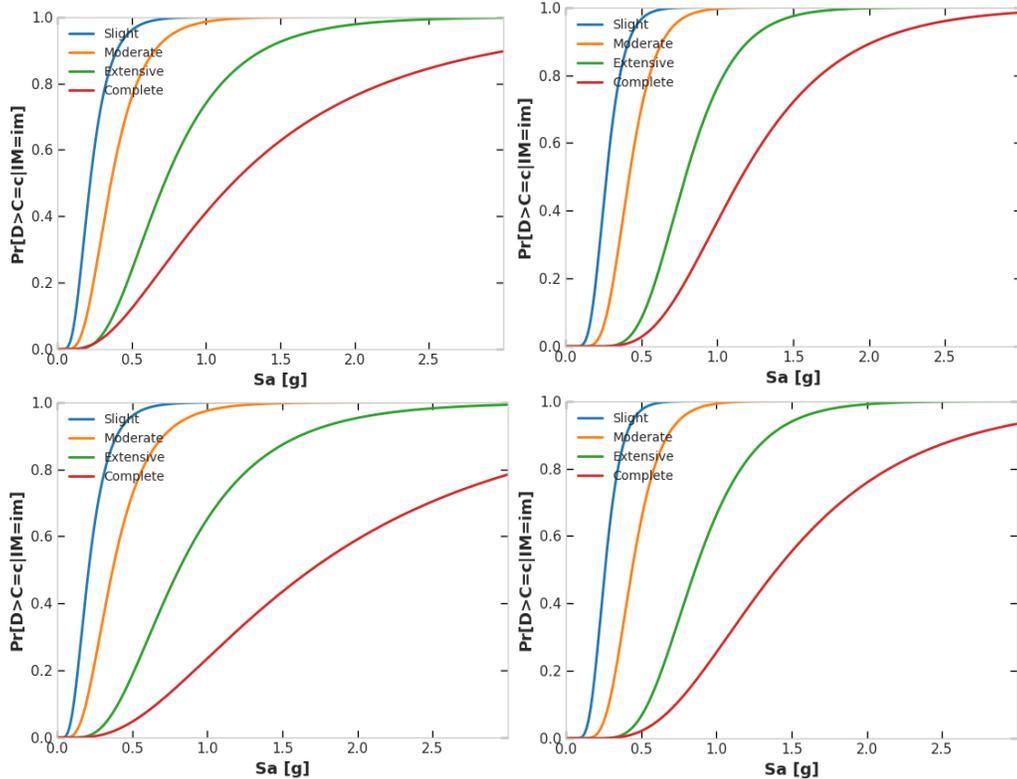
Aunque las estructuras de acero de tres pisos en Cuenca no constituyen una parte significativa del total de edificaciones analizadas, representando solo alrededor del 0.24% del conjunto, es crucial recopilar la mayor cantidad de datos posibles para minimizar las incertidumbres en las estimaciones de vulnerabilidad y riesgo, particularmente para entender el escenario completo de edificaciones de acero. El análisis de funciones de fragilidad obtenido al someter estas estructuras a sismos de tipo intraplaca, tanto bajo condiciones de códigos de construcción low como moderate, revela información valiosa para evaluar el comportamiento de estos edificios ante eventos sísmicos.

Los resultados muestran que con una aceleración espectral cercana a 0.5 [g], la probabilidad de excedencia del estado de daño ligero es casi segura. Al alcanzar aceleraciones mayores hasta el umbral de 1[g] la probabilidad de alcanzar un estado extenso crece notablemente, con colapso muy probable a partir de aceleraciones mayores a 1.5 [g].

Esta observación destaca la necesidad de enfoques rigurosos en el diseño y análisis sísmico para estas estructuras, así como la importancia de estrategias de mitigación efectivas para reducir el riesgo de colapso. Aunque la mayoría de estas edificaciones toleran ciertos niveles de daño sin comprometer la seguridad general, las áreas con probabilidad de daño extenso o completo requieren atención especial para proteger la vida y la resiliencia estructural.

Figura 4-18

Curvas de fragilidad correspondientes a una estructura de tres pisos, según los umbrales de low – code y moderate - code, en posición superior e inferior respectivamente para sismos de tipo subducción. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF



Fuente: Elaboración Propia.

Las estructuras de acero de tres niveles con uso residencial sometidas a sismos de subducción muestran una distribución uniforme en sus curvas de fragilidad. En un sismo con una aceleración espectral representativa de Cuenca, de 0.25g, se espera que la mayoría de estas estructuras experimenten un daño ligero, con una probabilidad de alrededor del 80 % de exceder este estado de daño. No obstante, también existe un riesgo considerable de daño moderado, con alrededor del 40% de probabilidad de que se exceda este umbral.

Para una intensidad sísmica de 1g, el riesgo de daño extenso se vuelve prácticamente cierto, con una probabilidad del 100% de exceder este estado de daño. Este nivel de aceleración puede llevar a colapsos parciales en estructuras de tres niveles, dado que el riesgo de daño extenso alcanza el 60%. En este sentido, las estructuras están sujetas a un riesgo significativo de fallos estructurales parciales.

Al analizar el estado de daño completo, se observa que, para aceleraciones espectrales superiores a 1.5g, la probabilidad de exceder el estado de daño extenso ronda en torno al 50%, lo que implica un riesgo considerable de daño estructural severo. Cuando la aceleración espectral supera los 2.5g, el colapso estructural se vuelve altamente probable, con una probabilidad cercana al 90% de alcanzar el estado de daño completo. Estos resultados sugieren que las estructuras de acero de tres niveles en la zona de Cuenca están sujetas a riesgos significativos cuando se enfrentan a sismos de subducción de alta intensidad.

4.4 Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad de los elementos de exposición a amenaza sísmica está dada por la estimación de la respuesta estructural expresada por la severidad de daño en la tipología analizada, es decir el porcentaje de pérdidas esperado en la estructura según sus características dada una intensidad sísmica. La relación entre el estado de daño y la pérdida económica, permitirán derivar de las funciones de fragilidad, donde se asociará el estado de daño ED con la pérdida monetaria L, describiendo el valor a pagar.

$$E[L^k | IM] = \sum_{i=0}^N L_i^k Pr (ED = i | IM) \quad \text{Ecuación 4-2}$$

En un inicio se podrá calcular los momentos estadísticos de la pérdida como sea requerido, por lo que la distribución de probabilidad completa de la pérdida quedaría totalmente definida, en consecuencia, con el fin de estimar pérdidas económicas se transformará de distribución discreta a continua, por lo que para el análisis en caso de señales por terremotos esta descrita por la siguiente ecuación.

$$E[\beta | IM] = 1 - (0.5)^\theta \quad \text{Ecuación 4-3}$$

Donde

$$\theta = \left(\frac{IM_i}{\gamma_{50}} \right) \quad \text{Ecuación 4-4}$$

En el caso de las funciones de vulnerabilidad, comúnmente se especifican los dos primeros momentos de la pérdida, asumiendo una distribución de probabilidad de tipo Beta, donde la parametrización de la densidad estará descrita por:

$$P_{\beta|\gamma_i} = \frac{\Gamma(a+b)}{\Gamma(a)+\Gamma(b)} \beta^{a-1} (1-\beta)^{b-1} \quad \text{Ecuación 4-5}$$

donde a y b son parámetros que pueden calcularse a partir de la media y el coeficiente de la variación del daño

$$a = \frac{1 - E(\beta|\gamma_i) - E(\beta|\gamma_i)C^2(\beta)}{C^2(\beta)} \quad \text{Ecuación 4-6}$$

$$b = a \left[\frac{1 - E(\beta|\gamma_i)}{E(\beta|\gamma_i)} \right] \quad \text{Ecuación 4-7}$$

$$C^2(\beta) = \frac{\sigma_{\beta}^2(\beta|\gamma_i)}{E(\beta|\gamma_i)} \quad \text{Ecuación 4-8}$$

Donde $\sigma_{\beta}^2(\beta|\gamma_i)$ es la varianza de las pérdidas

En términos generales, hay poca información disponible para determinar la varianza o la dispersión de los daños estructurales. Sin embargo, se sabe que cuando el valor esperado de la pérdida es cero, la dispersión también es cero. Esto significa que, en escenarios donde no se espera que ocurra ninguna pérdida, la variabilidad o la incertidumbre asociada a la predicción del daño también será nula. Por otro lado, cuando el valor esperado de la pérdida es total, es decir, cuando se anticipa un daño completo o un colapso, la dispersión también será cero. Esto indica que en situaciones donde el resultado esperado es un daño muy alto, no hay variabilidad en el resultado, ya que se espera la máxima pérdida posible. Por lo que la varianza será descrita de la siguiente manera

$$\sigma_{\beta}^2(\beta|\gamma_i) = Q(E(\beta|\gamma_i))^{r-1} (1 - E(\beta|\gamma_i))^{r-1} \quad \text{Ecuación 4-9}$$

Donde

$$Q = \frac{V_{max}}{D_0^{r-1} (1 - D_0)^{s-1}} \quad \text{Ecuación 4-10}$$

$$s = \frac{r - 1}{D_0 - r + 2} \quad \text{Ecuación 4-11}$$

Donde V_{max} es la varianza máxima, D_0 es el nivel de daño para que ocurra esta varianza máxima y r ha sido calibrada a través de mínimos cuadrados en función del caso en estudio.

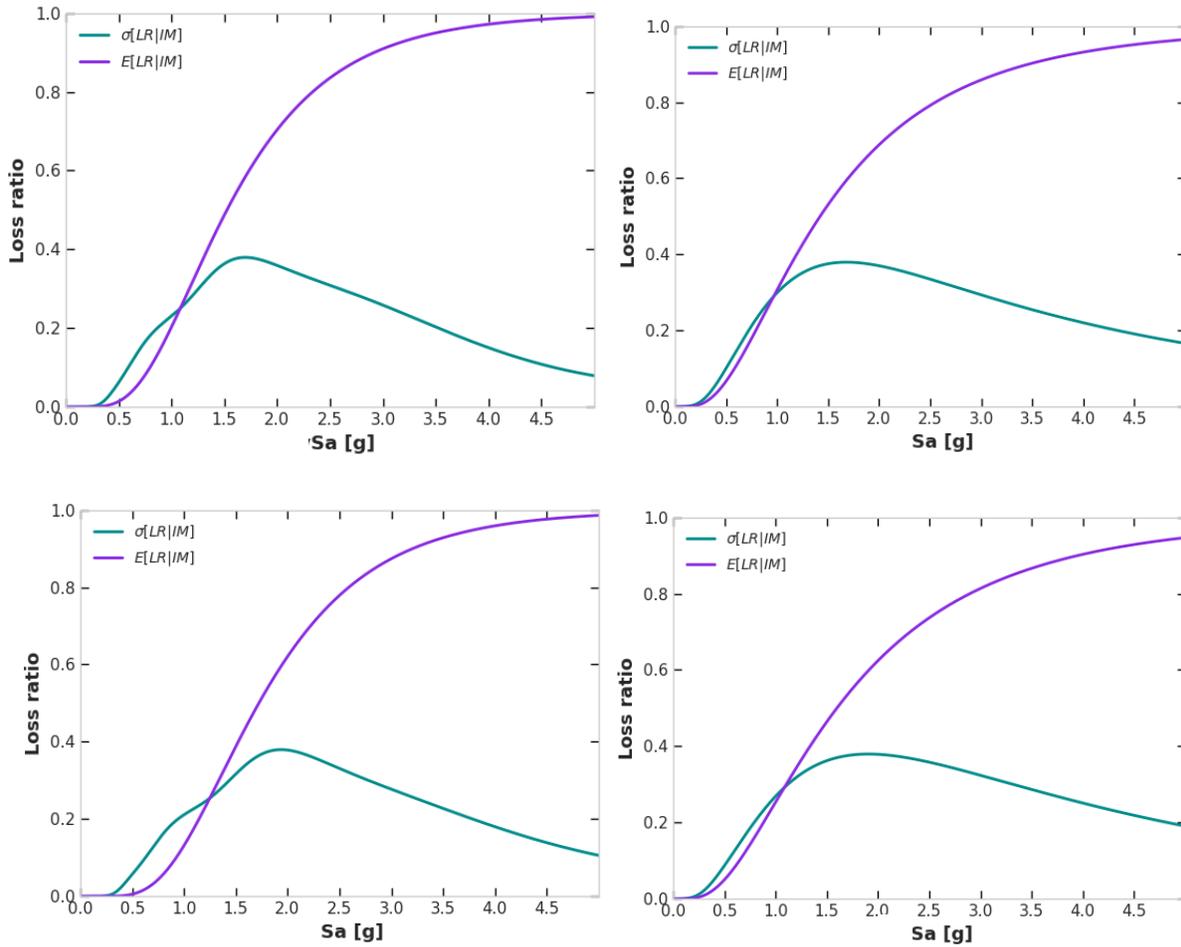
Según lo descrito, se ha demostrado que las funciones de vulnerabilidad son suficientes para estimar daño económico. Esto significa que, al tener una función de vulnerabilidad que describe el valor esperado de las pérdidas económicas como función de alguna medida de intensidad

sísmica, es posible estimar el impacto económico de eventos sísmicos en una estructura o en un grupo de estructuras.

Las funciones de vulnerabilidad, añadidas con una definición cuantitativa de los estados de daño, permiten estimar probabilidades de encontrarse en un estado de daño determinado. Al integrar funciones de vulnerabilidad con una descripción cuantitativa de los estados de daño leve, moderado, extenso o completo, se puede evaluar la probabilidad de que una estructura alcance un estado específico de daño en un evento sísmico. Este enfoque proporciona un nivel adicional de detalle en la evaluación del riesgo, permitiendo una mejor comprensión de las posibles consecuencias de diferentes grados de intensidad sísmica.

Figura 4-19

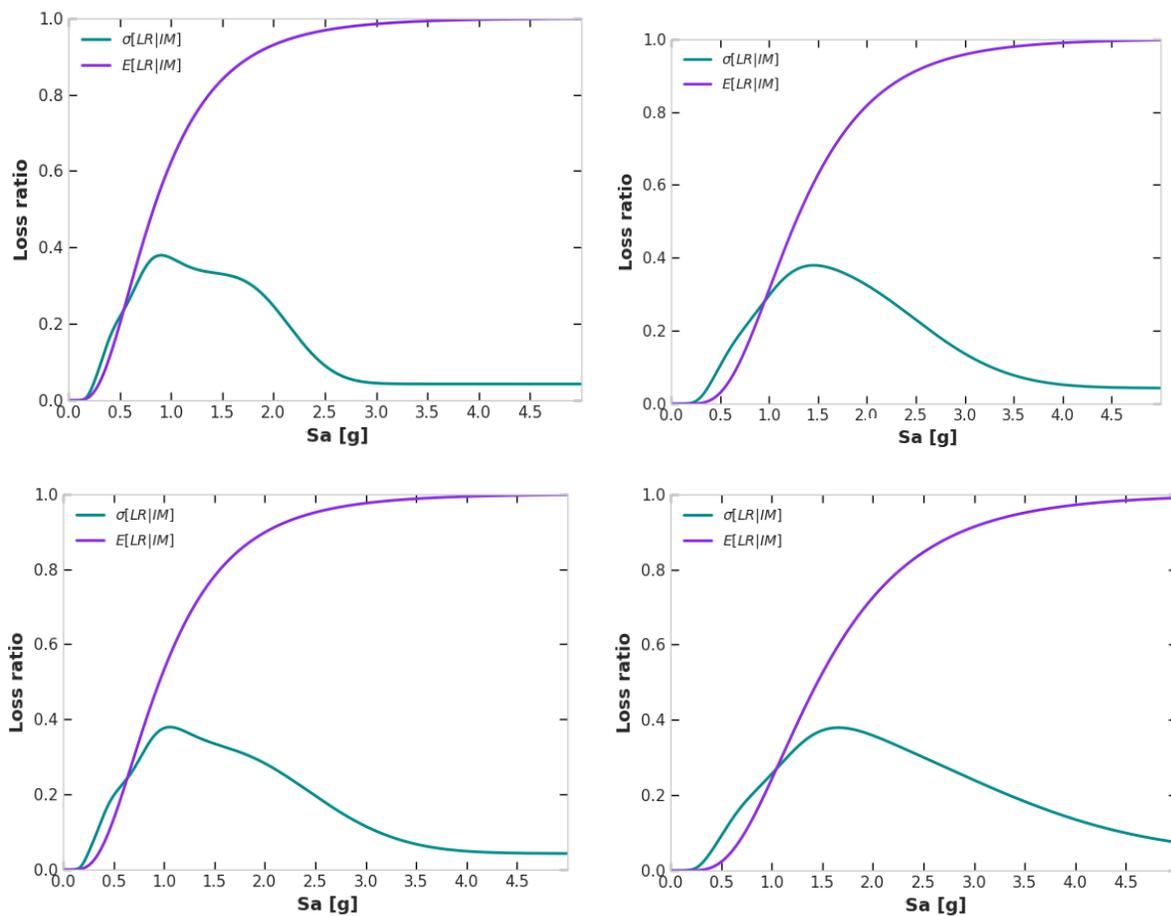
Curvas de vulnerabilidad representando estructuras de una planta sometida a sismos intraplaca según los parámetros de low – code y moderate - code, en posición superior e inferior respectivamente. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 4-20

Curvas de vulnerabilidad representando estructuras de una planta sometida a sismos de subducción según los parámetros de low – code y moderate – code, en posición superior e inferior respectivamente. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración Propia.

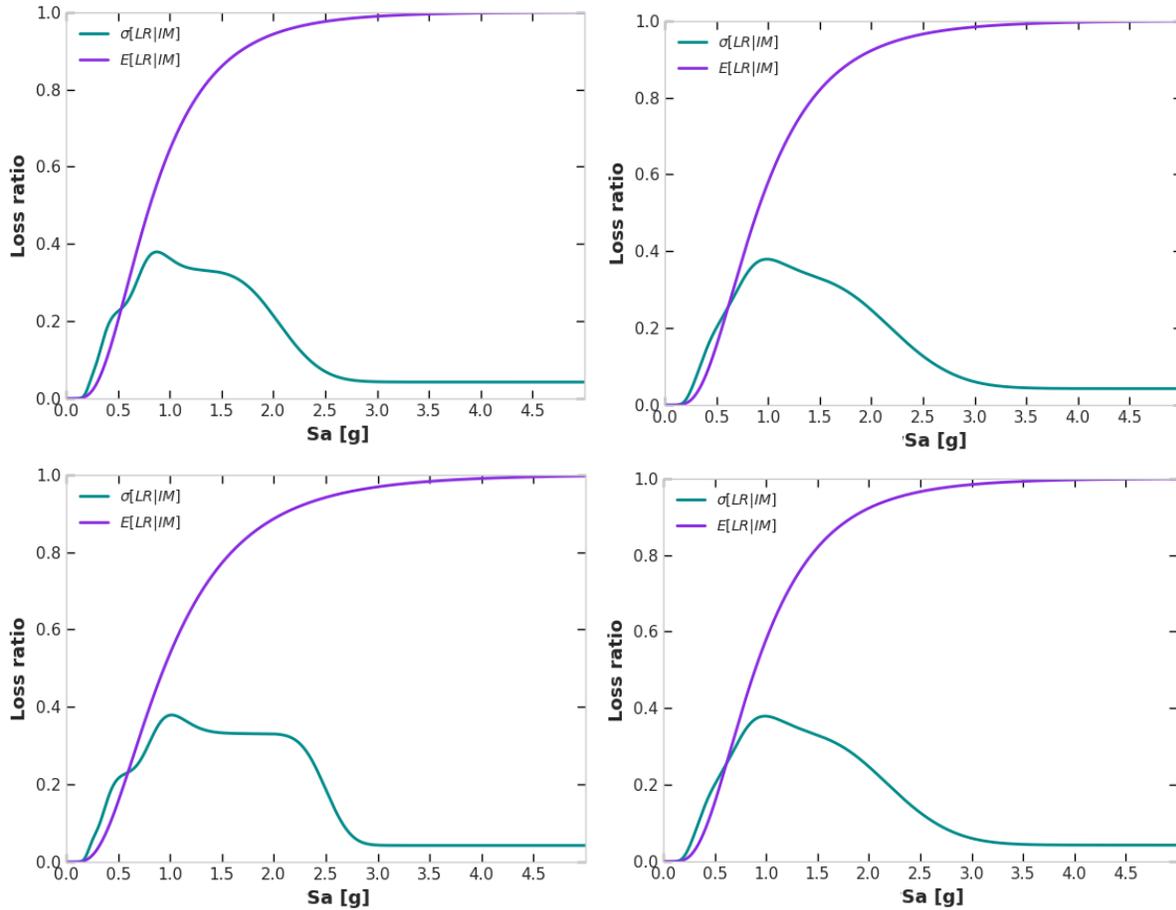
Las curvas de vulnerabilidad para estructuras de una planta ofrecen información valiosa sobre la relación entre la aceleración espectral y el radio de pérdidas estructurales, que indica la proporción de colapso en función del total de la estructura. La curva representada en color morado muestra la función de vulnerabilidad, que establece esta relación tanto para sismos intraplaca como para sismos de subducción. Por otro lado, la curva verde representa la desviación asociada con cada punto de la curva de vulnerabilidad, informando sobre la variabilidad y confiabilidad de los resultados de pérdidas según la intensidad.

Al examinar estas curvas, se puede observar que la desviación estándar es más baja y, por ende, la confiabilidad de los datos es mayor, cuando las aceleraciones espectrales oscilan entre 0.5g para

estructuras de múltiples grados de libertad (MDOF) y 1g para estructuras de un solo grado de libertad (SDOF). En este rango de aceleraciones, la curva de vulnerabilidad muestra resultados más consistentes y predecibles, indicando que las estructuras de una planta pueden presentar pérdidas de aproximadamente hasta el 30% del total de su estructura, son resultados confiables. Sin embargo, a medida que las aceleraciones espectrales superan el umbral de 1g hasta aproximadamente intensidades de 2.5g, se observa un aumento significativo en la desviación estándar, lo que sugiere una mayor variabilidad y una menor confiabilidad en los resultados de la curva de vulnerabilidad. Esta mayor variabilidad puede indicar que las estructuras están experimentando comportamientos más complejos y que la relación entre la aceleración espectral y el daño estructural se vuelve menos predecible. Por último, se aprecia que la desviación estándar para intensidad superior al umbral de 2.5g nuevamente las incertidumbres se reducen por lo que a este nivel de intensidades se aprecia el punto cercano al colapso con mayores pérdidas; en rangos mayores al 80%.

Figura 4-21

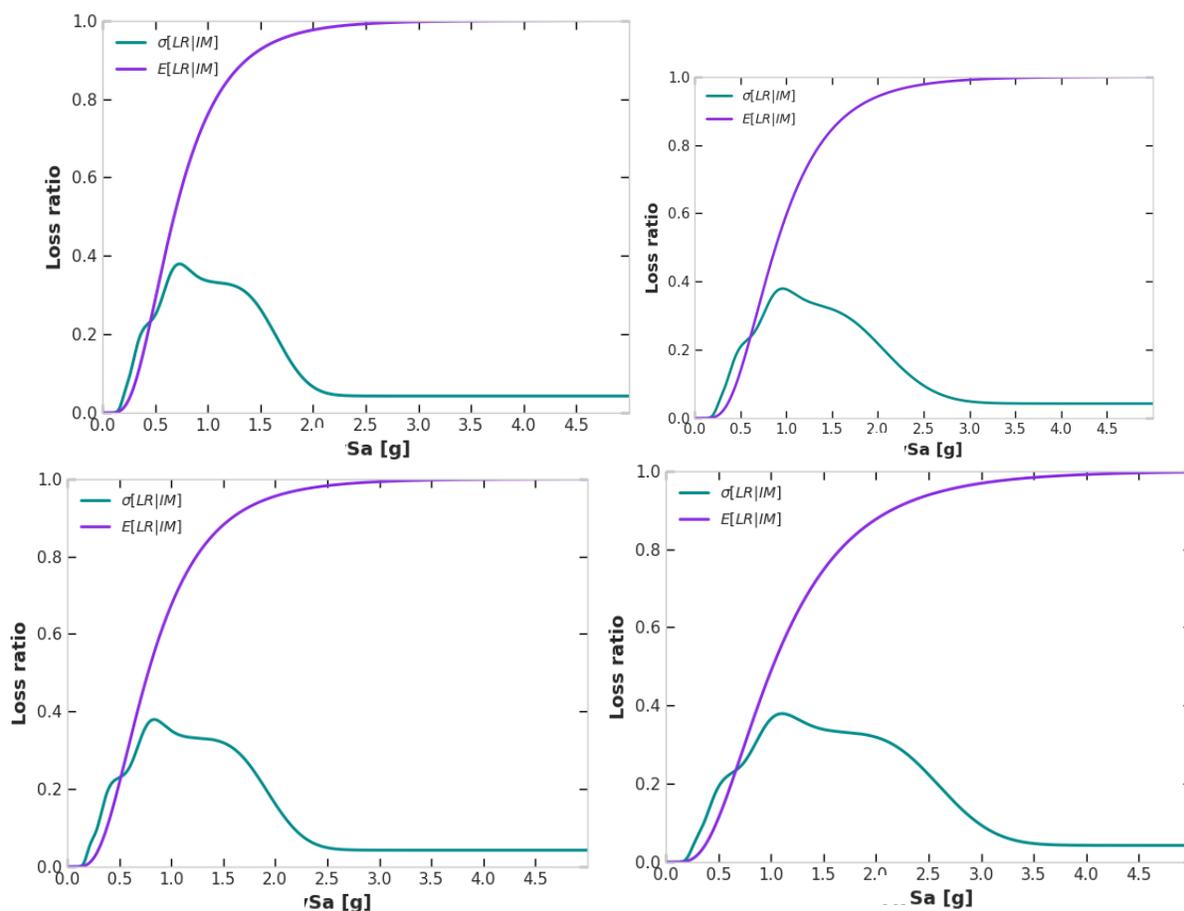
Curvas de vulnerabilidad representando estructuras de dos plantas sometidas a sismos intraplaca según los parámetros de low – code y moderate – code, en posición superior e inferior respectivamente. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 4-22

Curvas de vulnerabilidad representando estructuras de dos plantas sometidas a sismos de subducción según los parámetros de low – code y moderate – code respectivamente. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración Propia

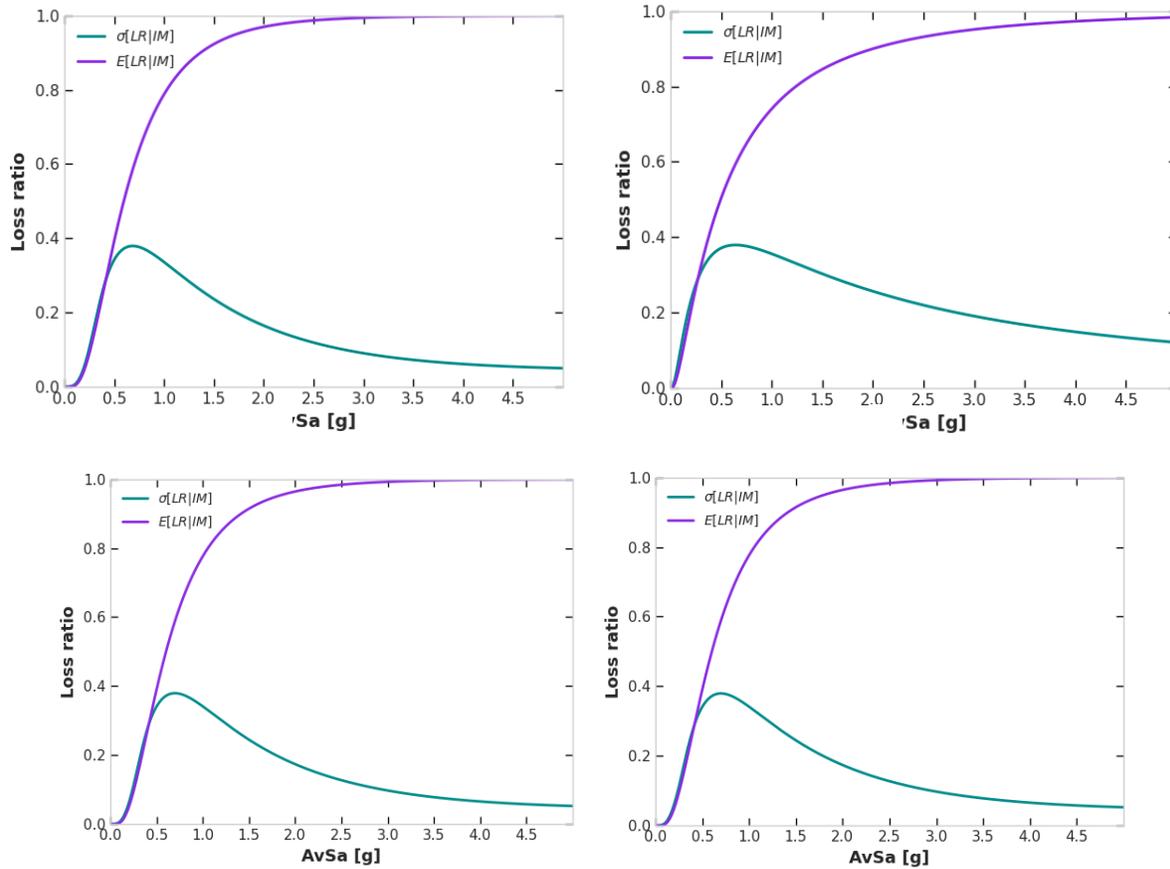
En los modelos de dos pisos, se observa similitud en las curvas de vulnerabilidad y de desviación estándar al analizar sismos de subducción en cuanto a forma, pero existe una reducción en la desviación estándar en menores aceleraciones en gráficos relacionados a MDOF que en SDOF, por las incertidumbres de este último modelo. Sin embargo, para sismos intraplaca, las variaciones en desviación estándar son notables, lo que sugiere que el modelo de un solo grado de libertad, SDOF debido a que captura las propiedades principales produce que aumenta las incertidumbres en los resultados; provoca la notable uniformidad en rangos de crecimiento y reducción de las

desviaciones estándar. Los resultados basados en modelos con múltiples grados de libertad (MDOF) derivados de sismos intraplaca muestran una baja desviación estándar para magnitudes sísmicas de hasta 0.5g, y nuevamente para valores entre 2.5g y 3g. En el primer rango, se estima que las pérdidas en las edificaciones son mínimas, mientras que, en el segundo rango, se prevé un colapso o pérdidas de aproximadamente el 30% del total de la estructura. Por otro lado, aunque los resultados obtenidos mediante modelos SDOF también muestren una desviación estándar reducida para intensidades de hasta 0.5g, indican un rango de pérdidas del 30% para intensidades de sismo mencionadas, tanto para edificios de low-code como para aquellos moderate-code.

En cuanto a modelos sometidos a sismos de subducción, se observa un comportamiento similar tanto en modelos MDOF como SDOF, especialmente en zonas de mayor confiabilidad, donde la varianza es baja. Esto sugiere que los modelos SDOF son representativos para estimar la vulnerabilidad en este contexto. Los resultados revelan, con alto nivel de confiabilidad, que para intensidades sísmicas entre 0.5g y 1g, se espera un rango de pérdidas del 30% para estructuras de acero de tres pisos, tanto para edificaciones de bajo código como para edificaciones de moderate-code.

Figura 4-23

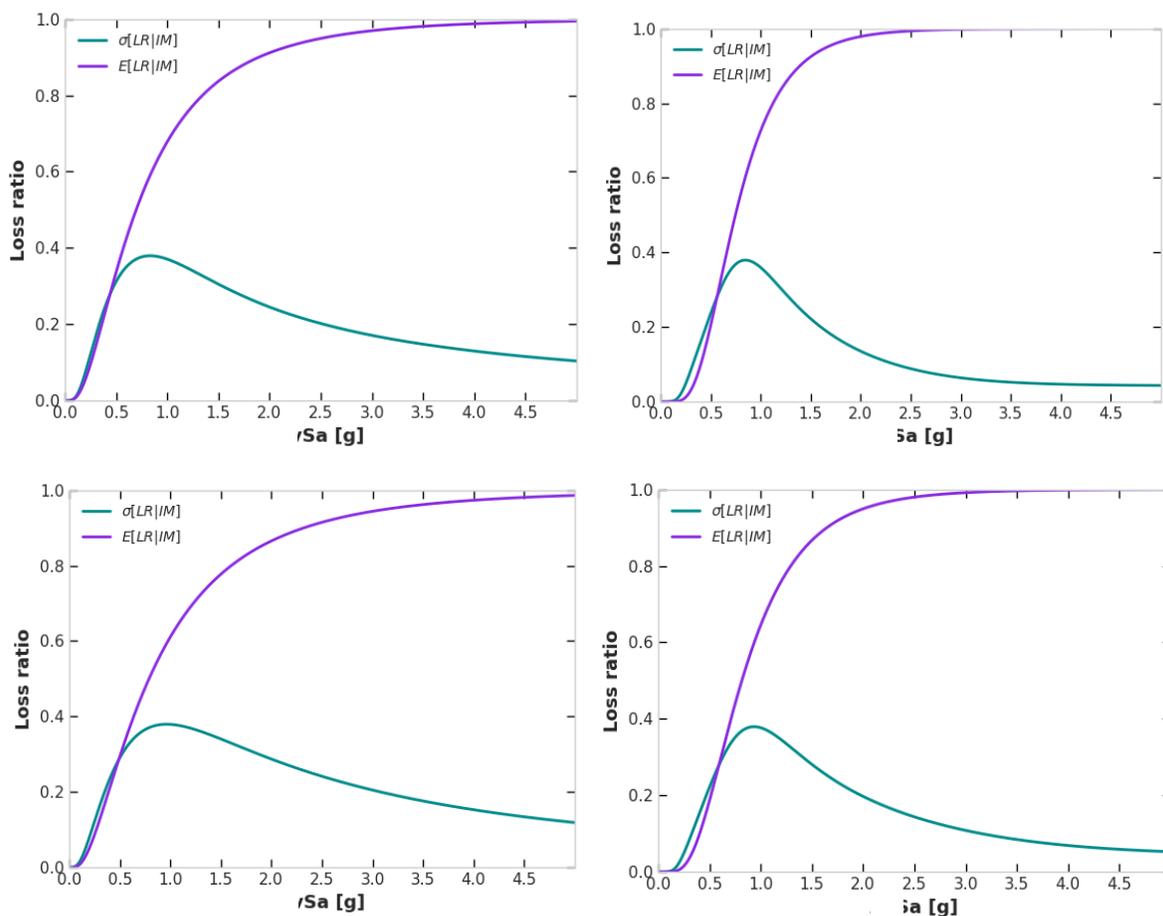
Curvas de vulnerabilidad representando estructuras de tres plantas sometidas a sismos intraplaca según los parámetros de low – code y moderate – code respectivamente. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 4-24

Curvas de vulnerabilidad representando estructuras de tres plantas sometidas a sismos de subducción según los parámetros de low – code y moderate – code respectivamente. Resultado a la izquierda MDOF y a la derecha SDOF.



Fuente: Elaboración Propia

Al examinar las curvas de vulnerabilidad generadas por modelos de múltiples grados de libertad (MDOF) y su equivalente de un grado de libertad (SDOF), se observa una alta similitud en los rangos de aceleraciones inferiores a 1g, lo que indica un nivel de confiabilidad significativo para estos modelos en estos rangos. No obstante, el comportamiento de estas estructuras frente a intensidades sísmicas más elevadas presenta cierta incertidumbre, dada la elevada desviación estándar que muestran estos datos, por lo que extraer conclusiones en estos casos puede ser arriesgado.

Se puede observar que, con aceleraciones espectrales típicas de la región de Cuenca, alrededor de 0.25g, se esperarían pérdidas menores al 15% en cualquiera de los escenarios analizados. Sin

embargo, si la magnitud del sismo se duplica, llegando a aproximadamente 0.5g, las pérdidas podrían alcanzar hasta el 30%, independientemente del tipo de movimiento sísmico. Estas conclusiones se basan en los rangos con alta confiabilidad que se encuentran representados en las funciones de vulnerabilidad. Este análisis destaca la necesidad de precaución al extrapolar datos fuera de estos rangos confiables, especialmente cuando se trata de estimar la respuesta de estructuras sometidas a intensidades sísmicas más altas.

4.5 Conclusiones e incertidumbres.

Este fenómeno tiene importantes implicaciones para la evaluación del riesgo y el diseño sísmico, dado que la confiabilidad de las estimaciones de pérdida estructural tiende a disminuir a medida que la desviación estándar aumenta. Por consiguiente, es crucial focalizarse en el rango de aceleraciones espectrales donde la curva de vulnerabilidad proporciona resultados más fiables y considerar enfoques adicionales para mitigar la incertidumbre en escenarios de aceleraciones superiores. Entre estas estrategias se pueden incluir el uso de modelos más detallados que consideren esta mayor variabilidad. Esto contribuirá a asegurar que las estructuras sean más seguras y resilientes frente a eventos sísmicos de alta intensidad.

5 Estimación del Riesgo.

5.1 Establecimiento de modelo de riesgo.

Hasta ahora, este trabajo ha abordado fragilidad, vulnerabilidad y peligro sísmico. El riesgo es análogo al peligro, refiriéndose como una función de probabilidad de pérdidas derivadas de los daños a un elemento o conjunto de los mismos (Porter, 2021). El cálculo del riesgo implica las siguientes cantidades de entrada: exposición; una definición de los activos expuestos a pérdida. La definición del activo incluye ubicaciones, valores expuestos a pérdida y las características necesarias para estimar la vulnerabilidad, el peligro; la frecuencia con la que se superan varios niveles de excitación ambiental, es decir, con qué frecuencia cada activo experimenta varios niveles de respuesta espectral con características específicas, desde cero hasta un nivel máximo considerado y la capacidad de daño, ya sea en forma de fragilidad describiendo la probabilidad de exceder estados límite especificados como función de la excitación ambiental o vulnerabilidad, exhibiendo el valor esperado de pérdida como función de la excitación ambiental, e idealmente, la distribución condicional de pérdida relacionada a cada uno de varios niveles de excitación ambiental. Se pueden incluir otras variantes para presentar el riesgo en distintos términos, como porcentaje de cierto grado de daño en cierta tipología estructural, daño medio, número de víctimas o número de viviendas inhabitables, pero se optó por designar un valor cualitativo que favorezca a un entendimiento universal de los resultados del riesgo.

Si solo hay dos valores posibles para ese resultado no deseado; sucede o no sucede, se puede aplicar el teorema de la probabilidad total, combinando fragilidad y peligro, para estimar la frecuencia media con la que sucede o la probabilidad de que ocurra en un período de tiempo especificado. Si el resultado no deseado se mide en términos de pérdida, se puede aplicar el teorema de la probabilidad total, combinando vulnerabilidad y peligro, para estimar la pérdida anualizada promedio o la probabilidad de que ocurra un cierto grado de pérdida en un período determinado.

La falta de datos e información histórica sobre eventos catastróficos se debe, en parte, a la baja frecuencia con la que ocurren desastres de gran magnitud. Reinoso *et al.* (2013) indican que, ante la posibilidad de futuros eventos altamente destructivos, la evaluación del riesgo debería basarse en modelos probabilistas que permitan anticipar escenarios catastróficos, incluso con información limitada. Estos modelos deben incorporar la incertidumbre inherente al proceso de estimación.

El análisis probabilista del riesgo pretende determinar las distribuciones de probabilidad de las pérdidas que pueden sufrir los activos expuestos en periodos específicos, como resultado de amenazas naturales. Este análisis integra racionalmente las incertidumbres en las diferentes etapas del proceso. El procedimiento consiste en evaluar las pérdidas para cada uno de los escenarios que describen la amenaza y luego integrar probabilísticamente los resultados usando las frecuencias de ocurrencia de cada escenario como factores clave. Dado que el análisis probabilista del riesgo implica incertidumbres significativas, estas deben ser consideradas y propagadas a lo largo del proceso de cálculo.

El índice de riesgo a elegir depende del objetivo del estudio, sin embargo, para cualquier caso se requiere conocer los bienes expuestos de la zona, es decir, número de estructuras de cada tipología o clase, así como su relación entre la demanda sísmica de exposición y los daños esperados de cada una. La descripción de covariación entre los sismos de entrada y los daños esperados se expresa mediante las curvas de fragilidad o matrices de probabilidad de daño.

Para la estimación del riesgo se requiere de tres pasos de análisis que se describen a continuación:

1. Evaluación de la amenaza: Es la determinación de un conjunto de eventos, con sus respectivas frecuencias de ocurrencia y magnitudes, que representan de manera integral la amenaza correspondiente. Cada evento contiene la distribución espacial de parámetros que permiten construir la distribución de probabilidad de las intensidades producidas por su ocurrencia.
2. Definición del inventario de elementos expuestos: Debe definirse el inventario de elementos expuestos, el cual debe especificar la localización geográfica del bien expuesto más los siguientes parámetros, que califican el elemento:
 - Valor físico o costo de reposición del bien
 - Valor humano o número de ocupantes estimado
 - Tipo estructural a la que pertenece el bien.
3. Debe asignarse a cada uno de los tipos estructurales una función de vulnerabilidad para cada tipo de amenaza. Esta función caracteriza el comportamiento de la construcción durante la ocurrencia de fenómenos amenazantes (Ramos Gómez, 2018)

5.1.1 Curva de excedencia de pérdidas

El riesgo se define por la tasa de excedencia de los valores de pérdida la cual representa el número de veces en el que la pérdida se excederá en un año, la cual nos ayudó a estimar la probabilidad de ocurrencia de los sismos que provocarían pérdidas iguales o superiores a $v(p)$. Está descrita por la siguiente ecuación.

$$v(p) = \sum_{i=1}^{\text{eventos}} \Pr(P > p | \text{evento } i) F_A(\text{evento } i) \quad \text{Ecuación 5-1}$$

En donde:

$v(p)$ tasa de excedencia de los valores de pérdida.

$\Pr(P > p | \text{evento } i)$ probabilidad de excedencia de pérdida esperando un evento, estas probabilidades vienen calculada desde las funciones de vulnerabilidad.

$F_A(\text{evento } i)$ es la frecuencia anual en la que puede ocurrir el evento i .

5.1.2 Métricas de riesgo.

A partir de la curva de excedencia de pérdidas existen varias maneras de estimar las métricas de riesgo, entre las cuales puede estar, la ecuación de la pérdida anual esperada o también conocida como PAE **Ecuación 5-2**, la estimación de la pérdida máxima probable (PML), o la probabilidad de quiebra (P_Q). Las métricas de riesgo procuran entregar una representación integral del riesgo, es decir, aglomera los resultados. A continuación, se exponen los métodos de estimación de riesgo que consideramos más relevantes para la utilización de este trabajo:

1. Pérdida anual esperada (PAE)

Corresponde al valor esperado de la pérdida anual, esto quiere decir que, si un evento ocurriera con la misma frecuencia, el costo será equivalente a pagar la misma cantidad todos los años, en otras palabras, es el valor anual que debe pagarse para compensar las pérdidas futuras a lo largo del tiempo en un esquema de seguro básico, el PAE equivale a la prima neta anual. Este método solo considera el más robusto puesto que es relativamente insensible a las incertidumbres.

$$P_{AE} = \sum_{i=1}^{\text{eventos}} E(P | \text{evento } i) F_A(\text{evento } i) \quad \text{Ecuación 5-2}$$

En dónde.

$E(P|evento\ i)$ Pérdida en un evento específico.

$F_A(evento\ i)$ es la frecuencia anual en la que puede ocurrir el evento i .

2. Estimación de la Pérdida máxima probable (PML)

Es un periodo de retorno amplio que no ocurre con frecuencia. PML relaciona las pérdidas a su correspondiente periodo de retorno. Esta pérdida se la puede estimar de manera directa con la curva de excedencia de los valores de pérdida.

3. Probabilidad de quiebra (P_Q)

Determina la probabilidad de alcanzar o exceder un nivel específico de pérdida en un periodo de exposición en un lapso de tiempo T .

$$Pr(P > p) = 1 - e^{-v(p)*T} \quad \text{Ecuación 5-3}$$

Donde:

$Pr(P > p)$ T es la probabilidad de excedencia de la pérdida p

5.2 Análisis del riesgo sísmico.

A continuación, se representará en graficas el riesgo que posee cada modelo para cada señal sísmica. Las gráficas relacionarán las pérdidas económicas anuales por metro cuadrado debido al daño físico según su tipología estructural analizada. Estas gráficas están realizadas para estructuras idealizadas, que no contienen patologías estructurales o efectos de sitio, por lo que la intensidad sísmica de la estructura será solo la de roca.

Con el cálculo de la vulnerabilidad y las curvas de peligro sísmico se obtuvo una tasa de excedencia anual, λ lambda, para cada modelo, señal sísmica, y código utilizado, low-code o moderate-code. Se podrá apreciar de mejor manera en la **Tabla 5-1**.

Tabla 5-1Resultados de vulnerabilidad, θ y β , y resultados de riesgo, tasa de excedencia anual λ .

Modelo	Señal sísmica	Umbral de daño	MDOF			SDOF		
			θ	β	λ	θ	β	λ
1	Intraplaca	Low code	1.52	0.51	0.00640	1.42	0.7	0.01432
		Moderate code	1.72	0.49	0.00363	1.6	0.71	0.01125
	Subducción	Low code	0.83	0.6	0.03503	1.28	0.5	0.01072
		Moderate code	0.95	0.58	0.02665	1.45	0.53	0.00813
2	Intraplaca	Low code	0.81	0.57	0.03559	0.89	0.57	0.02992
		Moderate code	0.94	0.62	0.02863	1.07	0.85	0.02693
	Subducción	Low code	0.76	0.53	0.03857	0.88	0.52	0.02887
		Moderate code	0.87	0.56	0.03090	1.02	0.58	0.02302
3	Intraplaca	Low code	0.72	0.68	0.04629	0.57	0.69	0.06243
		Moderate code	0.7	0.62	0.04657	0.63	0.7	0.05563
	Subducción	Low code	0.67	0.69	0.05125	0.75	0.49	0.03839
		Moderate code	0.77	0.78	0.04497	0.82	0.55	0.03419

Fuente: Elaboración propia

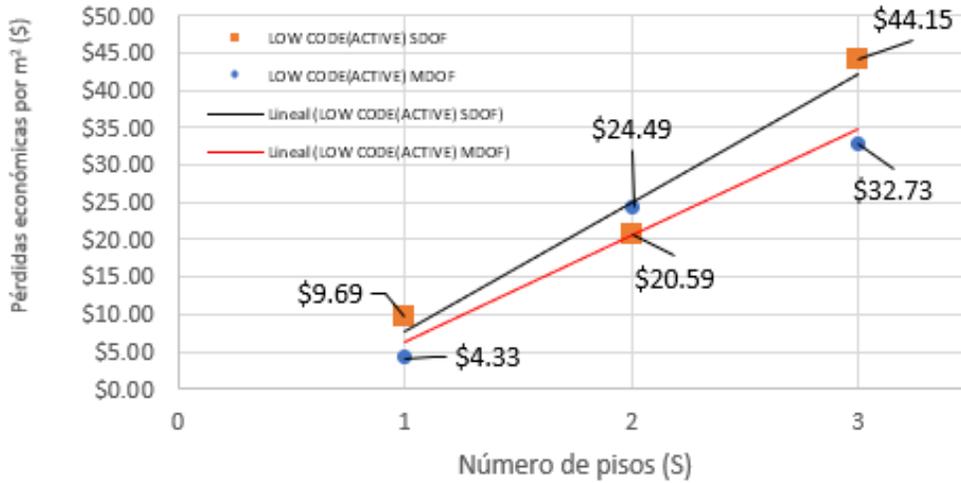
Una vez calculada la tasa de excedencia, con los costos por metro cuadrado, de cada modelo, es decir, para edificios de 1, 2 y 3 pisos, que se analizó en el capítulo uno usando el catastro de Cuenca, se estimó la pérdida económica anual de las estructuras por m². Como se detalla paulatinamente a lo largo de este trabajo los modelos que se realizaron son para casos idealizados, es decir, no poseen: patologías estructurales, efectos de sitio o condiciones que puedan diferenciar los predios del catastro, en otras palabras, los modelos de un piso tendrán el mismo periodo, al igual que para el modelo de dos y tres pisos. Por ende, es factible sacar un promedio a la pérdida económica de los modelos realizados separándolos según la señal sísmica utilizada según el estado de daño dado por el HAZUS que se necesite, low-code o moderate-code.

En las siguientes figuras se presentan los resultados de riesgo obtenidos tanto para los sistemas MDOF y los sistemas equivalentes SDOF para así poder compararlos. Las figuras representan las pérdidas económicas por m² de cada modelo realizado de acero enfocado a un uso residencial.

Estas se encuentran divididas según su señal sísmica y su año de construcción, es decir, low-code o moderate-code.

Figura 5-1

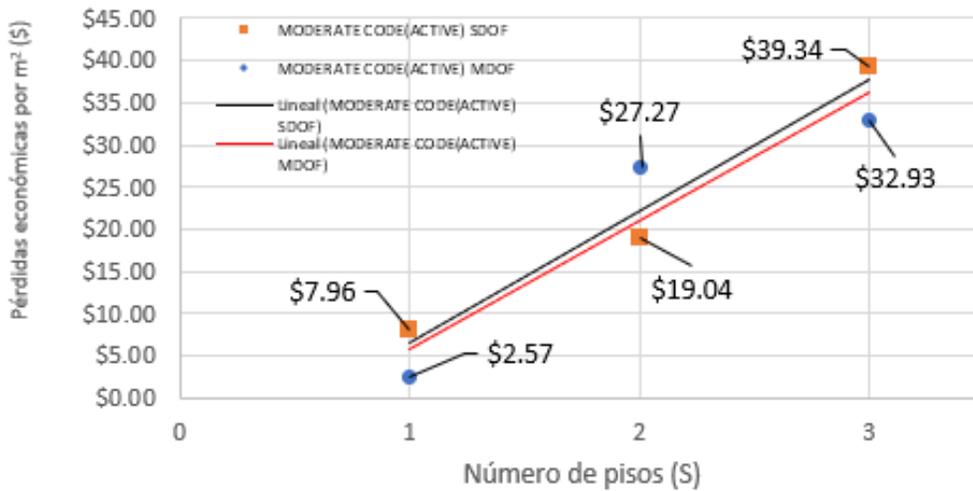
Pérdidas económicas por m² para estructuras sometidas a sismos de intraplaca, low-code.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-2

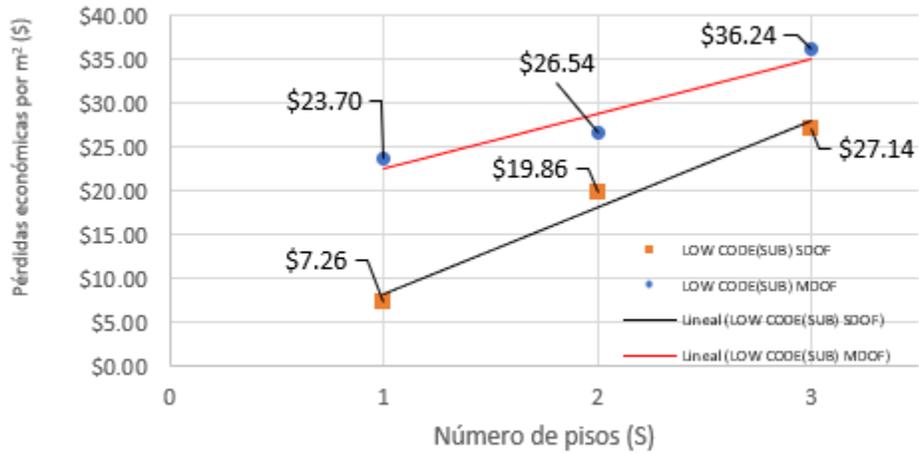
Pérdidas económicas por m² para estructuras sometidas a sismos de intraplaca, moderate-code.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-3

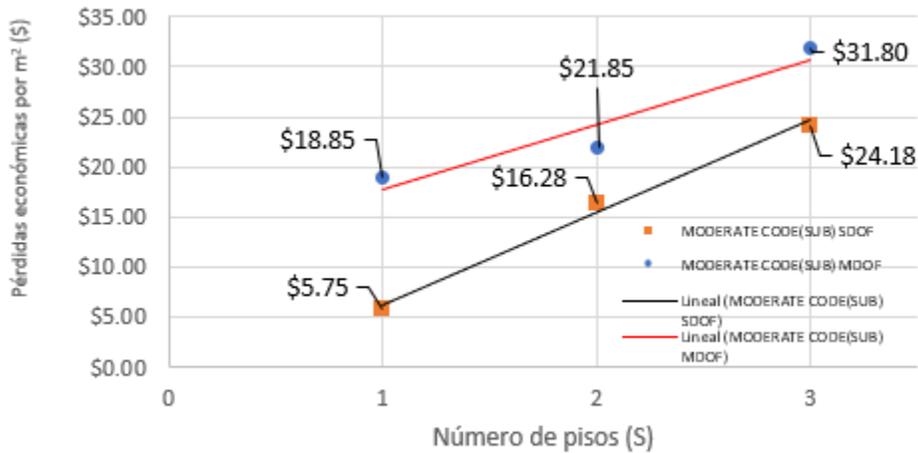
Pérdidas económicas por m2 para estructuras sometidas a sismos de Subducción, low-code.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-4

Pérdidas económicas por m2 para estructuras sometidas a sismos de Subducción, moderate-code.



Fuente: Elaboración propia.

Los resultados del riesgo sísmico calculados para estructuras de acero con uso residencial en Cuenca, Ecuador, tanto para los sistemas MDOF como los equivalentes SDOF no son iguales, sin embargo, mantienen cierta similitud, ya que, permiten representar las pérdidas económicas de las estructuras de acero en Cuenca, Ecuador. Como se observa en las figuras entre más alto el edificio más pérdidas anuales por metro cuadrado tendremos, esto significa que las estructuras más altas tienen mayor vulnerabilidad.

Por último, cabe recalcar que las pérdidas anuales por m² estimadas en este trabajo fueron para modelos idealizados, tanto para los modelos de múltiples grados de libertad y los sistemas equivalentes de un grado de libertad, por lo que, sabemos que esa es una limitante de este trabajo es por ello que se recomienda que no se tomen los valores encontrados como una fuente directa de las pérdidas anuales por metro cuadrado.

5.3 Mapas de Riesgo Sísmico

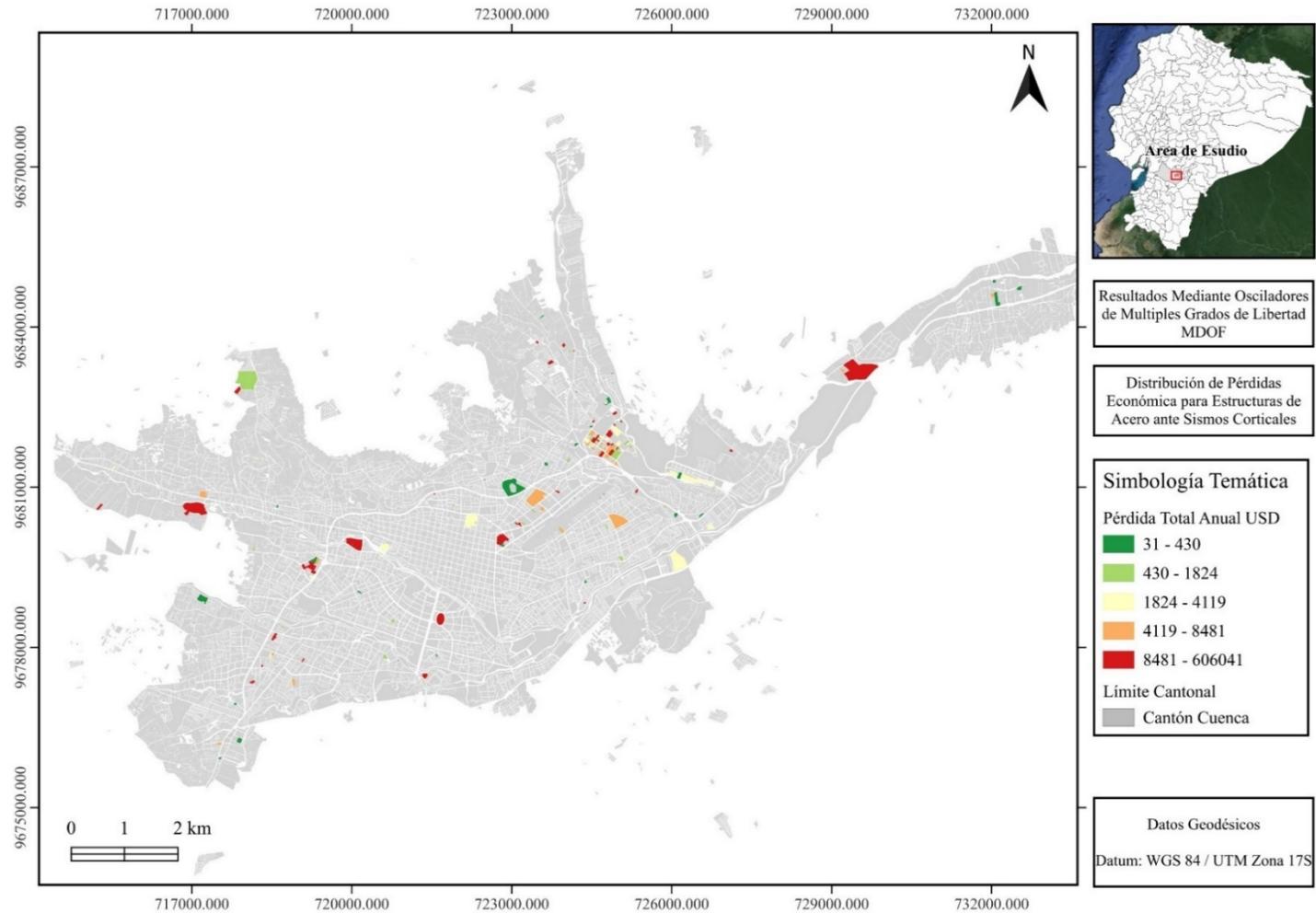
Los mapas de riesgo sísmico representan las pérdidas anuales esperadas en dólares estadounidenses, que varían según la altura de las estructuras. El valor de pérdida total anual se refiere al costo probable que el propietario de la edificación tendrá que asumir anualmente para reparaciones, específicamente debido a los daños provocados por movimientos sísmicos. La variación en el riesgo sísmico depende del tipo de sismo y su origen, abarcando tanto sismos de subducción, como sismos intraplaca.

En este estudio, se analizan los resultados obtenidos mediante un análisis exhaustivo utilizando modelos de múltiples grados de libertad (MDOF) y sus modelos equivalentes de un grado de libertad (SDOF). Ambos enfoques se emplean para representar el catastro especificado, permitiendo una evaluación precisa del comportamiento estructural y las pérdidas económicas asociadas bajo diferentes escenarios sísmicos.

Los modelos MDOF proporcionan una representación detallada del comportamiento dinámico de las estructuras, considerando la interacción entre diferentes niveles y componentes estructurales. Por otro lado, los modelos SDOF, aunque más simplificados, permiten una evaluación rápida y eficiente del riesgo sísmico, siendo especialmente útiles para estimaciones preliminares. A continuación, se mostrará mapas de riesgo sísmico resultado del análisis mediante osciladores de múltiples grados de libertad MDOF y de un grado de libertad SDOF, sometidos a sismos intraplaca y de subducción respectivamente.

Figura 5-5

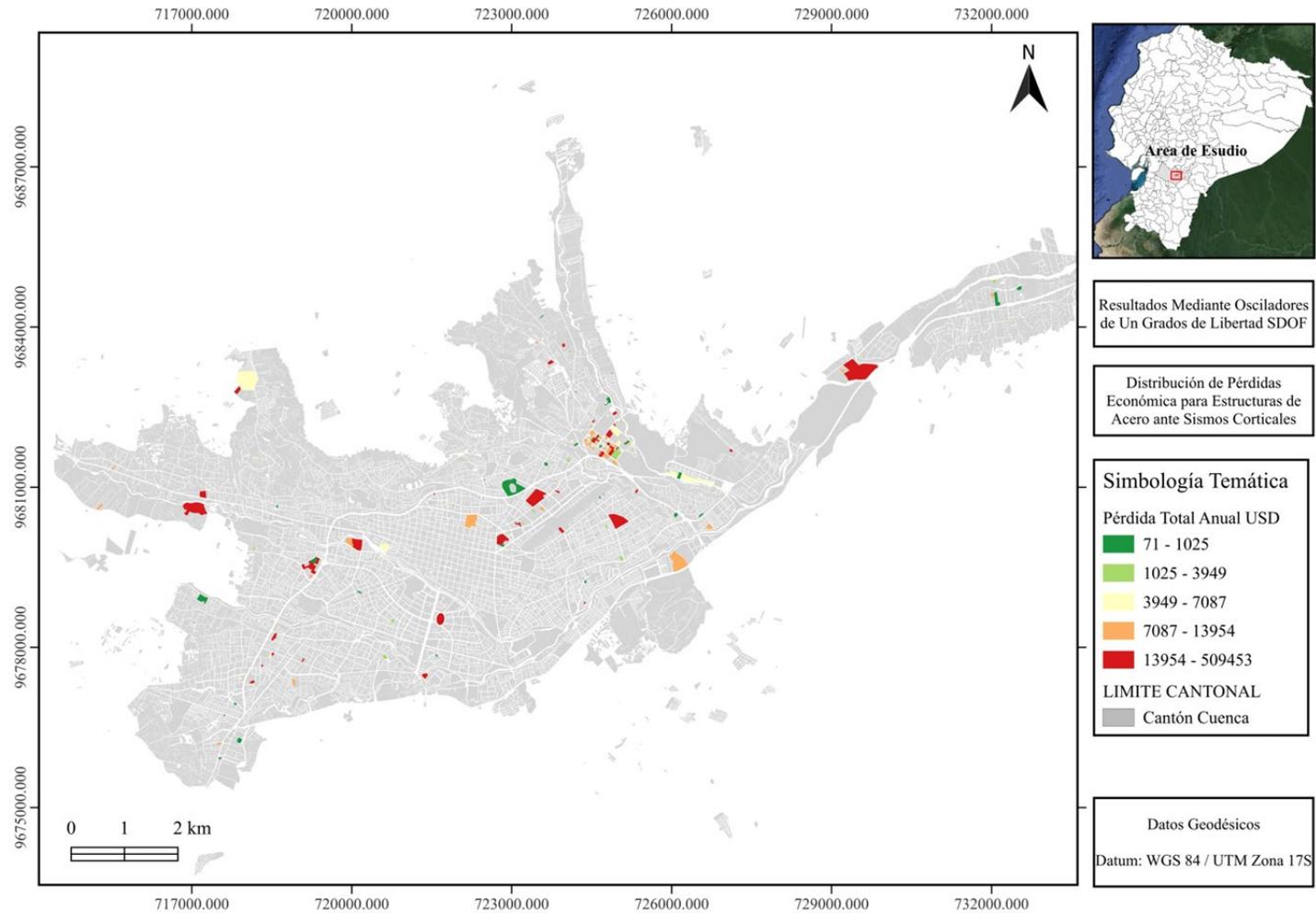
Mapa de Riesgo Sísmico resultado de un análisis mediante MDOF ante sismos intraplaca



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-6

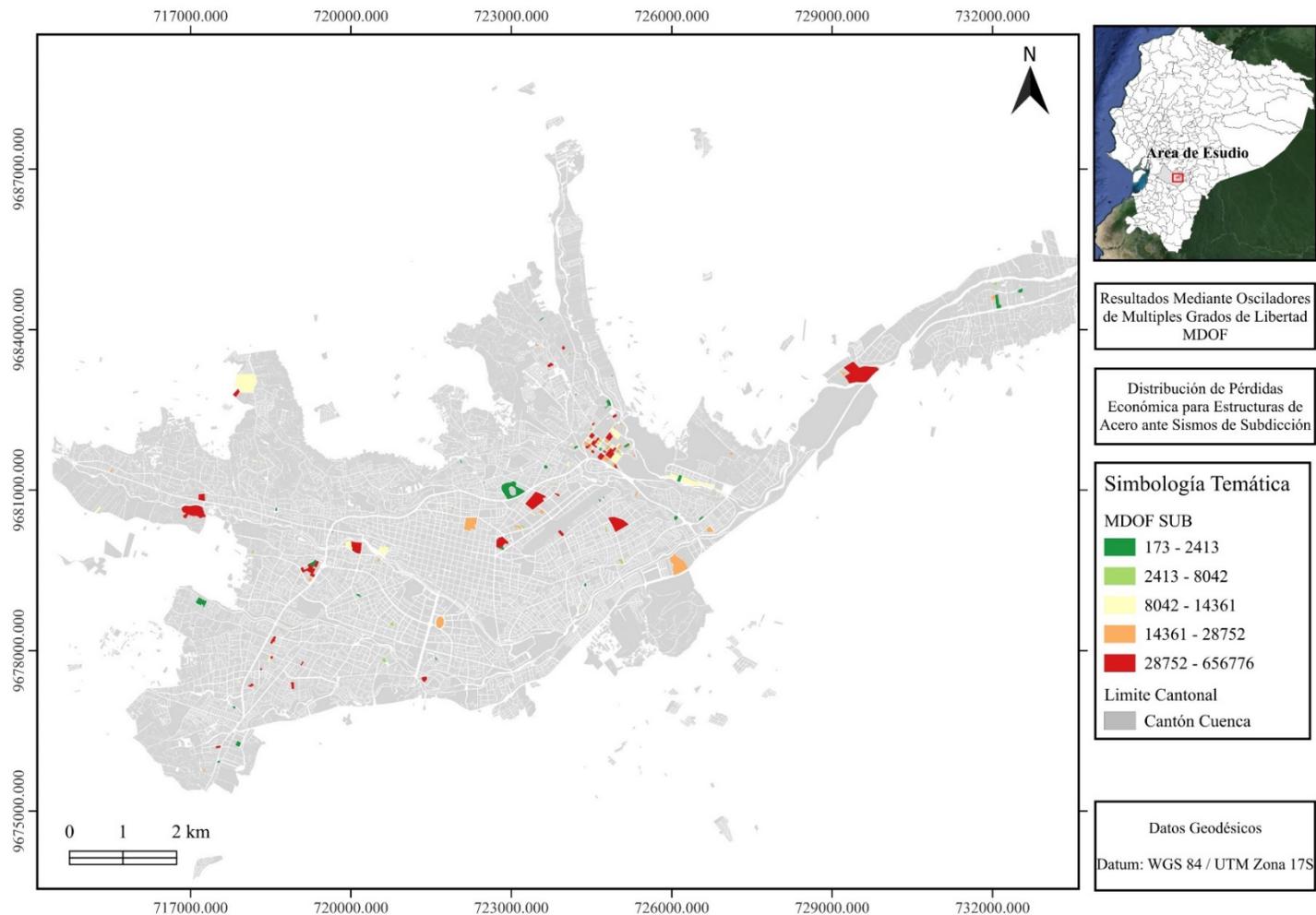
Mapa de Riesgo Sísmico resultado de un análisis mediante SDOF ante sismos intraplaca.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-7

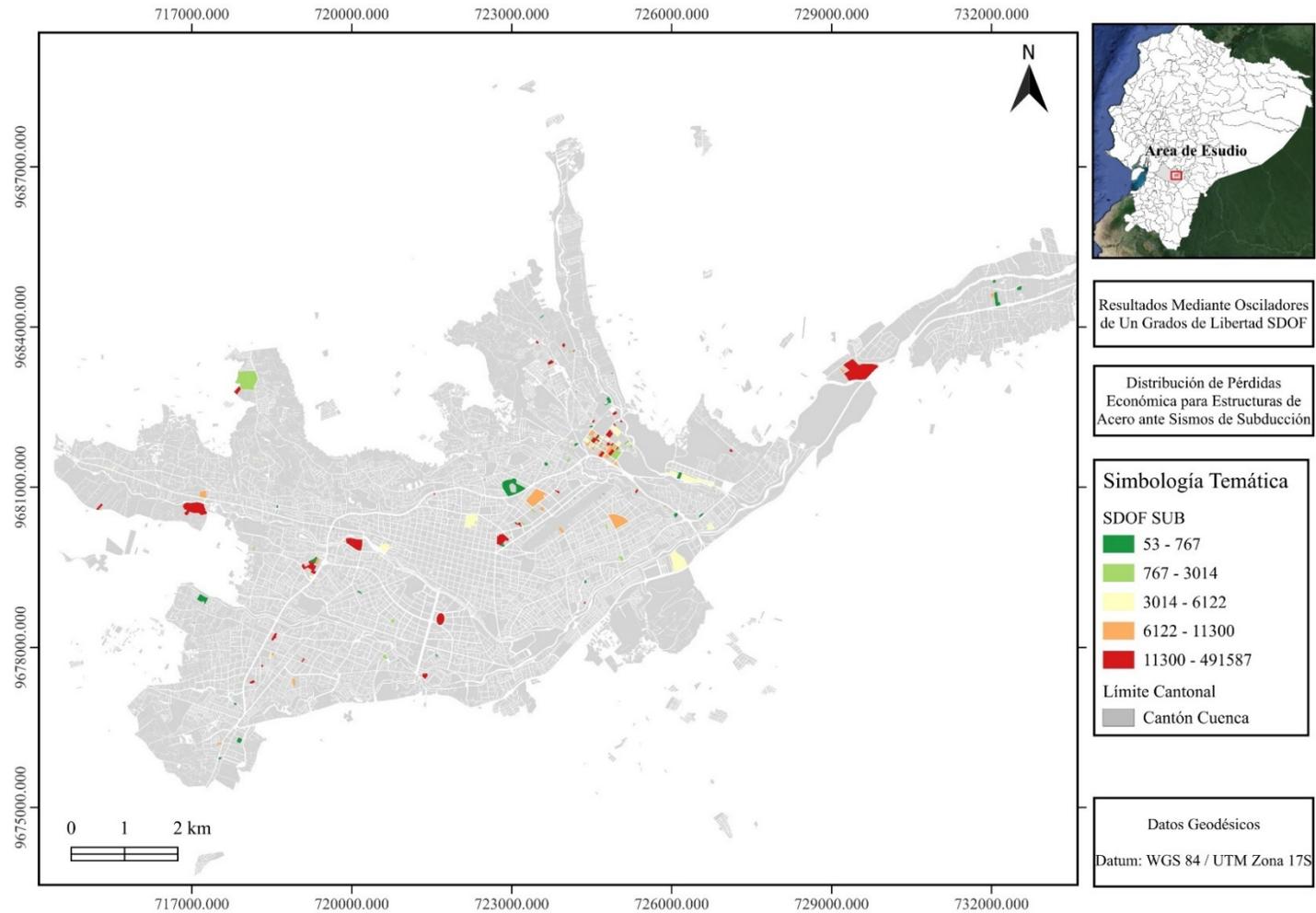
Mapa de Riesgo Sísmico resultado de un análisis mediante MDOF ante sismos de subducción.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-8

Mapa de Riesgo Sísmico resultado de un análisis mediante SDOF ante sismos de subducción.



Fuente: Elaboración propia.

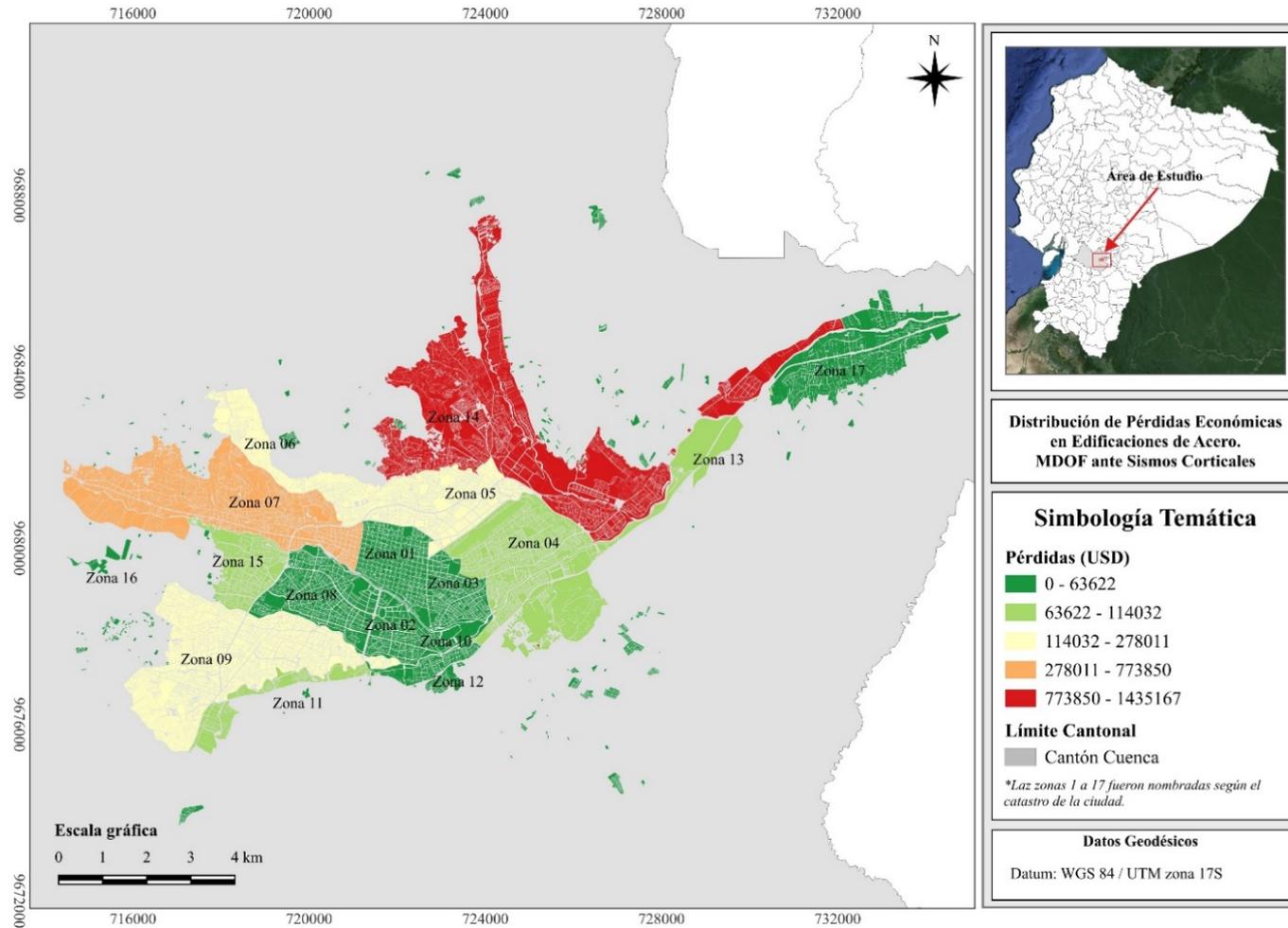
Al observar los mapas de riesgo sísmico en la zona urbana del cantón Cuenca, se aprecia una diferencia en las pérdidas proyectadas cuando se utilizan modelos equivalentes de un grado de libertad (SDOF) en comparación con modelos de múltiples grados de libertad (MDOF). Los análisis con modelos SDOF presentan pérdidas menores en comparación con los modelos MDOF. Aunque las diferencias entre estos dos tipos de análisis no son drásticas, se observa que el error tiende a aumentar junto con las pérdidas. Esto es consistente con las curvas de fragilidad obtenidas, las cuales indican mayores discrepancias en el estado de daño de colapso entre los modelos MDOF y SDOF.

El límite superior del rango de pérdidas anuales más probables muestra una brecha de casi \$100,000 entre los modelos SDOF y MDOF. Sin embargo, en los demás rangos, los valores de pérdidas son equivalentes, indicando que las edificaciones presentan un riesgo similar en ambos tipos de análisis.

Es importante señalar que la brecha de pérdidas económicas es más pronunciada en los análisis de sismos de subducción en comparación con los sismos intraplaca. Los valores de pérdidas esperadas para bienes expuestos a sismos de subducción son significativamente mayores, reflejando una mayor vulnerabilidad de las estructuras ante este tipo de eventos sísmicos.

Figura 5-9

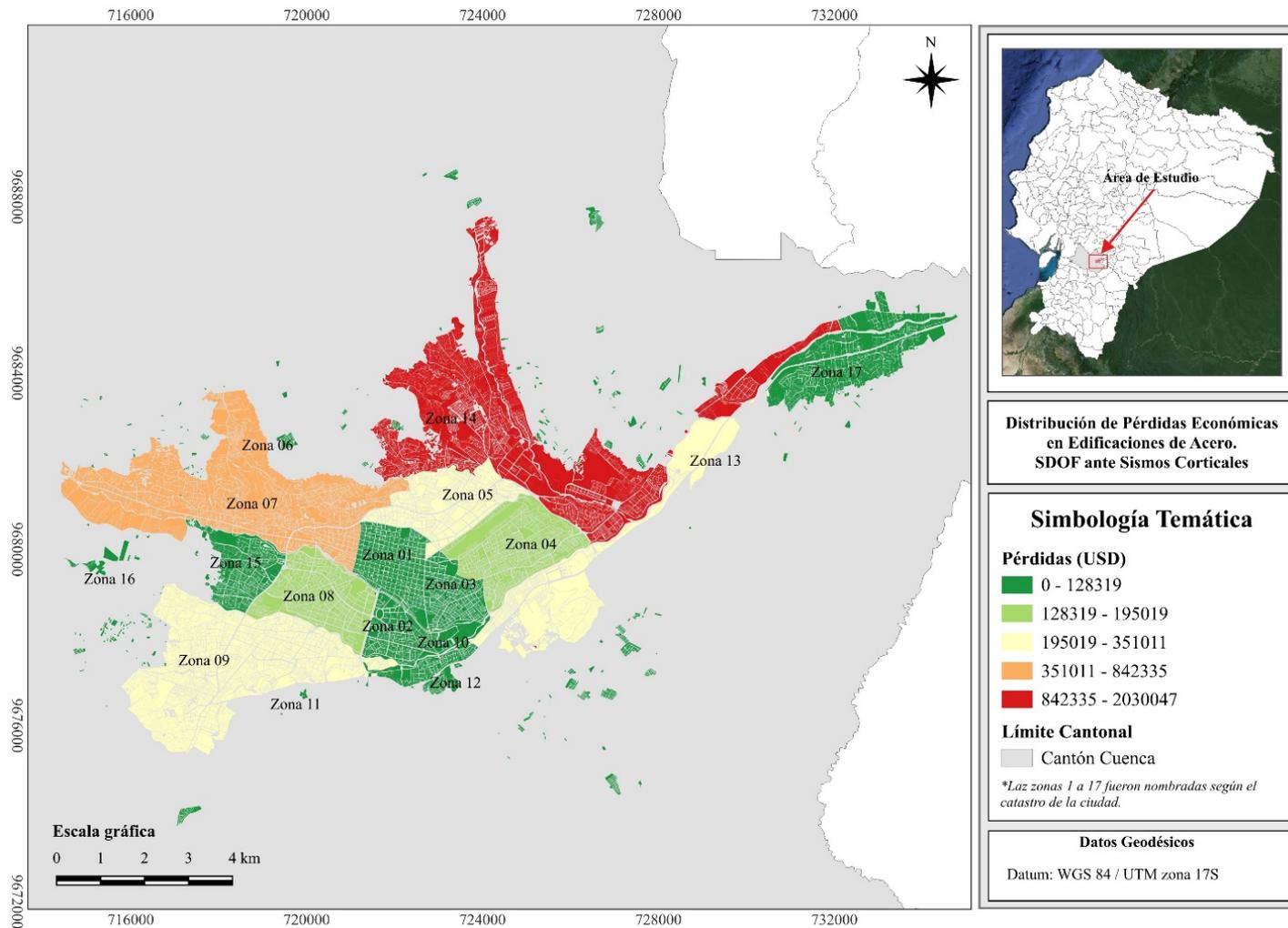
Mapa de Riesgo Sísmico distribuido en pérdidas anuales totales por zonas, resultado de análisis mediante MDOF antes señales intraplaca



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-10

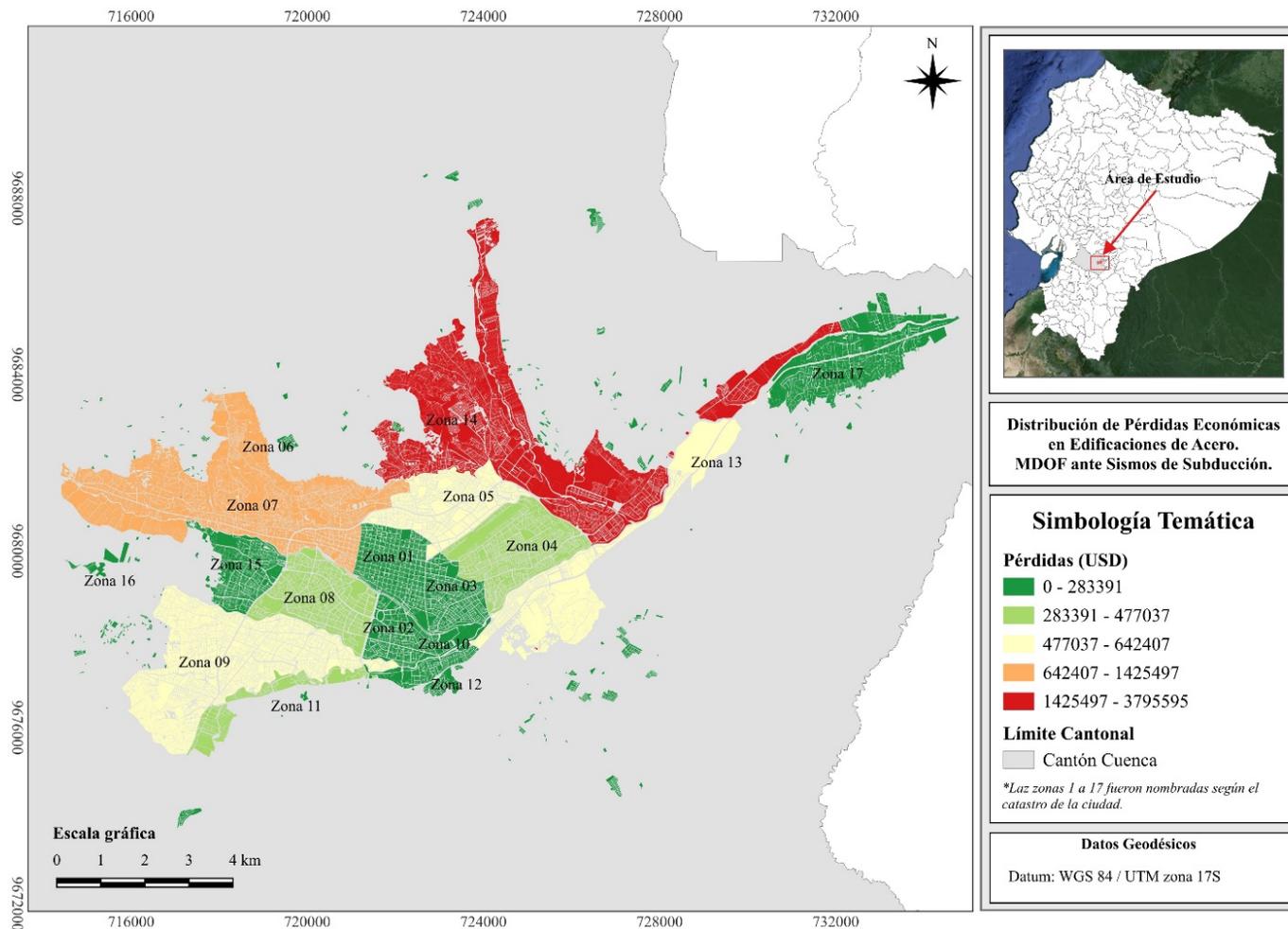
Mapa de Riesgo Sísmico distribuido en pérdidas totales por zona, resultado de análisis mediante SDOF ante señales intraplaca



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-11

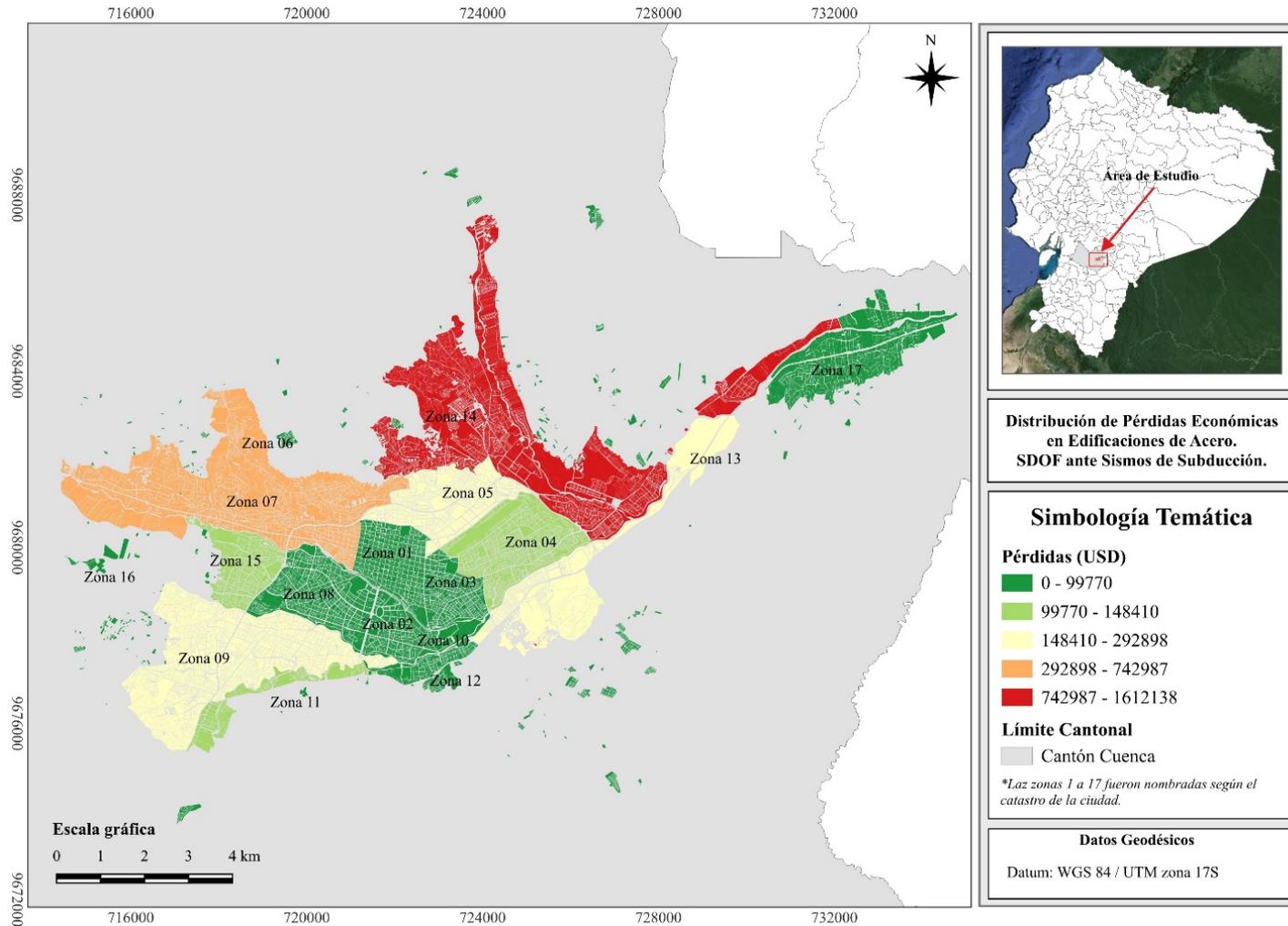
Mapa de Riesgo Sísmico distribuido en pérdidas anuales totales por zonas, resultado de análisis mediante MDOF antes sismos de subducción.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5-12

Mapa de Riesgo Sísmico distribuido en pérdidas anuales totales por zonas, resultado de análisis mediante MDOF antes sismos de subducción



Fuente: Elaboración propia.

Al observar los mapas de riesgo sísmico obtenidos mediante osciladores de múltiples grados de libertad (MDOF) y osciladores de un grado de libertad (SDOF), se identifica que las zonas con mayores pérdidas monetarias proyectadas corresponden a las zonas 14 y una parte de la zona 13, según el catastro de la ciudad de Cuenca. Estas son seguidas por las zonas 06 y 04, donde también se registran considerables pérdidas en predios de acero.

Consistentemente, los resultados obtenidos mediante análisis con SDOF muestran pérdidas menores en comparación con los obtenidos con MDOF. La brecha entre estas pérdidas se incrementa conforme aumentan las pérdidas proyectadas, indicando una mayor precisión de los modelos MDOF en escenarios de colapso estructural. Además, se observa que en algunas zonas las pérdidas son extremadamente bajas o prácticamente nulas. Esto se debe a que, en la ciudad de Cuenca, los predios de acero en los que se enfoca el estudio son reducidos, presentándose muy pocos o simplemente ninguna edificación en ciertas áreas.

Estos hallazgos subrayan la importancia de considerar diferentes modelos de análisis para obtener una estimación precisa del riesgo sísmico y las pérdidas monetarias asociadas. La variabilidad en los resultados también destaca la necesidad de estrategias de mitigación específicas para las zonas más vulnerables, así como un enfoque más detallado en el análisis de zonas con menores edificaciones para mejorar la precisión de las estimaciones de riesgo y pérdida.

Conclusiones

La evaluación del catastro proporcionado por el municipio de Cuenca ha permitido estimar la cantidad de edificaciones construidas en la ciudad a lo largo de los años. Este análisis se ha realizado en función de la normativa vigente en cada periodo histórico, lo que proporciona un contexto detallado sobre las metodologías de diseño y construcción empleadas en diferentes épocas. Esta información es fundamental para establecer correlaciones precisas con modelos representativos, que se utilizan en los análisis estructurales y sísmicos. De este modo, se puede obtener una visión más clara de la evolución de las prácticas constructivas y su impacto en la vulnerabilidad y resiliencia de las edificaciones frente a eventos sísmicos.

Realizar análisis utilizando modelos representativos de tipologías y modelándolos mediante osciladores de un grado de libertad, SDOF, ofrece una optimización significativa en términos de tiempo de análisis. Este enfoque permite lograr un equilibrio adecuado entre la confiabilidad de los resultados y el uso eficiente de recursos computacionales. Con modelos SDOF, se simplifica la complejidad del sistema estructural manteniendo una precisión aceptable en la evaluación del

comportamiento sísmico, esencial para tomar decisiones informadas en el diseño y la mitigación del riesgo sísmico.

Las simplificaciones implementadas en la representación del modelo representativo han proporcionado una base preliminar sólida para comprender el comportamiento de los activos de acero estructural expuestos a eventos sísmicos. Este enfoque ha facilitado la identificación de las zonas con mayores pérdidas previstas, proporcionando información crucial para la toma de decisiones estratégicas en la gestión del riesgo sísmico. Identificar estas áreas críticas es fundamental para la planificación y distribución eficiente de recursos. Permite a los responsables de la toma de decisiones; como el Municipio de Cuenca, priorizar intervenciones en las zonas más vulnerables, optimizando el uso de los fondos destinados a la mitigación de riesgos y la recuperación post - sísmica. Además, esta información es vital para el diseño de políticas de uso del suelo que consideren las amenazas sísmicas, contribuyendo a una urbanización más segura y resiliente. Los datos obtenidos a partir de estos modelos simplificados permiten una mejor planificación del desarrollo urbano, asegurando que las nuevas construcciones se realicen en áreas con menor riesgo o con medidas de mitigación adecuadas. Esto no solo mejora la seguridad de las edificaciones, sino que también incrementa la resiliencia general de la comunidad ante desastres naturales.

Limitaciones y Recomendaciones

Los datos del catastro analizados no son actuales, ya que la información disponible abarca únicamente hasta 2021. Es importante considerar que el diseño y construcción de estructuras de acero en Cuenca han experimentado un incremento significativo en los últimos años. Además, los análisis realizados no contemplaron patologías estructurales críticas como efectos de esquina, plantas bajas débiles o irregularidades de planta, características que pueden influir de manera significativa en el comportamiento dinámico de las estructuras. La ausencia de datos actualizados y la falta de consideración de ciertas patologías estructurales y uso de las edificaciones limitan la precisión de los análisis y la confiabilidad de las conclusiones obtenidas.

En cuanto a las metodologías de diseño y construcción, se asume que las edificaciones cumplen con la normativa correspondiente al año indicado en el catastro. Pero esta suposición no es verificable y puede no reflejar la realidad con exactitud. Por tanto, aunque el análisis del catastro proporciona una base útil para entender la evolución de las prácticas constructivas y su impacto en la vulnerabilidad de las edificaciones, es crucial actualizar y complementar estos datos para

mejorar la precisión de los modelos y los resultados obtenidos. Integrar datos más recientes y considerar las patologías estructurales relevantes son pasos necesarios para aumentar la fiabilidad de los análisis.

Una alternativa prometedora para la identificación de patologías y el análisis de estructuras es la integración de técnicas de inteligencia artificial con los datos recopilados a través de herramientas como Google Earth. Esta estrategia ofrece la posibilidad de reducir las incertidumbres inherentes a los métodos convencionales de evaluación estructural y proporcionar resultados más precisos y detallados. Al aprovechar la amplia gama de datos geoespaciales disponibles en plataformas como Google Earth, junto con algoritmos de inteligencia artificial, se pueden desarrollar modelos avanzados de análisis estructural, estos modelos pueden identificar de manera automática y eficiente una variedad de patologías estructurales, la implementación de esta tecnología permitiría realizar inspecciones estructurales a gran escala de manera rápida y rentable. Además, al aprovechar la capacidad de aprendizaje de las máquinas, estos modelos podrían mejorar continuamente su precisión y eficiencia a medida que se recopilan y analizan más datos.

En cuanto a la selección de la cartera de sismos utilizada en los análisis dinámicos destinados a evaluar la fragilidad, vulnerabilidad y riesgo sísmico comprende señales que reflejan la amenaza sísmica a nivel internacional. Por lo tanto, es importante tener en cuenta que esta cartera no necesariamente representa la sismicidad específica en Ecuador ni la amenaza sísmica para la ciudad de Cuenca.

Además, es relevante destacar que tanto las señales empleadas como los análisis realizados no consideran los efectos de sitio de la zona en cuestión. Estos efectos, que incluyen características geotécnicas y geomorfológicas locales, pueden influir significativamente en la respuesta sísmica de las estructuras y, por lo tanto, deben ser tomados en cuenta en futuras investigaciones. Su omisión puede limitar la precisión de los resultados obtenidos y la capacidad de los análisis para proporcionar una evaluación exhaustiva del riesgo sísmico en la región de estudio.

Finalmente, es importante destacar que los modelos empleados en este estudio se han simplificado considerablemente, centrándose únicamente en las características fundamentales de las estructuras analizadas. Sin embargo, hay que considerar que no se han considerado las incertidumbres epistémicas inherentes a estos modelos, como los errores en el modelado, la variabilidad de materiales y secciones, entre otros aspectos.

Además, para la calibración de estos modelos simplificados, se requiere información detallada proporcionada por análisis completos realizados con modelos más complejos. Lamentablemente, la disponibilidad de este tipo de datos es limitada, lo que implica una falta de variedad y cantidad en las modelizaciones de este tipo.

En consecuencia, aunque los modelos simplificados ofrecen una aproximación útil para el análisis estructural, es importante reconocer sus limitaciones y seguir trabajando para mejorar la precisión y la confiabilidad de los análisis considerando y mitigando las incertidumbres inherentes a los modelos y métodos empleados.

Bibliografía

- Aguiar, R. (Abril de 2008). Análisis Sísmico de Edificios. *Centro de Investigaciones Científicas. Universidad de Fuerzas Armadas ESPE*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/279188057_Analisis_Sismico_de_Edificios
- American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (2nd ed.)*. Reston, Virginia: ASCE Press.
- Arteaga Mora, P. A. (2017). Estudio de la vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y evaluación del índice e daño de una edificación perteneciente al patrimonio central edificado en la ciudad de Cuenca-Ecuador. *Tesis de Maestría en Especialista en Análisis y Diseño de Estructuras de Acero y Hormigón Armado*. Universidad de Cuenca, Cuenca. Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/26547>
- Baker, J. (2015). Efficient Analytical Fragility Function Fitting Using Dynamic Structural Analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599.
- Chacón Sierra, W. D. (2009). Torsión accidental en estructuras con aislamiento de base. *Trabajo de titulación previo a la obtención del título de ingeniero civil*. Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí, Pichicha, Ecuador. Obtenido de <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/2043>
- Chatzidaki, A., & Vamvatsikos, D. (2021). Mixed probabilistic seismic demand models for fragility assessment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6397-6421. Obtenido de <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01163-4>
- Chávez García, F. J., & Montalva, G. A. (2014). Site effects for Geotechnical Engineers, case study at Parkway valley. *Obras y Proyectos*, 16, 6-30. doi:10.4067/S0718-28132014000200001
- Coburn, A., Spence, R., & Pomonis, A. (1992). Factors determining casualty levels in earthquakes: Mortality prediction in building collapse Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering. *10th World Conference on Earthquake*, 4.
- Crowley, H., Polidoro, B., Pinho, R., & van Elk, J. (2017). Framework for Developing Fragility and Consequence Models for Local Personal Risk. *Earthquake Spectra*, 33(4), 1325-1345. doi:10.1193/083116eqs140m

- D'Ayala, D. F., Vamvatsikos, D., Porter, K., & Meslem, A. (2015). GEM Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid-Rise Buildings. *Global Earthquake Model (GEM)*, 1 - 162. doi:10.13117/GEM.VULN--MOD.TR2014.12
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2003). *Hazus–MH 2.1*. Washington, D.C.: Technical Manual. Obtenido de https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-09/fema_hazus_earthquake-model_technical-manual_2.1.pdf
- Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). *Cargas No Sísmicas*. Quito, Ecuador: INEN. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>
- Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 001*. Quito, Ecuador: INEN. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
- Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 002*. Quito, Ecuador: INEN. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/3.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-2.pdf>
- Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 002*. Quito, Ecuador: INEN. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/5.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-4.pdf>
- Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 003*. Quito, Ecuador: INEN. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/4.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-3.pdf>
- Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 004*. Quito, Ecuador: INEN. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/5.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-4.pdf>
- Jiménez Pacheco , J., Cabrera Cajamarca , J., Sánchez Beltrán , J., & Avilés Tenorio, F. (2018). Vulnerabilidad sísmica del patrimonio edificado del Centro Histórico de la Ciudad de

- Cuenca: Lineamientos generales y avances del proyecto. *MASKANA*, 9(1), 59-78.
 Obtenido de <https://doi.org/10.18537/mskn.09.01.07>
- Keith Porter, P. P. (2021). A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk. *University of Colorado Boulder*, 1-149. Obtenido de <https://www.sparisk.com/pubs/Porter-beginners-guide.pdf>
- Moreno Acosta, J. E. (2021). Amortiguamiento de Rayleigh vs otros modelos en la respuesta de edificios de acero. *Tesis Que para Obtener el Grado de Maestro en Ciencias de la Ingeniería*. Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa. Obtenido de http://repositorio.uas.edu.mx/jspui/bitstream/DGB_UAS/403/1/Amortiguamiento%20de%20Rayleigh%20vs%20otros%20modelos%20en%20la%20respuesta%20de%20edificio%20de%20acero.pdf
- Ordaz, M., Salgado-Gálvez, M., & Cardona, O. (2023). Review and comparison of different strategies to define earthquake design accelerations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 52, 3945-3961. Obtenido de <https://doi.org/10.1002/eqe.3950>
- Parra Cárdenas, A. (2016). Desarrollos Metodológicos Y Aplicaciones Hacia El Cálculo De Peligrosidad Sísmica El Ecuador Continental Y Estudio De Riesgo Sísmico En La Ciudad De Quito. *Universidad Politécnica de Madrid*, 1-256. Obtenido de https://oa.upm.es/39353/1/HUMBERTO_PARRA_CARDENAS_V-2.pdf
- Porter, K. (2021). A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk. *University of Colorado Boulder*, 139. Obtenido de <https://www.sparisk.com/pubs/Porter-beginnersguide.pdf>
- Quinde Martínez, P. D. (s.f.). Estudio de las demandas de energía sísmica en el valle de México y su relación con el daño estructural. *Tesis que para optar por el grado de Doctor en ingeniería*. Universidad Nacional Autónoma de México, México, México.
- Quinde Martínez, P., & Reinoso Angulo, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. *Ingeniería sísmica*, 94, 1-26. Obtenido de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001&lng=es&tlng=es.
- Ramos Gómez, P. S. (2018). Funciones de vulnerabilidad para equipos electrónicos con fines de riesgo sísmico. *TESIS: QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE: MAESTRO EN*

INGENIERÍA. Universidad Nacional Autónoma de México, CIUDAD DE MÉXICO, México.

- Shaghayegh, V., Mojtaba, M., Mohammad, A. G., & Farzin, Z. (2020). Surrogate SDOF models for probabilistic performance assessment of multistory buildings: Methodology and application for steel special moment frames. *Engineering Structures*, 212(110276), 0141-0296. Obtenido de <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110276>.
- Sianko, I., Ozdemir, Z., Hajirasouliha, I., & Pilakoutas, K. (2023). Probabilistic seismic risk assessment framework: case study Adapazari. *Turkey. Bull Earthquake Eng*, 21, 3133-3162. Obtenido de <https://doi.org/10.1007/s10518-023-01674-2>
- The Regents of the University of California. (s/d de s/m de 2020). *OpenSees Documentation*. Obtenido de OpenSees Documentation:
<https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/developer/license.html>
- Valle Peñalver, S. D. (30 de Noviembre de 2023). *Evaluación de los Efectos P-Delta*. Obtenido de <https://sismica-institute.com/efectos-p-delta/>
- Vielma, J. C., Cando, M. A., Cuenca, U. d., Cuenca, D. d., & DIUC. (2014). El efecto P-delta y su influencia sobre la ductilidad de las estructuras metálicas del Ecuador. *Universidad de Cuenca*, 5, 35-46. Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/21334>.
- Zhu, M., McKenna, F., & Scott, M. (2018). OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework. *SoftwareX*, 7(ISSN 2352-7110), 6-11. Obtenido de <https://doi.org/10.1016/j.softx.2017.10.009>.