

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA

FACULTAD DE INGENIERÍA CULIACÁN

**PROGRAMA DE DOCTORADO EN
INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**



TESIS

**EVALUACIÓN DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA
MULTIFAMILIAR CON PLANTA BAJA DÉBIL REHABILITADA CON
CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS AL PANDEO UBICADA EN
ACAPULCO, GUERRERO, MÉXICO**

QUE PRESENTA PARA SU EVALUACIÓN

M.I. AARÓN GUTIÉRREZ LÓPEZ

DIRECTORES

DR. JOSÉ RAMÓN GAXIOLA CAMACHO

DR. DANTE TOLENTINO LÓPEZ

Culiacán de Rosales, Sinaloa, a septiembre de 2026



Universidad Autónoma de Sinaloa

Dirección General de Bibliotecas

Repositorio Institucional Buelna

Restricciones de uso

Todo el material contenido en la presente tesis está protegido por la Ley Federal de Derechos de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

Queda prohibido la reproducción parcial o total de esta tesis. El uso de imágenes, tablas, gráficas, texto y demás material que sea objeto de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente correctamente mencionando al o los autores del presente estudio empírico. Cualquier uso distinto, como el lucro, reproducción, edición o modificación sin autorización expresa de quienes gozan de la propiedad intelectual, será perseguido y sancionado por el Instituto Nacional de Derechos de Autor.

Esta obra está bajo una Licencia [Creative Commons Attribution-NonCommercial-NoDerivatives 4.0 International](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/)



Dirección General de Bibliotecas
Ciudad Universitaria
Av. de las Américas y Blvd.
Universitarios
C.P. 80010 Culiacán Sin. Méx.
Tel (667) 713 78 32 y
(667) 712 50 57
dgbuas@uas.edu.mx

DEDICATORIA

A mi hija Isabella, quien llegó a mi vida antes de culminar este importante camino. Desde que supe de tu llegada, te convertiste en una de mis mayores motivaciones para seguir adelante. Hoy, al tenerte entre mis brazos comprendo que tú eres el logro más hermoso de mi vida. Esta tesis también es para ti, hija mía, con la esperanza de que algún día sepas que cada esfuerzo estuvo acompañado por el amor infinito que siento por ti.

AGRADECIMIENTOS

Dios, a ti te agradezco cada uno de los logros que he podido alcanzar, especialmente este, que representa uno de los más importantes de mi trayectoria académica y personal. Gracias por brindarme la fortaleza, la salud y la perseverancia necesarias para cumplir cada meta, así como por rodearme siempre de personas extraordinarias que han sido inspiración, apoyo y motivación constante en mi vida.

A mi esposa, Fernanda Madrigales. Gracias por acompañarme en cada etapa de este proceso, por tu paciencia, comprensión y amor incondicional durante los momentos más difíciles y demandantes de esta trayectoria doctoral. Tu apoyo, motivación y confianza en mí fueron fundamentales para culminar este logro. Gracias por caminar siempre a mi lado y por ser parte esencial de cada uno de mis sueños y metas alcanzadas.

A mis padres, Nora López y Roberto Gutiérrez. Gracias por su amor, esfuerzo y apoyo incondicional a lo largo de toda mi vida. Este logro también les pertenece a ustedes, por ser quienes me enseñaron el valor de la perseverancia, el trabajo y la responsabilidad. Gracias por cada sacrificio, consejo y motivación brindada durante mi formación personal y profesional. Todo lo que hoy soy ha sido posible gracias a las bases y principios que sembraron en mí.

A mi hermano Roberto Gutiérrez, a mi cuñada Blanca López, y a mis ahijados Roberto Gutiérrez y Sara María Gutiérrez por su cariño, apoyo y por acompañarme siempre a lo largo de esta etapa tan importante de mi vida. Su confianza, alegría y motivación han sido parte fundamental de este camino y representan una inspiración constante para seguir creciendo tanto personal como profesionalmente.

A mis abuelos que hoy me acompañan desde el cielo, gracias por su amor, enseñanzas y por haber sido parte fundamental de mi vida. Su recuerdo y ejemplo permanecen siempre conmigo y forman parte de cada logro alcanzado. A mi abuelo Oscar López, gracias por su cariño, consejos y apoyo incondicional. Su presencia y sus enseñanzas han sido una gran inspiración a lo largo de mi formación personal y profesional.

Al Dr. José Ramón Gaxiola, director de esta tesis y gran amigo, expreso mi más sincero agradecimiento por su guía, apoyo y confianza a lo largo de este proceso doctoral. Gracias por compartir sus conocimientos, experiencia y consejos, así como por su disposición y compromiso durante el desarrollo de esta investigación. Su acompañamiento académico y personal fue fundamental para la culminación de este logro.

Al Dr. Dante Tolentino, codirector de esta investigación y amigo, expreso mi agradecimiento por su apoyo, disposición y valiosas aportaciones académicas durante el

desarrollo de este trabajo doctoral. Gracias por compartir sus conocimientos y experiencia, contribuyendo significativamente al fortalecimiento de esta investigación y a mi formación profesional.

A los Doctores Federico Valenzuela, Martín Leal y Juan Bojórquez, expreso mi más sincero agradecimiento por formar parte de esta investigación a través de sus valiosas evaluaciones, observaciones, consejos y aportaciones académicas. Gracias también por fungir como guías durante este proceso doctoral, contribuyendo significativamente a fortalecer tanto esta investigación como mi formación profesional.

A la familia de mi esposa, y en especial a mis suegros, Rosy Reátiga y Felipe Madriagles, expreso mi agradecimiento por su cariño, apoyo y por acompañarme con sus palabras de aliento durante esta importante etapa de mi vida. Gracias por recibirme siempre como parte de su familia y por contribuir, de una u otra manera, a la culminación de este logro académico.

Al Programa de Doctorado en Ingeniería de la Construcción, a la Facultad de Ingeniería Culiacán y a la Universidad Autónoma de Sinaloa, expreso mi profundo agradecimiento por la formación académica y profesional brindada durante esta etapa doctoral. Gracias por proporcionar las herramientas, conocimientos y espacios necesarios para el desarrollo de esta investigación, así como fomentar la investigación científica y el crecimiento de nuevos profesionistas comprometidos con la ingeniería y el desarrollo del país.

A la secretaría de Ciencia, Humanidades, Tecnología e Innovación (SECIHTI), anteriormente Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT), expreso mi sincero agradecimiento por el apoyo económico otorgado mediante la beca No. 934344, la cual hizo posible la realización y culminación de mis estudios de doctorado.

A la empresa GPROYECTOS, por brindarme la oportunidad de realizar mi estancia profesional y fortalecer mi formación académica y profesional. En especial, agradezco a mi amigo Adán Alcantar por la confianza y apoyo.

A mis compañeros del programa de doctorado, gracias por compartir esta etapa de formación académica, así como los retos, aprendizajes y experiencias vividas a lo largo de este proceso. En especial, agradezco a David Beltrán, compañero y amigo de generación, por su apoyo, amistad y por todos los momentos compartidos durante esta trayectoria doctoral.

A todos mis amigos y a cada una de las personas que estuvieron presentes y me brindaron su apoyo, motivación y palabras de aliento durante esta etapa.

RESUMEN

Los edificios de mediana altura con irregularidad de planta baja débil constituyen una de las tipologías estructurales más vulnerables frente a la acción de los terremotos en regiones de alta peligrosidad sísmica. En este trabajo se evalúa el desempeño sísmico y la confiabilidad estructural de un edificio representativo de mampostería confinada con marcos de concreto reforzado en la planta baja, configuración que genera una irregularidad vertical tipo piso débil. Con base en lo anterior, se analiza la efectividad de los contravientos restringidos al pandeo como estrategia de reforzamiento para este tipo de sistemas estructurales y se estudia su contribución al comportamiento sísmico global de la estructura. La edificación fue diseñada conforme a reglamentaciones previas para representar prácticas constructivas presentes en diversas zonas urbanas de México. Inicialmente, se evaluó el comportamiento sísmico del edificio en su configuración original mediante análisis dinámicos no lineales tiempo-historia realizados en ETABS v21, utilizando registros sísmicos asociados a periodos de retorno de 72, 475 y 975 años. La respuesta estructural se analiza en términos de la distorsión de entrepiso, identificándose una concentración de deformaciones en el primer nivel que supera los límites de desempeño asociados con ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. Posteriormente, se realiza una evaluación probabilista considerando la variabilidad las cargas sísmicas, ajustando funciones de densidad de probabilidad a las demandas de distorsión para estimar probabilidad de excedencia e índices de confiabilidad estructural. Con base en Los resultados, se implementa una estrategia de rehabilitación estructural mediante un esquema híbrido que incorpora contravientos restringidos al pandeo en el primer nivel y dispositivos disipadores de energía tipo *shear-link* en niveles superiores. La estructura reforzada se evalúa mediante nuevos análisis dinámicos no lineales y el mismo enfoque probabilista, permitiendo comparar ambas configuraciones estructurales y evidenciando mejoras significativas en el desempeño sísmico y en los niveles de confiabilidad. Los resultados muestran que la estructura original no satisface los niveles objetivo de confiabilidad estructural, presentando índices β inferiores a 3.5 para los distintos estados límite evaluados. Después de la rehabilitación, los índice de confiabilidad aumentaron hasta valores promedio comprendidos entre 7.32 y 7.76 en ambas direcciones principales y para todos los niveles de desempeño analizados, frente a valores entre 1.30 y 2.05 correspondientes a la condición original. Adicionalmente, la distribución Kernel fue la que presenta el mejor ajuste estadístico para modelar las distorsiones de entrepiso obtenidas mediante análisis dinámicos no lineales. En conjunto, los resultados confirman la efectividad del sistema híbrido conformado por contravientos restringidos al pandeo y disipadores *shear-link* para reducir la vulnerabilidad sísmica y aumentar significativamente la confiabilidad estructural de edificaciones con irregularidad de planta baja débil.

Palabras clave: Irregularidad vertical; contravientos restringidos al pandeo; disipadores tipo *shear-link*; desempeño sísmico; confiabilidad estructural; piso débil.

ABSTRACT

Mid-rise buildings with soft first-story irregularities constitute one of the structural typologies most vulnerable to earthquakes loading in regions of high seismic hazard. This study evaluates the seismic performance and structural reliability of a representative confined masonry building with reinforced concrete moment frames at the ground floor, a configuration that generates a vertical soft-story irregularity. Based on the above, both the effectiveness of buckling-restrained braces as a retrofit strategy for this type of structural system and their contribution to the global seismic behavior of the structure is analyzed. The building is designed according to previous building code provisions to represent construction practices commonly found in several urban areas of Mexico. Initially, the seismic behavior of the building in its original configuration is evaluated through nonlinear time-history analyses performed in ETABS v21 using ground motion records associated with return periods of 72, 475, and 975 years. The structural response is analyzed in terms of inter-story drift ratios, revealing a concentration of deformation demand at the first story that exceeded the performance limits associated with immediate occupancy, life safety, and collapse prevention. Subsequently, a probabilistic assessment was conducted considering record-to-record variability by fitting probability density functions to the inter-story drift demands to estimate exceedance probabilities and structural reliability indices. Based on the results obtained, a structural rehabilitation strategy is implemented through a hybrid retrofit scheme incorporating buckling-restrained braces at the first story and shear-link energy dissipation devices at the upper levels. The retrofitted structure is evaluated through additional nonlinear dynamic analyses using the same probabilistic framework, allowing direct comparison between both structural configurations and demonstrating significant improvements in seismic performance and reliability levels. The results indicate that the original structure does not satisfy the target reliability levels, presenting β indices lower than 3.5 for the different performance states considered. After rehabilitation, the reliability indices increased to mean values ranging from 7.32 to 7.76 in both principal directions and across all analyzed performance levels, compared with values between 1.30 and 2.05 for the original configuration. Furthermore, the Kernel distribution provided the most consistent statistical fit for representing the inter-story drift ratios obtained from the nonlinear dynamic analyses. Overall, the results confirm the effectiveness of the hybrid retrofit system composed of buckling-restrained braces and shear-link dissipators in reducing seismic vulnerability and significantly increasing the structural reliability of buildings with soft first-story irregularities.

Keywords: Vertical irregularity; buckling-restrained braces; shear-link energy dissipators; seismic performance; structural reliability; soft story.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	17
1.1. Generalidades	17
1.2. Planteamiento del problema	19
1.3. Hipótesis	21
1.4. Objetivo general	21
1.4.1. Objetivos específicos	21
1.5. Justificación	22
2. MARCO TEÓRICO	24
2.1. Marco conceptual	24
2.1.1. Edificios con planta baja débil	24
2.1.2. Modelación de muros de mampostería confinada mediante el modelo de columna ancha	27
2.1.3. Estrategias de rehabilitación sísmica para edificios con planta baja débil	29
2.1.3.1. Contravientos restringidos al pandeo (CRPs)	32
2.1.3.2. Dispositivos Shear-Link Bozzo	34
2.1.4. Diseño sísmico basado en desempeño	36
2.1.5. Confiabilidad estructural basada en modelación probabilística	38
2.1.5.1. Distribución Normal	40
2.1.5.2. Distribución Lognormal	41
2.1.5.3. Distribución Birnbaum-Saunders	41
2.1.5.4. Distribución valor extremo	42
2.1.5.5. Distribución Gamma	42
2.1.5.6. Distribución valor extremo generalizado	43
2.1.5.7. Distribución logística	44
2.1.5.8. Distribución Kernel	44
2.1.5.9. Distribución log-logística	45
2.1.5.10. Distribución estable	46
2.1.5.11. Distribución t de ubicación-escala	46
2.1.5.12. Distribución Weibull	47
2.2. Estado del arte	48
2.2.1. Evaluación de edificios con planta baja débil	48
2.2.2. Rehabilitación de edificios con planta baja débil	50
3. METODOLOGÍA	52

3.1. Materiales	52
3.2. Métodos	55
3.2.1. Método de la columna ancha	55
3.2.2. Método de calibración de muros de mampostería confinada	56
3.2.3. Método de selección de registros sísmicos	59
3.2.4. Método de prediseño y diseño de contravientos restringidos al pandeo	61
3.2.5. Método de prediseño y diseño de disipadores shear link Bozzo (SLB)	64
3.2.6. Método de evaluación del desempeño estructural basado en distorsión de entrepiso	65
3.2.7. Método probabilista para la estimación del índice de confiabilidad estructural β	67
3.2.8. Síntesis del procedimiento metodológico	68
4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	71
4.1. Edificación representativa de estudio	71
4.2. Análisis y diseño del edificio multifamiliar con normativa aplicable	73
4.3. Selección y procesamiento de registros sísmicos para la edificación original	84
4.4. Modelado no lineal de la edificación original para análisis dinámicos no lineales	89
4.5. Evaluación del desempeño sísmico de la edificación original	99
4.5.1. Desempeño sísmico para el nivel de ocupación inmediata (OI)	100
4.5.2. Desempeño sísmico para el nivel de seguridad de vida (SV)	102
4.5.3. Desempeño sísmico para el nivel de prevención de colapso (PC)	104
4.6. Evaluación probabilista del desempeño sísmico de la edificación original	106
4.6.1. Evaluación probabilista para el nivel de ocupación inmediata (OI)	107
4.6.2. Evaluación probabilista para el nivel de seguridad de vida (SV)	109
4.6.3. Evaluación probabilista para el nivel de prevención de colapso (PC)	111
4.7. Rehabilitación sísmica de la edificación mediante CRPs y dispositivos Shear Link Bozzo	113
4.7.1. Implementación de contravientos restringidos al pandeo (CRPs) en la planta baja	113
4.7.2. Implementación de dispositivos Shear Link Bozzo (SLB) en niveles superiores	116
4.8. Selección y procesamiento de registros sísmicos para la edificación rehabilitada	119

4.9. Modelado no lineal de la edificación rehabilitada para análisis dinámicos no lineales	123
4.10. Evaluación del desempeño sísmico de la edificación rehabilitada	125
4.10.1. Desempeño sísmico para el nivel de ocupación inmediata (OI)	125
4.10.2. Desempeño sísmico para el nivel de seguridad de vida (SV).....	128
4.10.3. Desempeño sísmico para el nivel de prevención de colapso (PC).....	131
4.11. Evaluación probabilista del desempeño sísmico de la edificación rehabilitada.....	134
4.11.1. Evaluación probabilista para el nivel de ocupación inmediata (OI).....	135
4.11.2. Evaluación probabilista para el nivel de seguridad de vida (SV)	137
4.11.3. Evaluación probabilista del nivel de prevención de colapso (PC).....	139
4.12. Comparación probabilista del desempeño sísmico entre la estructura original y rehabilitada	141
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	142
5.1. Conclusiones.....	142
5.2. Recomendaciones.....	143
6. REFERENCIAS.....	144
7. ANEXO A	158
8. ANEXO B	160

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Comportamiento de edificios con rotulas plásticas distribuidas y rotulas plásticas concentradas en planta baja de edificios diseñados por capacidad. Fuente: [48], [49].	25
Figura 2. Configuraciones estructurales de edificios de mediana altura que pueden generar problemas de planta baja débil.	26
Figura 3. Modelo de la columna ancha.....	29
Figura 4. Técnicas de rehabilitación para edificios con planta baja débil.	30
Figura 5. Subclasificación de estrategias de reforzamiento en edificios con planta baja débil.....	31
Figura 6. Componentes de un Contraviento Restringido al Pandeo.....	33
Figura 7. Ciclo de histéresis de un contraviento restringido al pandeo y contraviento convencional.....	34
Figura 8. Disipadores de energía tipo SLB.	35
Figura 9. Metodología del DSBD para la evaluación del desempeño de una estructura	37
Figura 10. Representación gráfica de una función de densidad de probabilidad..	40
Figura 11. Estrategia de calibración de los muros de mampostería confinada.	58
Figura 12. Curva idealizada tipo Pivot con parámetros..	58
Figura 13. Modelo idealizado de muros de mampostería mediante columnas anchas con rotulas no lineales.....	59
Figura 14. Curva bilineal idealizada de fuerza-desplazamiento de los CRP.	63
Figura 15. Curva esfuerzo-deformación en el rango no lineal de los disipativos SLB. ..	65
Figura 16. Método de iteración directa..	65
Figura 17. Esquema metodológico de la investigación.....	70
Figura 18. Elevación frontal y lateral de la edificación en estudio (Dimensiones en metros, m).	72
Figura 19. Planta del primer piso y pisos superiores de la edificación (Dimensiones en metros, m).	72
Figura 20. Ubicación geográfica de la edificación de estudio.	73
Figura 21. Regionalización sísmica de la República Mexicana de acuerdo con el MDOC-DS-1993	76

Figura 22. Espectro elástico de diseño del edificio multifamiliar conforme al MDOC-DS-1993	77
Figura 23. Modelo numérico del edificio multifamiliar en el software ETABS.	79
Figura 24. Distorsiones de entrepiso del edificio multifamiliar en ambas direcciones principales.	82
Figura 25. Distribución de rigidez lateral del edificio multifamiliar.....	83
Figura 26. Compatibilidad espectral entre los registros seleccionados y los espectros objetivo para los periodos de retorno de 72, 475 y 975 años.	88
Figura 27. Fragmento representativo de la codificación desarrollada en MATLAB para el proceso de selección y procesamiento de registros sísmicos.	89
Figura 28. Modelo idealizado empleado para la calibración del muro de mampostería confinada mediante el método de la columna ancha.....	91
Figura 29. Curva histerética junto a la curva envolvente obtenida a partir de la respuesta experimental del muro.	91
Figura 30. Historia de desplazamientos aplicada durante el ensayo experimental del muro.	92
Figura 31. Modelo numérico implementado en ETABS para la calibración del muro ensayado.....	93
Figura 32. Curva fuerza-desplazamiento calibrada para la articulación plástica de corte.	95
Figura 33. Parámetros calibrados implementados en el modelo numérico de la columna ancha.....	96
Figura 34. Comparación entre la respuesta experimental y la respuesta analítica del muro calibrado.....	96
Figura 35. Ajuste de resistencia para muro de mampostería localizado en el segundo nivel.....	97
Figura 36. Ajuste de resistencia para muro de mampostería localizado en el tercer nivel.	98
Figura 37. Ajuste de resistencia para muro de mampostería localizado en el quinto nivel.	98

Figura 38. Distribución de distorsiones de entrepiso en la dirección X para registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 72 años.....	100
Figura 39. Distribución de distorsiones de entrepiso en la dirección Y para registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 72 años.....	101
Figura 40. Distribución de distorsiones de entrepiso en la dirección X para registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 475 años.....	102
Figura 41. Distribución de distorsiones de entrepiso en la dirección Y para registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 475 años.....	103
Figura 42. Distribución de distorsiones de entrepiso en la dirección X para registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 975 años.....	105
Figura 43. Distribución de distorsiones de entrepiso en la dirección Y para registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 975 años.....	105
Figura 44. Curva de capacidad estructural del edificio en condición original.	114
Figura 45. Curva de capacidad estructural del edificio objetivo.....	114
Figura 46. Distribución de los contravientos restringidos al pandeo en la planta baja.	115
Figura 47. Modelo estructural rehabilitado mediante CRP y dispositivos SLB en el software ETABS.	118
Figura 48. Compatibilidad espectral de los registros sísmicos seleccionados para la estructura rehabilitada para los periodos de retorno de 72, 475 y 975 años.	123
Figura 49. Perfil de distorsión de entrepiso de la estructura rehabilitada en la dirección EW para el nivel de ocupación inmediata.....	126
Figura 50. Perfil de distorsión de entrepiso de la estructura rehabilitada en la dirección NS para el nivel de ocupación inmediata.	126
Figura 51. Respuesta histerética representativa de los dispositivos CRP para el nivel de ocupación inmediata.....	127
Figura 52. Respuesta histerética representativa de los dispositivos SLB para el nivel de ocupación inmediata.....	128
Figura 53. Perfil de distorsión de entrepiso de la estructura rehabilitada en la dirección EW para el nivel de seguridad de vida.	129
Figura 54. Perfil de distorsión de entrepiso de la estructura rehabilitada en la dirección NS para el nivel de seguridad de vida.	129

Figura 55. Respuesta histerética representativa de los dispositivos CRP para el nivel de seguridad de vida.	130
Figura 56. Respuesta histerética representativa de los dispositivos SLB para el nivel de seguridad de vida.	131
Figura 57. Perfil de distorsión de entrepiso de la estructura rehabilitada en la dirección EW para el nivel de prevención de colapso.....	132
Figura 58. Perfil de distorsión de entrepiso de la estructura rehabilitada en la dirección NS para el nivel de prevención de colapso.....	132
Figura 59. Respuesta histerética representativa de los dispositivos CRP para el nivel de prevención de colapso.....	133
Figura 60. Respuesta histerética representativa de los dispositivos SLB para el nivel de prevención de colapso.....	134
Figura 61. Comparación de los índices de confiabilidad estructural β entre la edificación original y la estructura rehabilitada para los distintos niveles de desempeño sísmico.	141

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Niveles de amenaza sísmica y objetivos de desempeño asociados.....	37
Tabla 2. Descripción de los niveles de desempeño sísmico.....	38
Tabla 3. Límites de distorsión de entrepiso para la evaluación del desempeño estructural.	66
Tabla 4. Ubicación geográfica y zonificación sísmica de la edificación de estudio.....	73
Tabla 5. Propiedades del concreto contemplado en la edificación.	73
Tabla 6. Propiedades del acero de refuerzo en elementos estructurales de la edificación.	74
Tabla 7. Propiedades de la pieza hueca de concreto utilizada en el análisis y diseño..	74
Tabla 8. Sobrecarga muerta en losas de entrepiso.	74
Tabla 9. Sobrecarga muerta en losa de azotea.	75
Tabla 10. Carga viva considerada en la edificación para losas de entrepiso y azotea..	75
Tabla 11. Parámetros para la construcción de espectros elásticos en estructuras del grupo B conforme al MDOC-DS-1993.	76
Tabla 12. Propiedades equivalentes de un muro de mampostería de la edificación.	80
Tabla 13. Parámetros de modificación para un muro de la edificación.	81
Tabla 14. Dimensionamiento de elementos estructurales.	84
Tabla 15. Características y factores de escalamiento de los registros sísmicos seleccionados para la edificación original.	85
Tabla 16. Propiedades mecánicas del muro de mampostería utilizado para la calibración.	90
Tabla 17. Parámetros de modificación para el muro del ensayo.	93
Tabla 18. Parámetros calibrados de la curva Fuerza-Desplazamiento de la articulación de corte.....	94
Tabla 19. Parámetros calibrados de la regala histerética tipo Pivot.	95
Tabla 20. Factores de ajuste de deformación implementados para los muros de mampostería confinada.	99
Tabla 21. Índices de confiabilidad estructural para el nivel de ocupación inmediata...	107
Tabla 22. Índices de confiabilidad estructural para el nivel de seguridad de vida.	109
Tabla 23. Índices de confiabilidad estructural para el nivel de prevención de colapso.	111

Tabla 24. Parámetros de rigidez y resistencia objetivo para el diseño de los CRPs. ..	115
Tabla 25. Iteración final de diseño de los dispositivos SLB implementados en la estructura.	116
Tabla 26. Características y factores de escalamiento de los registros sísmicos seleccionados para la estructura rehabilitada.....	119
Tabla 27. Índices de confiabilidad estructural β para el nivel de ocupación inmediata de la estructura rehabilitada.	135
Tabla 28. Índices de confiabilidad estructural β para el nivel de seguridad de vida de la estructura rehabilitada.	137
Tabla 29. Índices de confiabilidad estructural β para el nivel de prevención de colapso de la estructura rehabilitada.	139

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

Los sismos representan uno de los fenómenos naturales que mayores daños han ocasionado en la infraestructura urbana a nivel mundial. En regiones con alta peligrosidad sísmica, el desempeño estructural de las edificaciones depende en gran medida de su configuración estructural, así como de la adecuada distribución de rigidez y resistencia a lo largo de la altura. Cuando estas características no se mantienen de manera uniforme, pueden generarse irregularidades estructurales que afectan negativamente la respuesta sísmica de los edificios. Entre estas irregularidades, una de las más críticas es la presencia de plantas bajas débiles, las cuales han sido identificadas como una de las principales causas de daño severo o colapso estructural durante terremotos [1], [2], [3].

Los edificios con planta baja débil constituyen una tipología estructural común en zonas urbanas densamente pobladas. Esta configuración se caracteriza por presentar un primer nivel con menor rigidez y resistencia en comparación con los niveles superiores, situación que generalmente se origina debido a la presencia de grandes aberturas destinadas a estacionamientos, áreas comerciales, accesos o lobbies. En contraste, los niveles superiores suelen destinarse a uso habitacional y con frecuencia incorporan muros de mampostería, los cuales incrementan considerablemente la rigidez lateral del sistema estructural. Como consecuencia, se genera una marcada irregularidad en la distribución de rigidez y resistencia a lo largo de la altura del edificio, lo que provoca una concentración de las demandas sísmicas en las columnas del primer nivel y ha ocasionado repetidamente daños severos o colapsos durante la ocurrencia de un evento sísmico [4], [5], [6], [7], [8].

Desde el punto de vista del comportamiento estructural, esta irregularidad provoca que durante un sismo los niveles superiores tiendan a comportarse como un bloque rígido, transmitiendo gran parte de las fuerzas laterales hacia la planta baja. Si los elementos estructurales de este nivel no cuentan con la capacidad suficiente para resistir dichas demandas, pueden desarrollarse deformaciones excesivas, formación de articulaciones plásticas indeseables y, eventualmente un mecanismo de colapso asociado a la pérdida de estabilidad lateral de la estructura [3], [9]. Entre las causas que favorecen la formación de este tipo de irregularidad, destacan las siguientes: (i) una mayor altura del primer piso en comparación con los niveles superiores, (ii) discontinuidades en la trayectoria de cargas, (iii) interrupción de columnas entre niveles, (iv) interrupción de muros estructurales y (v) utilización de muros divisorios de mampostería [10], [11].

La vulnerabilidad de las estructuras con planta baja débil ha quedado ampliamente evidenciada durante diversos eventos sísmicos ocurridos en las últimas décadas. Uno de los primeros casos documentados se presentó durante el terremoto de San Fernando, California, en 1971 ($M_w = 6.6$), el cual ocasionó pérdidas económicas cercanas a 500 millones de dólares y provocó daños severos en diversas edificaciones, incluyendo el hospital Olive View, donde la presencia de planta baja débil contribuyó significativamente a su deficiente desempeño estructural [12]. De manera similar, el terremoto de México de 1985 ocasionó pérdidas humanas y económicas significativas, con aproximadamente 40,000 víctimas fatales y numerosos edificios dañados o colapsados, muchos de los

cuales presentaban irregularidades en elevación asociadas a la presencia de pisos débiles [13].

Otros eventos sísmicos también han evidenciado la vulnerabilidad de esta tipología estructural. Por ejemplo, el terremoto de El Salvador de 1986 provocó daños severos en aproximadamente 60,000 edificaciones y alrededor de 2,000 fallecimientos, observándose en muchos casos fallas estructurales asociadas al aplastamiento del primer nivel debido a las diferencias significativas de rigidez entre pisos [14], [15]. De manera similar, el terremoto de Maule, Chile, ocurrido en 2010 generó pérdidas económicas estimadas en aproximadamente 1,200 millones de dólares, reportándose diversos casos de fallas estructurales asociadas al mecanismo de piso débil, incluso en edificaciones que incorporaban muros estructurales [16].

Recientemente, el sismo ocurrido en Manabí, Ecuador, en 2016 ocasionó cientos de víctimas y aproximadamente 30,000 personas damnificadas, observándose que las edificaciones multifamiliares con mayor altura en el primer nivel presentaron deformaciones excesivas en esta zona, superando la capacidad resistente de los elementos estructurales [17]. Asimismo, durante el terremoto de México de 2017 ($M_w = 7.1$), se registraron 369 fallecimientos y más de 300 edificios severamente dañados, de los cuales 46 colapsaron completamente. Diversos estudios han señalado que una proporción importante de estas estructuras correspondía a edificaciones con pisos débiles, algunas de las cuales habían sido previamente rehabilitadas tras el sismo de 1985 [8], [18].

Debido a la recurrencia de daño asociado a esta configuración estructural, diversos reglamentos de diseño sísmico han incorporado criterios específicos para identificar y penalizar la presencia de irregularidades en elevación. En el caso de México, la normativa sísmica ha reconocido desde hace varios años a las estructuras con pisos débiles como edificaciones irregulares, lo que implica modificaciones en los parámetros utilizados en su diseño estructural. En versiones recientes de los reglamentos se ha establecido, por ejemplo, la necesidad de considerar factores de comportamiento sísmico más conservadores en la zona donde se localiza la mayor flexibilidad del edificio, con el objetivo de reducir el riesgo de fallas estructurales durante eventos sísmicos. A pesar de estos avances normativos, el comportamiento sísmico de los edificios con planta baja débil continúa siendo un tema de investigación relevante dentro del campo de la ingeniería sísmica. Esto se debe a que los métodos tradicionales de análisis estructural, basados principalmente en procedimientos lineales, no siempre permiten capturar adecuadamente los efectos asociados a las no linealidades del material, la degradación de rigidez y resistencia, así como los efectos geométricos que pueden presentarse durante la respuesta sísmica de las estructuras. En consecuencia, en años recientes se ha incrementado el uso de herramientas de análisis estructural más avanzadas, tales como los análisis estáticos no lineales y los análisis dinámicos no lineales tiempo-historia, los cuales permiten evaluar de manera más aproximada el comportamiento de las edificaciones sometidas a excitaciones sísmicas [19].

En este contexto, el enfoque del Diseño Sísmico Basado en Desempeño (DSBD) ha cobrado particular relevancia en la evaluación y diseño de estructuras sometidas a cargas sísmicas. Este enfoque permite estimar el nivel de daño esperado en una edificación mediante la evaluación de distintos niveles de desempeño estructural, los cuales se

relacionan directamente con los desplazamientos y deformaciones que experimentan los elementos estructurales durante un sismo [20]. De esta manera, el DSBD proporciona un marco conceptual que facilita la evaluación del comportamiento estructural considerando diferentes escenarios de intensidad sísmica y sus correspondientes probabilidades de ocurrencia [21].

Por otra parte, el análisis y modelado de este tipo de estructuras representa un desafío significativo debido a la complejidad del comportamiento no lineal de los materiales que las componen. En particular, los niveles superiores de estos edificios suelen estar conformados por muros de mampostería confinada, cuyo comportamiento estructural puede involucrar una combinación de mecanismos de falla. Diversos estudios experimentales han demostrado que estos elementos presentan degradación progresiva de rigidez y resistencia cuando son sometidos a cargas laterales cíclicas, lo que influye de manera importante en la respuesta global de la estructura [22], [23], [24]. En consecuencia, la evaluación adecuada del comportamiento sísmico de edificaciones con planta baja débil requiere la incorporación de modelos analíticos capaces de representar de manera razonable las no linealidades estructurales y las interacciones entre los distintos sistemas resistentes que conforman al edificio. El uso de análisis dinámicos no lineales, combinado con enfoques probabilísticos orientados a la evaluación de la confiabilidad estructural, permite obtener una comprensión más completa del desempeño sísmico de estas edificaciones y contribuye al desarrollo de estrategias de diseño y rehabilitación más eficientes y seguras [25].

1.2. Planteamiento del problema

Las irregularidades estructurales constituyen un aspecto fundamental en la evaluación del desempeño sísmico de los edificios, ya que pueden modificar significativamente la distribución de las fuerzas laterales y la respuesta dinámica de las estructuras durante un evento sísmico. Tanto las irregularidades en planta como las verticales pueden generar concentraciones de esfuerzos y amplificación de las distorsiones de entrepiso, lo que incrementa la probabilidad de daño estructural. Diversos estudios han demostrado que los métodos tradicionales de análisis lineal no siempre logran capturar adecuadamente estos efectos, mientras que los enfoques de análisis estáticos y dinámicos no lineales permiten representar de manera más aproximada el comportamiento estructural bajo demandas sísmicas [26], [27].

Entre las irregularidades verticales más comunes se encuentran los edificios con planta baja débil, los cuales se caracterizan por presentar una reducción significativa de rigidez y resistencia lateral en el primer nivel con respecto a los niveles superiores. Esta condición suele originarse por requerimientos arquitectónicos, como necesidad de espacios abiertos en la planta baja destinados a estacionamientos, áreas comerciales o vestíbulos. En contraste, los niveles superiores suelen incorporar muros de mampostería confinada que incrementan considerablemente la rigidez lateral del sistema estructural, generando una discontinuidad importante en la distribución de rigidez a lo largo de la altura del edificio. Como consecuencia, durante la acción sísmica se concentran importantes demandas de deformación y resistencia en las columnas del primer nivel, lo que incrementa la vulnerabilidad estructural de estas edificaciones [28], [29].

La evidencia observada en diversos terremotos ha demostrado que los edificios con esta configuración estructural presentan un desempeño sísmico desfavorable [12], [13], [14], [17], [30]. En distintos eventos sísmicos se han reportado daños severos e incluso colapsos asociados a la presencia de irregularidades de rigidez en el primer nivel, lo que confirma la elevada vulnerabilidad de este tipo de estructuras frente a movimientos sísmicos [8], [31]. A partir de estas observaciones, diversas investigaciones se han enfocado en analizar el comportamiento sísmico de edificios con planta baja débil mediante modelos numéricos y métodos avanzados de análisis estructural, evidenciando que la distribución de la rigidez a lo largo de altura del edificio tiene una influencia significativa en el desempeño sísmico global [32], [33].

No obstante, a pesar del número considerable de estudios realizados sobre edificios con planta baja débil, la evaluación de su comportamiento desde una perspectiva probabilista aún ha sido relativamente limitada. En particular, existe una escasez de estudios enfocados en la evaluación de la confiabilidad estructural de edificios de mediana altura que combinan marcos de concreto reforzado en la planta baja con muros de mampostería confinada en los niveles superiores, una configuración estructural frecuente en edificaciones residenciales. Esta situación resulta especialmente relevante si se considera que una gran cantidad de edificaciones existentes fueron diseñadas conforme a disposiciones sísmicas anteriores, las cuales podrían no reflejar completamente los criterios actuales de seguridad estructural para este tipo de sistema. En consecuencia, surge la necesidad de desarrollar metodologías que permitan evaluar el desempeño sísmico de estas estructuras y generar información que apoye la toma de decisiones relacionadas con su evaluación y posible rehabilitación sísmica.

En este contexto, el estudio del desempeño sísmico y la confiabilidad estructural de edificaciones destinadas a vivienda adquiere particular relevancia desde la perspectiva de la seguridad estructural y la reducción del riesgo sísmico. Esta problemática se vincula con las prioridades nacionales de investigación orientadas a mejorar las condiciones de habitabilidad y seguridad de la infraestructura construida, particularmente con el programa nacional estratégico de vivienda, el cual promueve el desarrollo de conocimiento científico y tecnológico que contribuya a fortalecer la resiliencia de las edificaciones habitacionales y a mejorar la toma de decisiones en materia de planeación, diseño y rehabilitación de viviendas en zonas expuestas a peligros naturales.

Asimismo, muchas edificaciones existentes con planta baja débil requieren de estrategias de rehabilitación sísmica que permitan mejorar su desempeño estructural frente a eventos sísmicos futuros. Entre las alternativas propuestas en la literatura para incrementar la capacidad de disipación de energía y controlar las deformaciones laterales en estructuras existentes se encuentran los contravientos restringidos al pandeo, los cuales han demostrado un comportamiento favorable al proporcionar una considerable capacidad de deformación inelástica y una respuesta estable bajo cargas cíclicas. Sin embargo, la evaluación de la efectividad de este tipo de sistemas de rehabilitación desde una perspectiva basada en confiabilidad estructural es limitada, particularmente para edificaciones con irregularidad de planta baja débil.

Por lo tanto, el problema central que aborda esta investigación consiste en la limitada evaluación de la confiabilidad estructural de edificios de mediana altura con planta baja débil, conformados por marcos de concreto reforzado en el primer nivel y muros de

mampostería en los niveles superiores. La falta de estudios que integren análisis dinámicos no lineales con enfoques probabilistas limita la comprensión del nivel de seguridad sísmica de estas edificaciones frente a diferentes escenarios de demanda sísmica. En este contexto, resulta necesario desarrollar investigaciones que permitan cuantificar su confiabilidad estructural y evaluar el efecto de estrategias de rehabilitación sísmica orientadas a mejorar su desempeño estructural, contribuyendo así a una mejor evaluación del riesgo sísmico en este tipo de sistemas estructurales.

1.3. Hipótesis

La incorporación de Contravientos Restringidos al Pandeo (CRPs) en el primer nivel de edificaciones con planta baja débil modificaría de forma significativa la distribución de demandas inelásticas entre niveles, reduciendo la probabilidad de exceder los umbrales de distorsión de entrepiso asociados a los estados límite del diseño sísmico basado en desempeño, y aumentando, en consecuencia, el índice de confiabilidad estructural.

1.4. Objetivo general

Cuantificar la confiabilidad estructural de una vivienda multifamiliar con planta baja débil, antes y después de su rehabilitación mediante CRPs, empleando análisis no lineales, funciones de densidad de probabilidad e indicadores del diseño sísmico basado en desempeño, con el fin de evaluar la mejora en su seguridad estructural frente a escenarios sísmicos de distinta intensidad.

1.4.1. Objetivos específicos

1. Modelar y diseñar una vivienda multifamiliar con planta baja débil siguiendo normativas vigentes en su periodo de construcción, utilizando ETABS para evaluar su respuesta estructural ante cargas sísmicas.
2. Realizar análisis dinámicos no lineales en ETABS mediante registros sísmicos representativos de la zona de estudio, aplicando límites de desempeño conforme a la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño.
3. Calcular el índice de confiabilidad (β) y la probabilidad de desempeño excedente (p_{de}) del modelo original en función de los niveles de desempeño establecidos.
4. Implementar un sistema de rehabilitación pasivo mediante contravientos restringidos al pandeo (CRPs) y evaluar su efectividad mediante análisis dinámicos no lineales.
5. Cuantificar el índice de confiabilidad (β) y la probabilidad de desempeño excedente (p_{de}) del modelo rehabilitado utilizando los mismos criterios de desempeño sísmico.

6. Comparar los resultados de confiabilidad estructural antes y después de la rehabilitación con el fin de determinar la mejora en el desempeño sísmico y la seguridad global de la edificación.

1.5. Justificación

El comportamiento sísmico de las edificaciones con irregularidades estructurales continúa siendo un tema de gran relevancia dentro de la ingeniería estructural, particularmente en regiones con alta peligrosidad sísmica. Entre estas configuraciones estructurales, los edificios con planta baja débil representan una de las tipologías más vulnerables frente a la acción de los terremotos, debido a la concentración de deformaciones y demandas en el primer nivel de la estructura, lo cual ha quedado demostrado en distintos eventos sísmicos [8], [12], [13], [17], [18], [34], [35], [36], [37], [38]. Diversos estudios han documentado que esta condición puede conducir a mecanismos de daño severo o incluso al colapso parcial o total de las edificaciones durante eventos sísmicos, lo que ha motivado el desarrollo de investigaciones orientadas a comprender su comportamiento y mejorar su desempeño estructural [39], [40], [41], [42]. A pesar de los avances logrados en el estudio del comportamiento sísmico de estas estructuras, una parte importante de la comunidad de ingenieros estructurales se sigue enfocado principalmente en análisis deterministas del desempeño estructural. Sin embargo, la respuesta sísmica de este tipo de sistema estructural está asociada a múltiples fuentes de incertidumbre, tales como la variabilidad en las características de los movimientos sísmicos, las propiedades mecánicas de los materiales y las condiciones reales de operación de las estructuras. En este contexto, los enfoques probabilistas basados en confiabilidad estructural permiten evaluar de manera integral el nivel de seguridad sísmica de las edificaciones, al cuantificar la probabilidad de que una estructura alcance o exceda determinados estados límite de desempeño. No obstante, la aplicación de este tipo de metodologías aún es limitada en el análisis de edificios de mediana altura con planta baja débil, particularmente en aquellos sistemas estructurales que combinan marcos de concreto reforzado en el primer nivel con muros de mampostería confinada en los niveles superiores.

Por otra parte, una proporción significativa de las edificaciones existentes fue diseñada bajo normativas sísmicas anteriores, cuyos criterios de diseño pueden diferir de los enfoques actuales. Esta situación plantea interrogantes importantes respecto al nivel de seguridad estructural de estas edificaciones frente a sismos futuros, así como sobre la necesidad de implementar estrategias de rehabilitación que permitan mejorar su capacidad de respuesta sísmica. En este sentido, los sistemas de disipación de energía, como los CRPs, han demostrado ser una alternativa eficaz para incrementar la capacidad de disipación de energía y controlar las deformaciones laterales en estructuras existentes [43], [44], [45], [46], [47]. Sin embargo, la evaluación de la efectividad de estas soluciones desde una perspectiva probabilista basada en confiabilidad estructural aún es limitada para edificaciones con irregularidad de planta baja débil.

En este contexto, la presente investigación busca contribuir al conocimiento científico mediante la evaluación de la confiabilidad estructural de un edificio representativo de

mediana altura con planta baja débil, empleando análisis dinámicos no lineales ante diferentes niveles de demanda sísmica. Asimismo, se analiza el efecto de la incorporación de sistemas de rehabilitación basado en CRPs sobre el desempeño estructural del edificio, lo que permite cuantificar la mejora en términos de seguridad estructural y reducción del riesgo sísmico. Los resultados obtenidos aportan información relevante para la comprensión del comportamiento sísmico de este tipo de sistemas estructurales y para la evaluación de estrategias de rehabilitación orientadas a mejorar su desempeño frente a terremotos.

Los beneficios de esta investigación se reflejan en la generación de herramientas y criterios de evaluación que pueden apoyar la toma de decisiones en materia de diagnóstico estructural, evaluación del riesgo sísmico y diseño de estrategias de rehabilitación para edificaciones existentes. Entre los principales beneficiarios de este conocimiento se encuentran la comunidad científica dedicada al estudio de la ingeniería sísmica, los profesionales de la ingeniería estructural involucrados en el diseño y evaluación de edificaciones, así como las instituciones responsables de la planeación y regulación del desarrollo urbano en zonas expuestas a peligro sísmico.

Finalmente, la presente investigación se vincula con las prioridades nacionales orientadas a mejorar la seguridad y resiliencia de la infraestructura habitacional, en concordancia con los objetivos del Programa Nacional Estratégico de Vivienda, actualmente enmarcado dentro de las políticas de investigación impulsadas por la Secretaría de Ciencia, Humanidades, Tecnología e Innovación (SECIHTI). En este sentido, el conocimiento generado contribuye al desarrollo de estrategias orientadas a fortalecer la seguridad estructural de las edificaciones destinadas a vivienda, promoviendo la generación de información científica que apoye la evaluación, rehabilitación y mitigación del riesgo sísmico en el entorno construido.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Marco conceptual

El marco conceptual constituye la base teórica que sustenta el desarrollo de la presente investigación, ya que permite establecer y definir los conceptos fundamentales relacionados con el comportamiento sísmico de las edificaciones y los enfoques utilizados para evaluar su desempeño estructural. En el contexto de la ingeniería sísmica, el análisis del comportamiento de los edificios frente a la acción de los terremotos requiere comprender diversos conceptos asociados a la configuración estructural de las edificaciones, los sistemas estructurales empleados, las estrategias de rehabilitación sísmica y los métodos de evaluación del desempeño estructural.

En esta sección se presentan los principales conceptos teóricos que sustentan el desarrollo de esta investigación. En particular, se abordan los fundamentos relacionados con los edificios con planta baja débil, la modelación de muros de mampostería confinada mediante el modelo de columna ancha, las estrategias de rehabilitación sísmica mediante sistemas de disipación de energía, el enfoque de diseño sísmico basado en desempeño y los principios de la confiabilidad estructural basados en la modelación probabilista. Estos conceptos proporcionan el marco teórico necesario para interpretar los resultados obtenidos en la evaluación probabilista del desempeño sísmico de la estructura analizada.

2.1.1. Edificios con planta baja débil

El fenómeno de piso débil se define como un mecanismo de daño estructural que puede activarse durante la ocurrencia de un sismo, y que se caracteriza por la concentración de deformaciones inelásticas en un nivel específico de la edificación. Este comportamiento se presenta cuando uno de los pisos posee una resistencia y rigidez lateral significativamente menor en comparación con los niveles adyacentes, lo que conduce a un incremento considerable de los desplazamientos laterales en dicho nivel, dando origen al concepto de piso débil o blando [48].

Desde el punto de vista del comportamiento global de la estructura, el desplazamiento máximo lateral a nivel de techo puede desarrollarse mediante distintos mecanismos de formación de rotulas plásticas. El primero corresponde a un mecanismo deseable, en el cual las rotulas plásticas se distribuyen principalmente en las vigas y en la base de las columnas, favoreciendo a un comportamiento dúctil y una adecuada disipación de energía. El segundo mecanismo se caracteriza por la formación de rotulas plásticas concentradas en los extremos superior e inferior de las columnas del primer nivel, lo que conduce a una respuesta estructural desfavorable asociada a la formación de un piso débil. De acuerdo con Paulay y Priestley [49], para garantizar un desempeño sísmico adecuado es fundamental promover mecanismos de disipación de energía distribuidos a lo largo de la estructura, evitando la concentración de daño en un solo nivel. En este sentido, el desarrollo del segundo mecanismo implica un riesgo significativo para la seguridad e integridad estructural de la edificación, ya que puede conducir a fallas locales severas e incluso al colapso parcial o total.

La Figura 1 ilustra la diferencia entre un mecanismo de comportamiento estructural deseable, con distribución adecuada de rotulas plásticas, y el mecanismo asociado a la formación de un piso débil, en el cual se concentran las deformaciones en el primer nivel, comprometiendo la estabilidad global del sistema estructural.

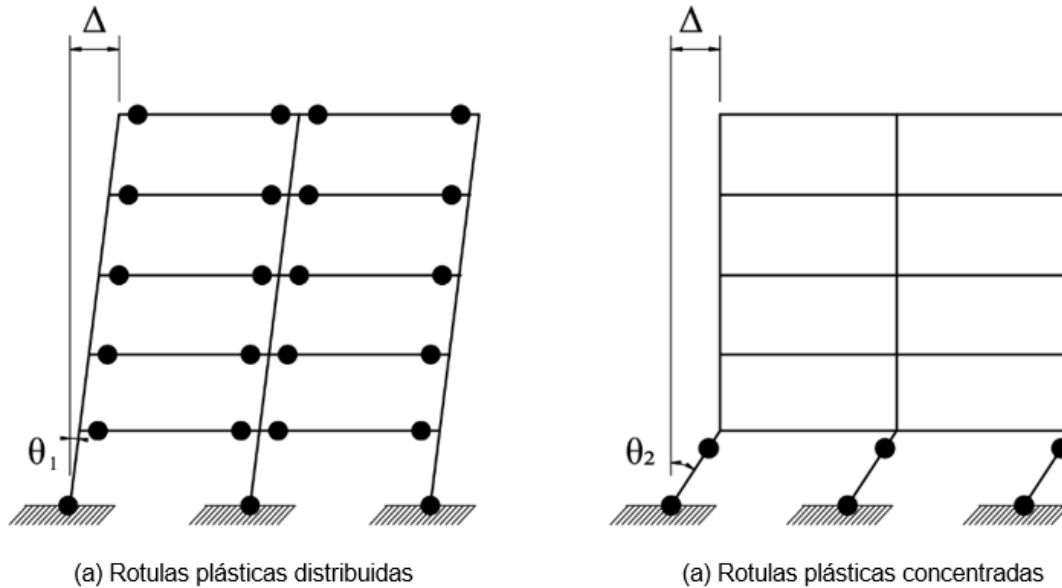


Figura 1. Comportamiento de edificios con rotulas plásticas distribuidas y rotulas plásticas concentradas en planta baja de edificios diseñados por capacidad. Fuente: [48], [49].

Los edificios con planta baja débil pueden originarse a partir de distintas formas de irregularidad vertical, entre las que destacan: (i) la presencia de un nivel con altura significativamente mayor que la de los pisos adyacentes, (ii) la ausencia de muros de relleno en el primer nivel, (iii) la omisión de elementos verticales resistentes, como columnas y (iv) el daño extensivo en muros de mampostería confinada. Estas condiciones alteran la distribución de rigidez y resistencia a lo largo de la altura, favoreciendo la concentración de deformaciones en un nivel específico de la estructura [2].

En el caso de niveles con mayor altura, la longitud incrementada de las columnas implica una reducción de su rigidez lateral, dado que los elementos más esbeltos presentan mayor flexibilidad. Como consecuencia, el primer nivel experimenta mayores desplazamientos laterales durante la acción sísmica, lo que incrementa su vulnerabilidad. Este comportamiento ha sido documentado recientemente en edificaciones afectadas por el sismo de 2023 en Kahramanmaraş, Turquía, donde se observaron colapsos asociados a la presencia de columnas significativamente más altas en la planta baja. De acuerdo con Celik et al. [50], dichas configuraciones dieron lugar a niveles inferiores altamente flexibles que concentraron la demanda de deformación, conduciendo al colapso de varias edificaciones residenciales.

Por otra parte, los muros de relleno de mampostería desempeñan un papel importante en el incremento de la rigidez lateral del sistema estructural, debido a su interacción con los marcos de concreto durante la respuesta sísmica. En este sentido, su presencia

contribuye a limitar las deformaciones laterales globales de la edificación [51], [52]. En contraste, la ausencia de estos elementos en el primer nivel reduce de manera significativa la rigidez y resistencia lateral, lo que favorece la concentración de deformaciones y la aparición de comportamiento inelástico en vigas y columnas [53]. Diversos estudios han demostrado que la falta de muros de relleno en la planta baja resulta particularmente crítica en comparación con su ausencia en otros niveles, incrementando la probabilidad de formación de un mecanismo de piso débil [54].

Asimismo, la generación de un piso débil puede estar asociada a la omisión de columnas, generalmente derivada de decisiones arquitectónicas orientadas a satisfacer requerimientos funcionales o estéticos. Esta condición modifica de manera importante la trayectoria de cargas y distribución de rigidez en la estructura, generando una respuesta similar a la eliminación posterior de elementos estructurales por intervenciones no consideradas en el diseño original. No obstante, la evidencia reportada en la literatura sobre este tipo de configuraciones aún es limitada [48].

Finalmente, aun en edificaciones donde los muros de mampostería confinada se encuentran distribuidos de manera uniforme a lo largo de la altura, pueden desarrollarse mecanismos de piso débil como consecuencia del daño concentrado en el primer nivel. Esto se debe a que el cortante basal alcanza sus valores máximos en la planta baja, lo que puede llevar a que los muros superen su rango elástico y entren en el régimen no lineal, desarrollando deformaciones inelásticas significativas. Como resultado, la rigidez efectiva del primer nivel se degrada, provocando un comportamiento similar al de una planta baja débil y aumentando la probabilidad de daño severo o colapso [55].

La Figura 2 ilustra diversas configuraciones estructurales típicas en edificios de mediana altura que pueden dar lugar a la formación de una planta baja débil.

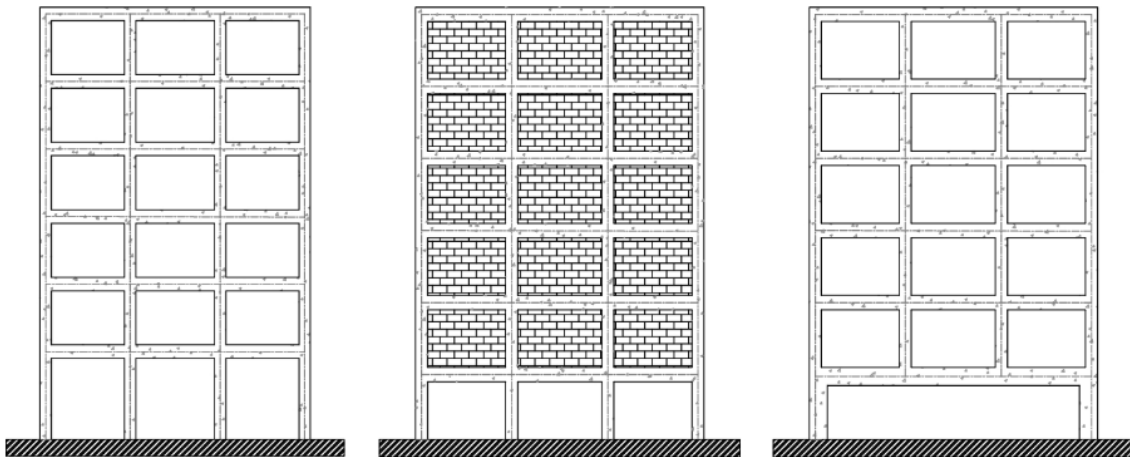


Figura 2. Configuraciones estructurales de edificios de mediana altura que pueden generar problemas de planta baja débil. Fuente: [48].

El concepto de piso débil fue introducido por ingenieros sísmicos en Estados Unidos durante las décadas de 1920 y 1930 [56], como parte de un enfoque temprano orientado a controlar la respuesta sísmica de edificaciones con estructura de acero. En este planteamiento, se proponía diseñar las columnas del primer nivel con menor rigidez, permitiendo que concentraran la mayor parte de las deformaciones laterales, mientras

que los niveles superiores permanecían relativamente rígidos. De esta manera, el sistema buscaba inducir un comportamiento análogo a un mecanismo de aislamiento en la base, en el cual las deformaciones se localizaban preferentemente en la planta baja [57].

No obstante, este enfoque presenta limitaciones significativas desde el punto de vista del desempeño sísmico. En particular, la concentración de deformaciones en el primer nivel requería grandes desplazamientos laterales para disipar la energía sísmica, lo que incrementa la probabilidad de daño severo en los elementos estructurales de dicho nivel y en los sistemas estructurales asociados [58]. Estas dificultades evidenciaron la complejidad de garantizar simultáneamente una adecuada disipación de energía y la integridad estructural de la edificación. Como consecuencia de estas limitaciones, el enfoque de diseño basado en un piso flexible fue gradualmente abandonado, especialmente después del sismo de San Fernando, California en 1971, en el cual el edificio del centro médico Olive View presentó daños severos asociados a la formación de un mecanismo de piso débil en el primer nivel [59]. A partir de este evento, el concepto dejó de considerarse una estrategia viable de diseño y comenzó a asociarse con un comportamiento estructural indeseable.

Posteriormente, el fenómeno de planta baja débil fue ampliamente reconocido tras el terremoto de 1985 en México, donde diversos estudios estimaron que aproximadamente el 10% de los edificios colapsados presentaban esta irregularidad [60]. Este evento puso en evidencia la elevada vulnerabilidad sísmica de este tipo de configuraciones estructurales y consolidó el uso del término “planta baja débil” para describir edificaciones con concentración de daño en el primer nivel. En este sentido, el problema de la planta baja débil puede entenderse como una deficiencia estructural que, en muchos casos, se origina en decisiones de diseño arquitectónico que no consideran adecuadamente las implicaciones de la distribución de rigidez y resistencia a lo largo del edificio [48].

2.1.2. Modelación de muros de mampostería confinada mediante el modelo de columna ancha

La mampostería se define como un sistema constructivo conformado por unidades pétreas, de origen natural o artificial, unidas mediante mortero con el propósito de formar elementos estructurales capaces de resistir fuerzas. Este sistema ha sido ampliamente utilizado en la construcción de edificaciones destinadas a vivienda, tanto unifamiliar como multifamiliar, debido a su disponibilidad, economía y adecuado desempeño estructural. En este tipo de edificaciones, los muros constituyen los principales elementos resistentes ante cargas laterales, y suelen estar confinados mediante elementos de concreto reforzado, comúnmente denominados dadas y castillos, además de incorporar, en algunos casos, refuerzo horizontal distribuido [61].

Los sistemas de mampostería confinada han sido empleados de manera extensiva en edificaciones que han presentado daños durante eventos sísmicos, particularmente en aquellas configuraciones estructurales donde la planta baja está compuesta por marcos de concreto reforzado y los niveles superiores por muros de mampostería [6], [13], [28], [31], [40], [43], [44]. Esta combinación de sistemas estructurales genera una interacción compleja entre los marcos y los muros, lo que representa un desafío importante en su modelación y análisis estructural [41].

Para el estudio del comportamiento sísmico de estructuras de mampostería, en la práctica profesional y académica se han desarrollado diversos métodos de análisis con distintos niveles de refinamiento, precisión y complejidad. Entre los más utilizados se encuentran el método simplificado, el método de elementos finitos y el método de la columna ancha. Este último ha tenido una amplia aceptación en el ámbito profesional debido a su relativa simplicidad de implementación y a su capacidad para proporcionar resultados razonablemente aproximados en la estimación de fuerzas internas y deformaciones, lo cual resulta adecuado para fines de diseño sísmico [62].

No obstante, para la adecuada representación del comportamiento no lineal de los muros de mampostería en edificaciones con planta baja débil, diversas investigaciones han propuesto modificaciones al método de la columna ancha, con el objetivo de capturar de una mejor manera la degradación de rigidez y resistencia cuando los muros alcanzan el rango inelástico [25], [43], [63]. Estas adaptaciones permiten una mejor estimación de la respuesta estructural bajo demandas sísmicas severas, particularmente en sistemas donde la interacción entre marco de concreto-muro de mampostería desempeñan un papel fundamental en el comportamiento global de la estructura.

De manera general, el método de la columna ancha consiste en modelar los muros de mampostería como elementos prismáticos tipo barra, cuya sección transversal corresponde a una sección equivalente transformada del muro. Este enfoque permite representar de manera simplificada el comportamiento global de los muros dentro de modelos estructurales, conservando sus propiedades mecánicas fundamentales. Para su correcta aplicación, es necesario considerar una serie de criterios específicos, los cuales se describen a continuación [61]:

1. Los muros o segmentos deben modelarse mediante elementos tipo barra que consideren tanto deformaciones por flexión como por cortante.
2. La sección transversal del elemento tipo barra debe corresponder a la sección del muro de mampostería, incluyendo la contribución de la sección transformada de los castillos. En el caso de los castillos compartidos por dos o más segmentos de muro modelados de forma independiente, estos deben asignarse únicamente a uno de los segmentos.
3. Para simplificar la modelación, los elementos tipo columna ancha pueden ubicarse en el eje centroidal del muro.
4. Las propiedades geométricas de la sección deben definirse con respecto a su eje centroidal, aun cuando exista una excentricidad entre este y la posición real del muro.
5. Para permitir la conexión de otros elementos estructurales en los bordes del muro, se puede emplear elementos rígidos horizontales perpendiculares al eje del muro. Una forma práctica de lograrlo es asignar a dichos elementos un material con un módulo de elasticidad significativamente mayor al de la mampostería, de modo que simulen un comportamiento prácticamente rígido.

Bajo estas consideraciones, el método de la columna ancha permite representar adecuadamente las propiedades equivalentes del muro, tales como el momento de inercia y las áreas efectivas de cortante. Para ello, es necesario determinar los siguientes parámetros: (i) área transversal, (ii) área de cortante en la dirección paralela al muro, (iii)

área de cortante en el sentido transversal, (iv) momento de inercia respecto al eje centroidal transversal, (v) momento de inercia respecto al eje paralelo al plano del muro y (vi) la constante de torsión de Saint Venant. La Figura 3 ilustra el concepto del método de la columna ancha, mostrando la equivalencia entre los muros de mampostería reales y los elementos tipo barra utilizados en el modelo analítico.

No obstante, la modelación de los muros de mampostería confinada en análisis no lineales representa un desafío importante, debido a la complejidad de su comportamiento, el cual involucra degradación de rigidez, pérdida de resistencia y mecanismos de falla dominados por cortante. Con el objetivo de capturar de una mejor manera este comportamiento, se han desarrollado diversas variantes del método original, entre las que destaca el método de la columna ancha modificada.

Este enfoque consiste en contemplar el modelo original mediante la incorporación de un resorte no lineal que representa las deformaciones por cortante una vez que el muro supera la resistencia asociada al agrietamiento por tensión diagonal. En este esquema, el comportamiento inelástico del muro se define generalmente mediante una relación trilineal fuerza-deformación, calibrada a partir de resultados experimentales obtenidos en ensayos cíclicos cuasi-estáticos sobre muros de mampostería [64]. Esta formulación permite representar de manera más adecuada la respuesta no lineal del sistema, particularmente en edificaciones con planta baja débil, donde los muros desempeñan un papel fundamental en la disipación de energía y en la respuesta global de la estructura.

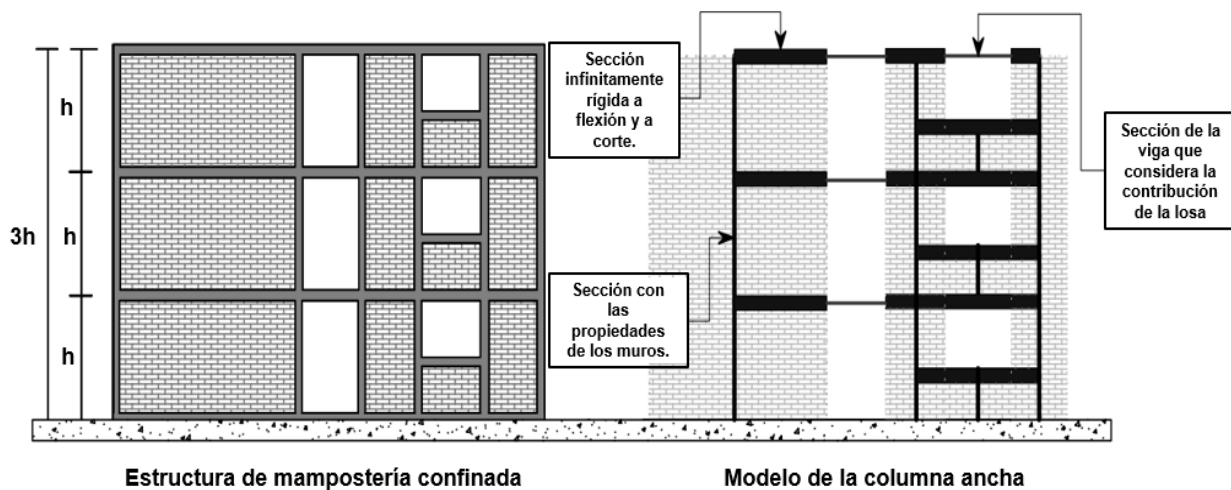


Figura 3. Modelo de la columna ancha. Adaptado de: [65], [66].

2.1.3. Estrategias de rehabilitación sísmica para edificios con planta baja débil

Los edificios con planta baja débil presentan una alta vulnerabilidad sísmica debido a la limitada capacidad del primer nivel para resistir las fuerzas cortantes inducidas por la acción sísmica, lo que puede dar lugar a daños estructurales significativos e incluso al colapso parcial o total de la edificación. En este contexto, se han desarrollado diversas técnicas de rehabilitación sísmica orientadas a mitigar estos efectos, las cuales buscan mejorar el desempeño estructural mediante la incorporación de elementos de refuerzo.

De manera general, estas estrategias tienen como objetivo principal incrementar la rigidez y la resistencia lateral del sistema estructural, reduciendo así la concentración de deformaciones en la planta baja [31], [43], [67], [68], [69], [70], [71].

Las técnicas de rehabilitación aplicadas a edificios con planta baja débil pueden clasificarse, en términos generales, en reforzamiento global y reforzamiento local [72]. El reforzamiento global tiene como finalidad mejorar la respuesta estructural de toda la edificación mediante la incorporación de sistemas resistentes a cargas laterales, lo que contribuye además a reducir las irregularidades en la distribución de rigidez y resistencia a lo largo de la altura. Por otro lado, el reforzamiento local se enfoca en intervenir elementos específicos que presentan daño o deficiencias, teniendo un impacto más limitado en la respuesta global de la estructura. Este tipo de intervención resulta adecuado cuando el daño estructural es localizado y la probabilidad de colapso general es baja [73].

La Figura 4 muestra una clasificación de las principales estrategias de rehabilitación utilizadas en este tipo de edificaciones, agrupadas en función del tipo de intervención estructural, ya sea local o global. Dicha clasificación fue propuesta por Matiyas et al. [72].

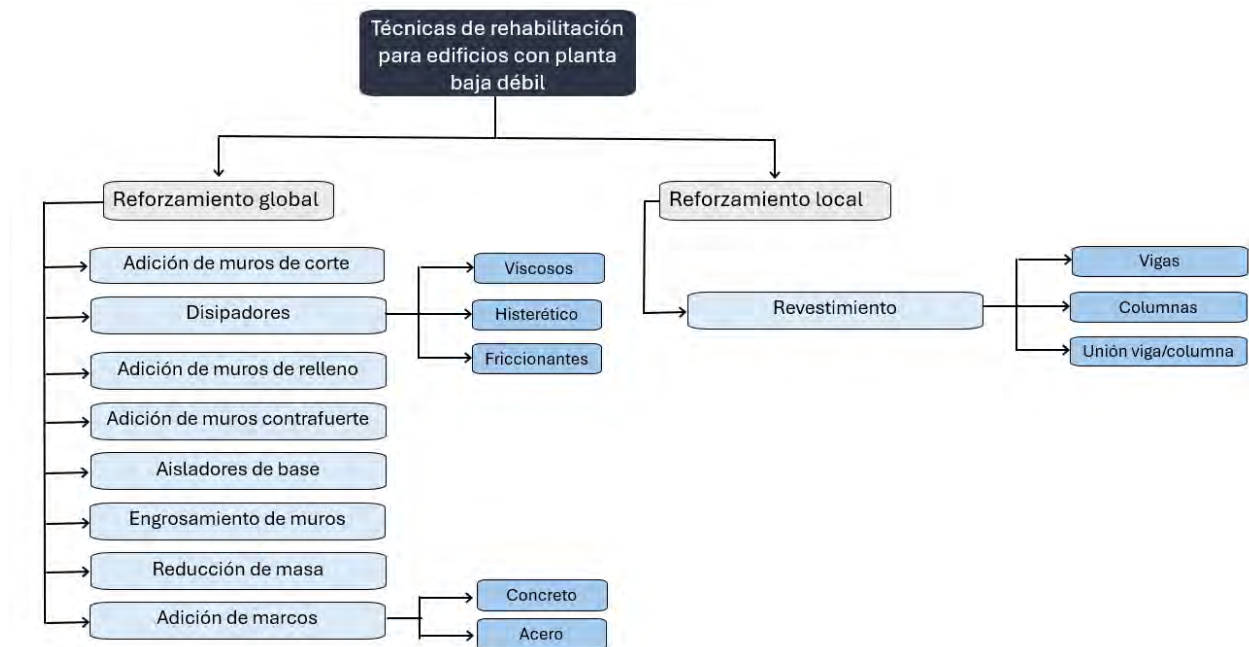


Figura 4. Técnicas de rehabilitación para edificios con planta baja débil. Adaptado de: [72]

Los métodos de reforzamiento aplicables a edificaciones con planta baja débil pueden subclasificarse en función del parámetro estructural que se busca mejorar, ya sea la rigidez lateral o la resistencia y capacidad de deformación del sistema [73]. Esta clasificación permite identificar el efecto principal de cada estrategia en el comportamiento sísmico de la edificación.

En el caso de las estrategias orientadas al incremento de rigidez, se encuentran la incorporación de contravientos y adición de muros de relleno. Estas intervenciones tienen

como objetivo principal reducir la diferencia de rigidez lateral entre la planta baja y los niveles superiores, lo que contribuye a controlar la concentración de deformaciones en el primer nivel y a prevenir la formación de mecanismos de piso débil. Dado que estos elementos se incorporan generalmente después de la construcción original, su contribución a la resistencia de cargas verticales es limitada, por lo que su función principal se centra en mejorar la respuesta ante cargas laterales inducidas por la acción sísmica [73].

Por otro lado, las estrategias enfocadas en incrementar la resistencia y la capacidad de deformación lateral incluyen la adición de marcos en ejes existentes, la reducción del número de niveles (lo que implica una disminución de la masa sísmica), la incorporación de sistemas de aislamiento en la base y el engrosamiento de muros existentes. En términos generales, estas técnicas permiten aumentar la capacidad resistente del sistema estructural, ya sea de forma directa, como en el caso del incremento de sección de los muros, o indirecta, como ocurre con los sistemas de aislamiento, los cuales reducen la demanda sísmica transmitida a la estructura [73].

Adicionalmente, existen estrategias de reforzamiento que contribuyen simultáneamente al incremento de rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación lateral. Entre ellas destacan el encamisado de vigas y columnas, la adición de marcos en ejes no existentes, la incorporación de muros tipo contrafuertes y la construcción de muros resistentes a corte. Estas intervenciones se integran directamente al sistema estructural principal, proporcionando una mejora más equilibrada en el comportamiento global de la edificación [73].

La Figura 5 ilustra la subclasificación de las estrategias de reforzamiento en edificios con planta baja débil.

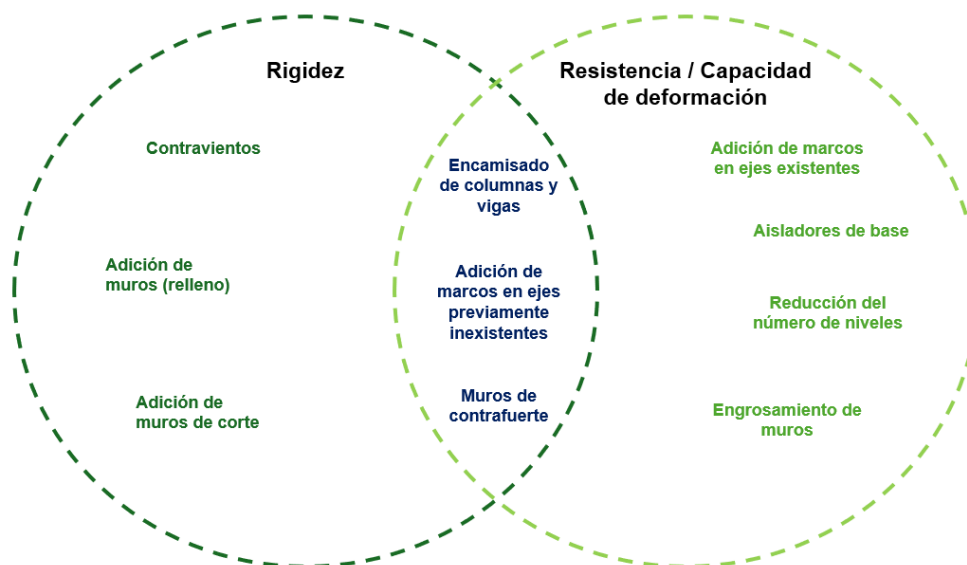


Figura 5. Subclasificación de estrategias de reforzamiento en edificios con planta baja débil. Adaptado de: [73].

De acuerdo con Reinoso et al. [30], en el contexto mexicano, las edificaciones con planta baja débil pueden adaptarse de manera relativamente eficiente a la implementación de sistemas disipadores de energía de comportamiento histerético, a adición de muros y el encamisado de elementos estructurales. Estas técnicas presentan la ventaja de ser constructivamente viables en comparación con otras alternativas más invasivas. No obstante, el proceso de rehabilitación estructural implica diversos desafíos, entre los que destacan la necesidad de evaluar con precisión el estado actual de los elementos estructurales existentes, lo cual condiciona la selección de la estrategia de intervención más adecuada [73].

Asimismo, deben considerarse aspectos funcionales y sociales asociados al uso del inmueble. En muchos casos, la planta baja se destina a estacionamiento o espacios comerciales, por lo que algunas estrategias de reforzamiento que implican la reducción de espacios abiertos pueden resultar poco viables desde el punto de vista funcional [74]. A esto se suma el factor económico, que puede representar una limitante importante en la implementación de medidas de rehabilitación. En este sentido, se ha estimado que el costo de reforzamiento estructural puede oscilar entre el 10% y 15% del costo total de la edificación [48]. Sin embargo, la disposición de los propietarios para llevar a cabo este tipo de intervenciones también está fuertemente influenciada por su nivel de conocimiento y percepción del riesgo sísmico, lo que resalta la importancia de la difusión de información técnica sobre la vulnerabilidad estructural [48].

2.1.3.1. Contravientos restringidos al pandeo (CRPs)

Los contravientos restringidos al pandeo (CRPs) son dispositivos pasivos de disipación de energía desarrollados inicialmente por investigadores japoneses, y en las últimas décadas se han consolidado como una de las soluciones más utilizadas en el diseño sismorresistente y la rehabilitación estructural. Su creciente aplicación se debe, entre otros aspectos, a su capacidad de disipar energía de manera eficiente y a su carácter reemplazable en caso de daño, lo que favorece la resiliencia estructural [75].

El concepto de diseño con CRPs plantea la separación funcional del sistema estructural en dos componentes principales: por un lado, un sistema resistente a momento encargado de soportar las cargas gravitacionales, y por otro, los dispositivos disipadores, diseñados específicamente para resistir las acciones sísmicas. Este enfoque permite concentrar la disipación de energía en elementos dedicados, reduciendo la demanda sobre los elementos principales de la estructura. Actualmente, existen distintos métodos de diseño de edificaciones con CRPs [76], [77], [78]. Si bien estas estrategias pueden implementarse tanto en edificaciones nuevas como existentes, su aplicación en estructuras ya construidas implica mayores retos asociados a la compatibilidad geométrica, constructiva y estructural [75]. Partiendo de la complejidad de la aplicación de los CRPs en edificaciones existentes, algunas investigaciones se han centrado en métodos que ayudan al diseño de CRPs en edificios construidos, ejemplo de ello, es el propuesto por Segovia y Ruiz [79].

En el contexto de edificaciones con planta baja débil, los CRPs presentan una alternativa prometedora debido a su capacidad para incrementar la disipación de energía y controlar las deformaciones laterales. No obstante, la literatura reporta aún un número limitado de

estudios enfocados específicamente en su aplicación en este tipo de estructuras. A pesar de ella, algunas investigaciones han evidenciado que los CRPs pueden constituir una de las estrategias más eficientes para la rehabilitación sísmica de edificaciones con esta problemática [43], [44].

Desde el punto de vista constructivo, un CRP está conformado por un núcleo de acero, un material adherente o de desacoplamiento, un material de relleno y un elemento exterior que actúa como restricción al pandeo [80]. El núcleo de acero es el componente principal encargado de resistir las fuerzas axiales y se divide longitudinalmente en tres regiones: una zona central con sección reducida, diseñada para controlar deformaciones inelásticas y disipar energía; zonas de transición con mayor área, destinadas a permanecer en el rango elástico; y una zona de conexión, con sección aún mayor, que permite la adecuada transferencia de fuerzas hacia el sistema estructural mediante placas de acero, evitando concentraciones de esfuerzos [81]. Por su parte, el elemento exterior proporciona confinamiento al núcleo, impidiendo su pandeo bajo cargas de compresión, mientras que los materiales de relleno y adherente permiten un desplazamiento controlado que favorece una respuesta axial estable y uniforme [82]. Dichos componentes se ilustran por medio de la Figura 6.

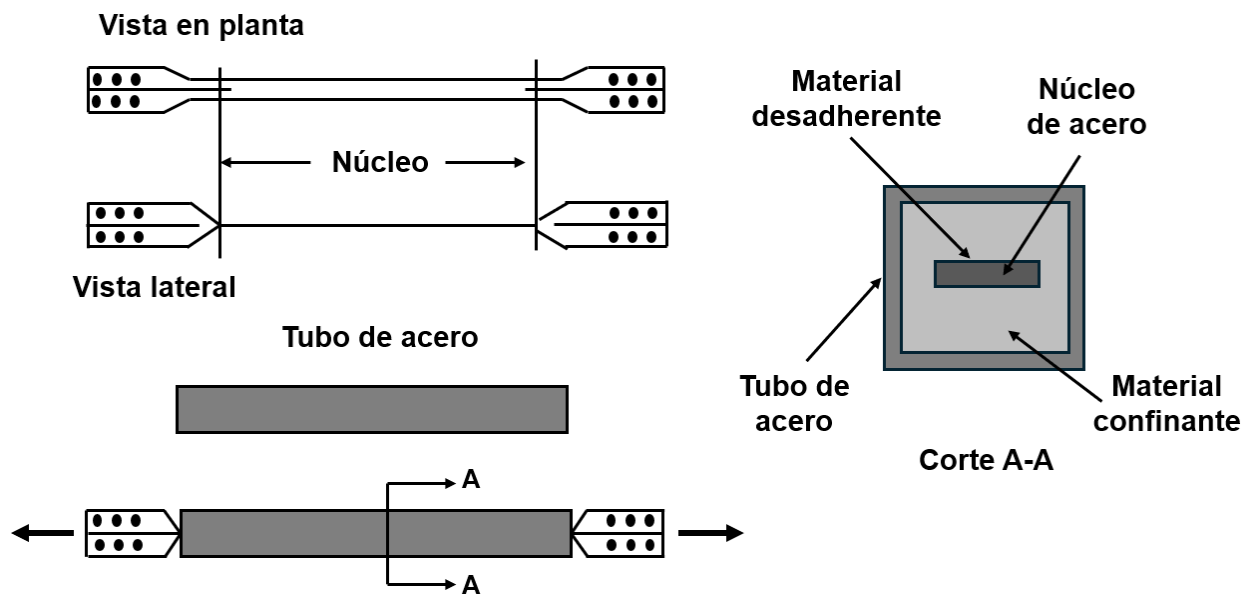


Figura 6. Componentes de un Contraviento Restringido al Pandeo. Adaptado de: [83].

A diferencia de los contravientos convencionales de acero, los CRPs presentan un comportamiento prácticamente simétrico tanto en tensión como en compresión, lo que se traduce en una respuesta histerética estable. Esta característica se manifiesta en ciclos histeréticos amplios, estables y con alta capacidad de disipación de energía, asociados a niveles elevados de ductilidad, tal como ha sido demostrado en diversos estudios experimentales [78], [84]. La Figura 7 ilustra la idealización del comportamiento histerético de un CRP en comparación con un contraviento convencional.

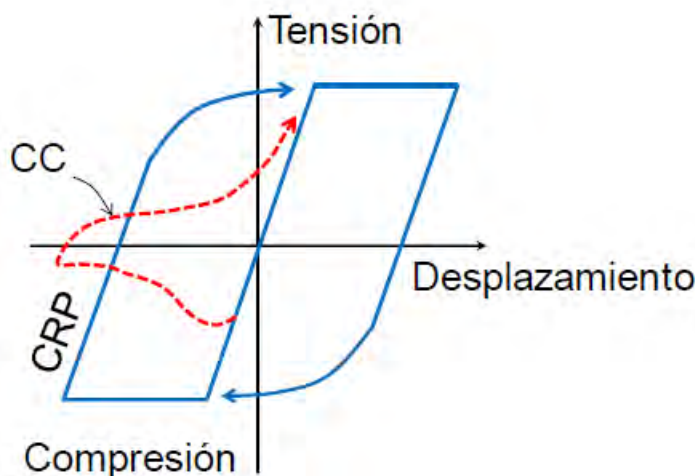


Figura 7. Ciclo de histéresis de un contraviento restringido al pandeo y contraviento convencional. Adaptado de: [78].

El desempeño de los CRPs depende de múltiples factores, entre los que destacan la selección del material del núcleo, la configuración geométrica del dispositivo y el diseño de las conexiones entre el núcleo y el sistema de restricción. Estos aspectos influyen directamente en la resistencia, ductilidad y respuesta dinámica global de la estructura, por lo que su adecuada consideración es fundamental para garantizar un comportamiento sísmico satisfactorio [75], [85].

2.1.3.2. Dispositivos Shear-Link Bozzo

Los dispositivos *Shear Link Bozzo* (SLB) son elementos metálicos diseñados para la disipación pasiva de energía sísmica, caracterizados por su comportamiento histerético estable. Su desarrollo se remonta a finales de la década de 1980 en la Universidad de California, Berkely, a partir del reconocimiento de que los elementos de acero sometidos predominantemente a esfuerzos cortantes presentan un alto potencial para la disipación de energía [86]. En este sentido, los SLB disipan la energía inducida por el sismo principalmente mediante deformaciones por cortante, lo que contribuye a incrementar la ductilidad global de la estructura y a reducir las fuerzas sísmicas transmitidas al sistema resistente principal. Esta eficiencia depende en gran medida de su adecuada ubicación dentro de la edificación, de modo que se optimice la distribución de deformaciones y la absorción de energía [86].

En la actualidad, los dispositivos SLB se fabrican comúnmente con acero estructural comercial, como el acero ASTM A36 y acero ASTM grado 50. A lo largo de su evolución, se han desarrollado cuatro generaciones a partir de un prototipo inicial concebido en 1988, cuyo objetivo principal fue la protección de elementos no estructurales, logrando resultados satisfactorios. La primera generación, introducida en 2002, se basó en dicho prototipo e incorporó las primeras recomendaciones de diseño; su configuración incluía ventanas fresadas y rigidización mediante un marco de acero. La segunda generación, desarrollada en 2008, amplió el rango de fuerzas de plastificación (entre 14 kN y 435 kN,

de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades) y consolidó el uso de estos dispositivos en el diseño sismorresistente, incorporando conexiones atornilladas en sus extremos. La tercera generación introdujo una conexión tipo “peine”, caracterizada por la superposición de elementos que evita la transición directa de cargas axiales hacia el dispositivo. Finalmente, la cuarta generación mantiene la geometría similar a la anterior, pero con mejoras significativas en la capacidad de deformación, ampliando su rango de desempeño [87]. La Figura 8 ilustra la configuración de las cuatro generaciones de dispositivos SLB.



Figura 8. Disipadores de energía tipo SLB. Fuente: [87].

Desde el punto de vista geométrico, los disipadores SLB se diseñan con aberturas o “ventanas” en su zona central, las cuales actúan como regiones débiles que favorecen la plastificación progresiva bajo cargas sísmicas crecientes. Este mecanismo permite concentrar la disipación de energía en zonas específicas del dispositivo, protegiendo así a los elementos estructurales principales. [88]. En cuanto a su capacidad de deformación, estudios experimentales han mostrado que los dispositivos de cuarta generación pueden alcanzar deformaciones últimas del orden de 0.06 m, mientras que los de tercera generación presentan valores entre 0.03 m y 0.035 m [87].

El comportamiento histerético de los dispositivos SLB puede representarse mediante el modelo de Bouc-Wen, el cual es ampliamente utilizado para simular la respuesta cíclica no lineal de sistemas estructurales. Este modelo permite capturar adecuadamente fenómenos como el efecto Bauschinger y la degradación de rigidez, lo que lo hace adecuado para su implementación en herramientas de análisis estructural. Diversos programas de cómputo, como el software ETABS [89], incorporan formulaciones basadas en este modelo para el análisis y diseño de estructuras con dispositivos disipadores [87], [90].

En términos de prediseño, la incorporación de dispositivos SLB se realiza bajo el supuesto de que no se modifica significativamente la sobrerresistencia del sistema estructural original. Las fuerzas cortantes utilizadas para la selección de los dispositivos se obtienen a partir de combinaciones de diseño sísmico, comúnmente mediante análisis modal espectral. Para ello, se emplean dos enfoques principales: el método directo y el método indirecto, los cuales permiten estimar la demanda sísmica sin recurrir inicialmente a análisis dinámicos no lineales tipo tiempo-historia. No obstante, el diseño final de los dispositivos debe ser verificado mediante este tipo de análisis avanzados, a fin de garantizar un desempeño sísmico adecuado bajo excitaciones representativas [87].

2.1.4. Diseño sísmico basado en desempeño

El diseño sísmico basado en desempeño (DSBD) es el desarrollo de un proceso iterativo que inicia con la definición de objetivos de desempeño, los cuales se establecen a partir de su asociación directa con niveles específicos de peligro sísmico caracterizados mediante períodos de retorno. Posteriormente, se estiman las fuerzas y deformaciones inducidas por la acción sísmica mediante análisis estructurales detallados, preferentemente de tipo no lineal. Finalmente, el desempeño de una estructura se evalúa tanto a nivel global como local, con el fin de verificar el cumplimiento de los objetivos previamente establecidos [91]. En este sentido, el DSBD tiene como propósito predecir y evaluar el cumplimiento estructural de manera relista, objetiva y confiable [92].

En comparación con los enfoques tradicionales, el DSBD representa un avance significativo, ya que exige que la estructura satisfaga objetivos de desempeño específicos bajo distintos niveles de intensidad sísmica, incorporando además la variabilidad inherente a la demanda y a la respuesta estructural mediante un enfoque probabilístico. Esto permite una mejor comparación del riesgo asociado al daño estructural, así como de las posibles pérdidas económicas derivadas de eventos sísmicos. No obstante, su aplicación aún es limitada debido a la complejidad de los procedimientos involucrados, por lo que su implementación se concentra principalmente en estructuras de importancia especial o en sistemas con alto grado de incertidumbre en su comportamiento [78], [93].

El DSBD no solo se emplea en procesos de diseño, sino que también constituye una herramienta eficaz para la evaluación sísmica de estructuras existentes. Este enfoque permite determinar si una edificación satisface los niveles de desempeño establecidos bajo diferentes intensidades sísmicas, considerando su comportamiento real frente a la demanda sísmica [93]. En este contexto, la evaluación basada en desempeño representa un paso fundamental hacia la resiliencia estructural, particularmente en edificaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad o que presentan irregularidades significativas, como es el caso de estructuras con planta baja débil [25]. La Figura 9 ilustra el proceso general del DSBD con énfasis en la etapa de evaluación.

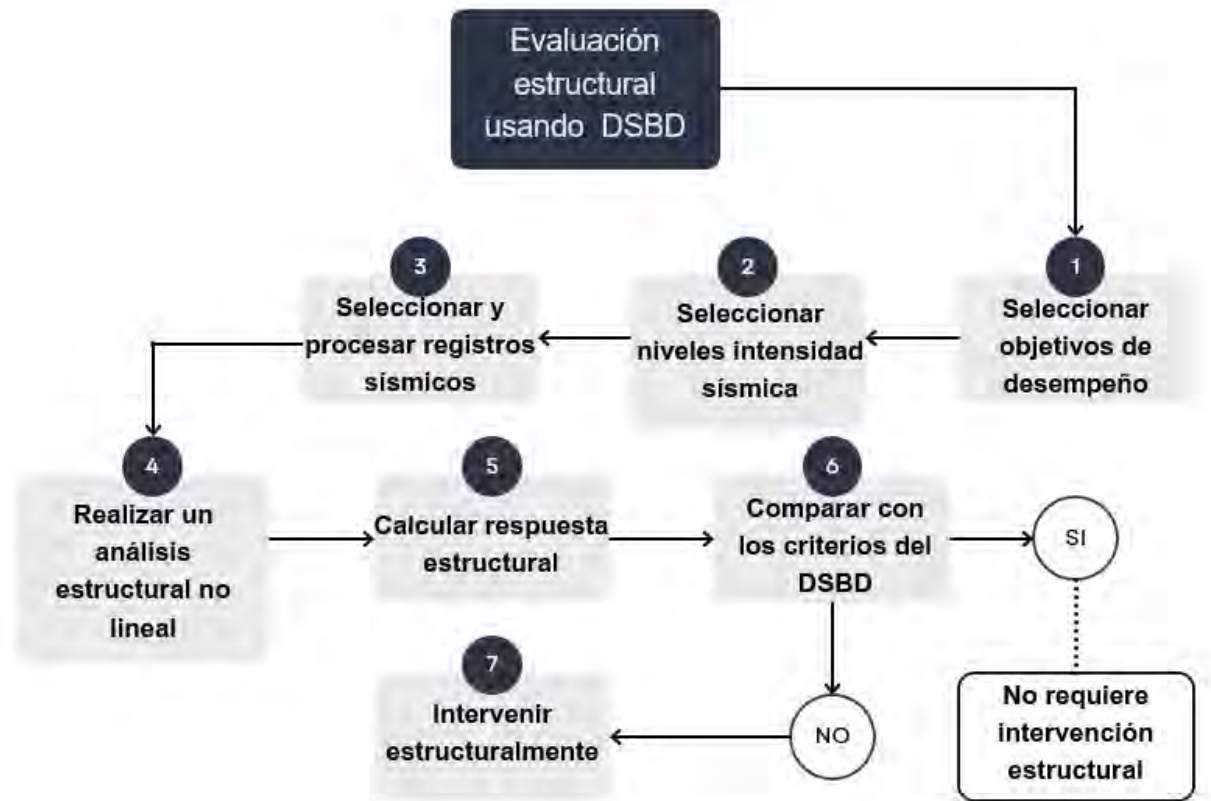


Figura 9. Metodología del DSBD para la evaluación del desempeño de una estructura.
Fuente: [25].

Desde un enfoque de evaluación, los niveles de desempeño se emplean para cuantificar el grado de daño en una estructura, ya sea real o simulada, sometida a excitaciones sísmicas. El objetivo principal es verificar si la edificación cumple con los estados de desempeño previamente establecidos, identificando si puede continuar en operación con niveles aceptables de daño o si requiere intervención estructural [25].

En este tipo de evaluación, los niveles de desempeño se asocian con diferentes intensidades sísmicas, comúnmente definidas en términos de periodos de retorno y probabilidades de excedencia. La Tabla 1, vincula los niveles de desempeño de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso con niveles específicos de peligro sísmico.

Tabla 1. Niveles de amenaza sísmica y objetivos de desempeño asociados. Fuente: [94].

Periodo de retorno en años	Probabilidad de excedencia en 50 años	Niveles de desempeño
72	50%	Ocupación inmediata (OI)
475	10%	Seguridad de vida (SV)
975	5%	Prevención de colapso (PC)

Asimismo, cada nivel de desempeño se define mediante parámetros cuantificables que permiten evaluar no solo la magnitud del daño estructural, sino también la funcionalidad de la edificación, la seguridad de los ocupantes y una estimación realista de las necesidades de reparación [95]. La Tabla 2 presenta la descripción detallada de los estados de daño asociados a cada nivel de desempeño, los cuales constituyen la base en la definición de criterios de aceptación en la evaluación estructural.

Tabla 2. Descripción de los niveles de desempeño sísmico. Fuente: [21], [94], [96], [97], [98].

Niveles de desempeño	Descripción de los niveles de desempeño sísmico
 Ocupación inmediata	La estructura permanece completamente operativa después del sismo. Con únicamente daños menores observados en los componentes estructurales y no estructurales.
 Seguridad de vida	La seguridad de vida de los ocupantes está sustancialmente garantizada; sin embargo, los componentes estructurales experimentan daños de moderados a severos, requiriendo intervenciones mediante una estrategia de rehabilitación adecuada.
 Prevención de colapso	Daños severos comprometen la seguridad de vida de los ocupantes. El objetivo principal en este nivel de desempeño es prevenir el colapso parcial o total de la estructura.

2.1.5. Confiabilidad estructural basada en modelación probabilística

La confiabilidad, en términos generales, se define como la probabilidad de que un sistema cumpla satisfactoriamente una función requerida bajo condiciones específicas durante un periodo de tiempo determinado [99]. En el ámbito de la ingeniería estructural, este concepto se asocia con la capacidad de una edificación para satisfacer sus requisitos de desempeño a lo largo de su vida útil, considerando la incertidumbre inherente tanto en las acciones que la solicitan como en su respuesta estructural. Dicha incertidumbre se origina, entre dos factores, por la variabilidad de las cargas, tanto gravitacionales como

accidentales, así como por las propiedades mecánicas de los materiales y las condiciones de modelado [100], [101].

La confiabilidad estructural se cuantifica de manera explícita mediante dos indicadores fundamentales: el índice de confiabilidad β y la probabilidad de falla, p_f , también conocida como probabilidad de excedencia del estado límite o probabilidad de desempeño excedente (p_{de}) [100], [102]. La estimación de estos indicadores se basa en la teoría de probabilidad, disciplina matemática que permite modelar fenómenos inciertos a través de variables aleatorias [103]. En este contexto, una variable aleatoria se define como una magnitud medible cuyo valor está sujeto a incertidumbre y puede describirse mediante un conjunto de posibles resultados asociados a probabilidades específicas [104].

Cada variable aleatoria se caracteriza por una distribución de probabilidad que describe su comportamiento estadístico. En el caso de variables continuas, dicho comportamiento se representa mediante funciones de densidad de probabilidad (*FDP*), mientras que las variables discretas se emplean funciones de masa de probabilidad [105], [106]. En particular, la *FDP* permite describir la probabilidad relativa de que una variable continua adopte valores dentro de un intervalo específico, siendo necesario integrar dicha función en el rango de interés para obtener probabilidades. Entre sus propiedades fundamentales destacan su no negatividad en todo el dominio y que el área total bajo la curva es igual a la unidad [106].

En el contexto de la confiabilidad estructural, la p_{de} representa la probabilidad de que la demanda estructural exceda la capacidad resistente o los límites de desempeño establecidos. Por lo tanto, valores reducidos de p_{de} están asociados con niveles adecuados de seguridad estructural y, en consecuencia, con valores más altos del índice de confiabilidad β [21]. La relación entre estos indicadores permite evaluar de manera cuantitativa el nivel de seguridad de una estructura bajo condiciones de incertidumbre.

Para el análisis de la respuesta sísmica estructural, es común modelar variables como la distorsión de entrepiso mediante distribuciones de probabilidad ajustadas a partir de resultados de análisis dinámicos. Diversos estudios han demostrado que dicha respuesta puede representarse mediante distintas distribuciones estadísticas, entre las que destacan: Normal, LogNormal, Birnbaum-Saunders, Valor extremo, Gamma, Valor extremo generalizado, Logística, Kernel, Log-logística, Estable, t-Location-Scale y Weibull [25], [107], [108], [109]. La selección de la distribución más adecuada permite caracterizar de forma precisa la variabilidad de la respuesta estructural.

Complementariamente, la función de distribución acumulativa (*FDA*) se emplea para determinar la probabilidad de que una variable aleatoria no exceda un determinado valor o, de manera equivalente, para cuantificar la probabilidad de excedencia de un umbral asociado a un estado límite [102]. De este modo, la combinación de la *FDP* y la *FDA* constituye la base para la estimación de la p_{de} y, por ende, de la confiabilidad estructural.

La representación conceptual de estos elementos probabilísticos aplicados a la evaluación de la confiabilidad estructural se ilustra en la Figura 10, donde se muestra de manera esquemática la función de densidad de probabilidad y el área asociada a la probabilidad de excedencia de un estado límite.

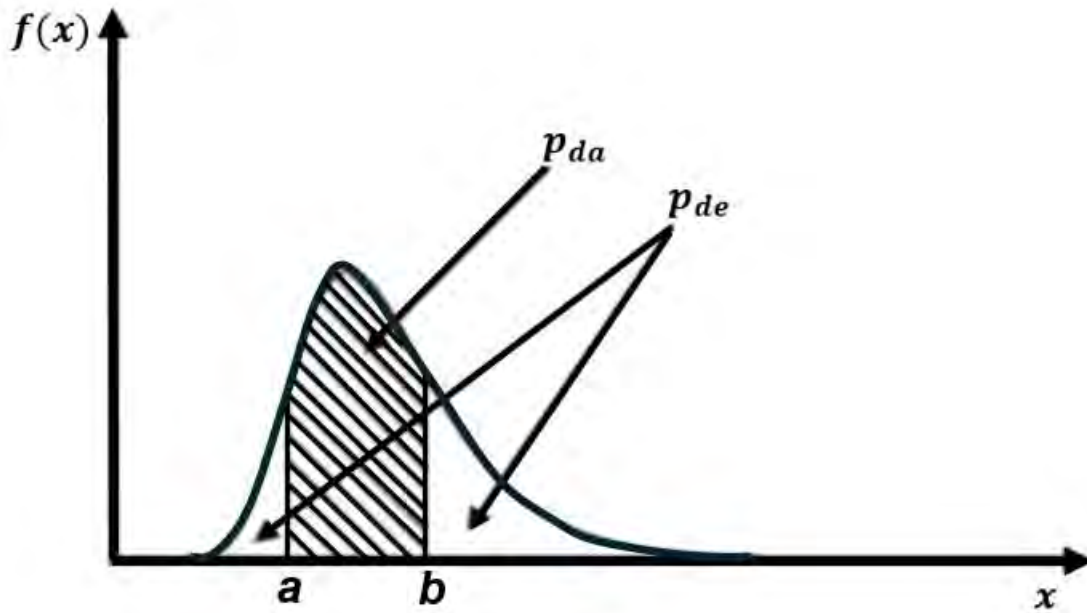


Figura 10. Representación gráfica de una función de densidad de probabilidad.
Adaptado de: [109].

2.1.5.1. Distribución Normal

La distribución normal es, sin duda, una de las distribuciones de probabilidad continua más importantes en el cálculo de probabilidades y en la estadística. Fue introducida por Abraham de Moivre en 1733 y su relevancia se consolidó al demostrarse que constituye la distribución límite de un gran número de variables aleatorias, tanto discretas como continuas, de acuerdo con el teorema central del límite [106], [110].

La función de densidad de probabilidad de la distribución normal presenta una forma acampanada y es simétrica respecto a su valor medio, lo que implica que los valores tienden a concentrarse alrededor de dicho parámetro. Esta distribución queda completamente definida mediante dos parámetros: la media, μ , que determina la localización de la distribución, y la desviación estándar ($\sigma > 0$), que controla la dispersión de los datos [111].

La función de densidad de probabilidad de la distribución normal se expresa como:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (2.1)$$

donde x ($-\infty < x < \infty$), μ es la media y σ la desviación estándar. Por su parte, la función de densidad acumulativa se define como la probabilidad de que la variable aleatoria x tome valores menores o iguales a un valor dado x , y se obtiene mediante la integral de la función de densidad de probabilidad [102]:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(t)dt \quad (2.2)$$

Dado que esta integral no tiene una solución analítica cerrada en términos de funciones elementales, su evaluación se realiza mediante la denominada integral de Laplace o, en la práctica, mediante tablas, aproximaciones numéricas o funciones especiales implementadas en software estadístico.

2.1.5.2. Distribución Lognormal

La distribución lognormal es una distribución de probabilidad continua asociada a variables aleatorias cuyo logaritmo sigue una distribución normal. Es decir, si una variable aleatoria $Y = \ln(X)$ está normalmente distribuida, entonces la variable X sigue una distribución lognormal. Esta propiedad implica que la distribución lognormal es adecuada para modelar fenómenos cuya naturaleza es multiplicativa y cuyos valores son estrictamente positivos [106], [112]. Cabe señalar que la base del logaritmo utilizado no afecta la naturaleza de la distribución, ya que diferentes bases logarítmicas únicamente introducen un factor de escala constante, sin modificar la forma de la distribución.

La función de densidad de probabilidad de la distribución lognormal de tres parámetros se expresa como:

$$f(x) = \frac{1}{(x - \theta) \sigma \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(\ln(x - \theta) - \mu)^2}{2\sigma^2} \right] \quad (2.3)$$

donde $x > \theta$, μ es la media del logaritmo de la variable, $\sigma > 0$ es la desviación estándar y θ es el parámetro de localización. La función de densidad acumulativa correspondiente se define como:

$$F(x) = \Phi \left(-\frac{\ln(x - \theta) - \mu}{\sigma} \right) \quad (2.4)$$

donde Φ representa la función de distribución acumulativa de la distribución normal estándar (integral de Laplace). En el caso particular de la distribución lognormal de dos parámetros (cuando $\theta = 0$), la función de densidad de probabilidad se simplifica a:

$$f(x) = \frac{1}{x \sigma \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2} \right], \quad x > 0 \quad (2.5)$$

y su función de distribución acumulativa se expresa como:

$$F(x) = \Phi \left(-\frac{\ln x - \mu}{\sigma} \right) \quad (2.6)$$

2.1.5.3. Distribución Birnbaum-Saunders

La distribución de Birnbaum-Saunders fue desarrollada originalmente para modelar tiempos de vida de materiales sometidos a procesos de fatiga. Este modelo probabilístico fue propuesto por Zvi Birnbaum y Samuel Saunders en 1969. Su formulación se basa en el supuesto de que la falla ocurre como resultado del crecimiento progresivo de una grieta dominante hasta alcanzar un umbral crítico. En este contexto, la distribución de Birnbaum-Saunders describe el tiempo hasta la falla como el instante en que el daño acumulado excede un valor límite, lo que la hace particularmente adecuada para modelar

fenómenos asociados a deterioro progresivo y acumulación de daño bajo cargas repetidas o dinámicas [113].

La función de densidad de probabilidad de esta distribución se expresa como:

$$f(x) = \frac{1}{2\alpha\sqrt{2\pi}} \left[\left(\frac{x-\gamma}{\beta} \right)^{-\frac{1}{2}} + \left(\frac{x-\gamma}{\beta} \right)^{-\frac{3}{2}} \right] \exp \left[-\frac{1}{2\alpha^2} \left(\frac{x-\gamma}{\beta} + \frac{\beta}{x-\gamma} - 2 \right) \right] \quad (2.7)$$

para $x > \gamma$, donde $\alpha > 0$ es el parámetro de forma, $\beta > 0$ es el parámetro de escala y γ es el parámetro de localización. Por su parte la función de densidad acumulativa se define como:

$$F(x) = \Phi \left[\sqrt{\frac{x-\gamma}{\beta}} - \sqrt{\frac{\beta}{x-\gamma}} \right], x > \gamma \quad (2.8)$$

donde Φ representa la función de distribución acumulativa de la distribución normal estándar.

2.1.5.4. Distribución valor extremo

Las distribuciones de valor extremo constituyen modelos probabilísticos fundamentales para describir el comportamiento del máximo o mínimo de un conjunto amplio de variables aleatorias independientes e idénticamente distribuidas. Su relevancia radica en que permiten modelar eventos poco frecuentes, pero de gran impacto. La teoría del valor extremo establece que, bajo ciertas condiciones generales, la distribución de los valores extremos converge hacia un número limitado de formas asintóticas, independientemente de la distribución original de los datos. El desarrollo formal de esta teoría fue impulsado por Emil Julius Gumbel, quien demostró que, para distribuciones iniciales con comportamiento regular, los valores extremos pueden representarse mediante modelos específicos que dependen del tipo de cola de la distribución original [114].

La función de densidad de probabilidad de la distribución de valor extremo para máximos se expresa como:

$$f(x) = \frac{1}{\beta} \exp \left[-\frac{x-\mu}{\beta} \right] \exp \left[-\exp \left(\frac{x-\mu}{\beta} \right) \right] \quad (2.9)$$

donde $x \in (-\infty, +\infty)$, μ es el parámetro de localización y $\beta > 0$ es el parámetro de escala.

La función de densidad acumulada correspondiente se define como:

$$F(x) = \exp \left[-\exp \left(\frac{x-\mu}{\beta} \right) \right] \quad (2.10)$$

2.1.5.5. Distribución Gamma

La distribución Gamma es una distribución de probabilidad continua ampliamente utilizada para modelar variables aleatorias con asimetría positiva, es decir, aquellas cuya densidad presenta una mayor concentración de valores a la izquierda de la media y una

cola extendida hacia la derecha. Esta característica la hace especialmente adecuada para representar fenómenos físicos asociados a tiempos de espera o repuestas no negativas. La forma de la distribución Gamma está determinada por sus parámetros, los cuales controlan tanto la asimetría como la dispersión de la variable. Asimismo, su formulación incluye la función Gamma Γ , la cual generaliza el concepto de factorial para valores reales positivos y garantiza la correcta normalización de la función de densidad [112]. La función de densidad de probabilidad de la distribución Gamma de tres parámetros se expresa como:

$$f(x) = \frac{1}{\Gamma(k)\theta^k} (x - \gamma)^{k-1} \exp\left(-\frac{x - \gamma}{\theta}\right) \quad (2.11)$$

para $x > \gamma$, donde $k > 0$ es el parámetro de forma, $\theta > 0$ es el parámetro de escala, γ es el parámetro de localización. La función de densidad acumulada correspondiente se define como:

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(k)} \gamma\left(k, \frac{x - \gamma}{\theta}\right) \quad (2.12)$$

donde γ representa la función Gamma incompleta. En el caso particular de la distribución Gamma de dos parámetros (cuando $\gamma = 0$), la FDP se simplifica a:

$$f(x) = \frac{1}{\Gamma(k)\theta^k} x^{k-1} \exp\left(-\frac{x}{\theta}\right), x > 0 \quad (2.13)$$

mientras que su función de distribución acumulativa se expresa como:

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(k)} \gamma\left(k, \frac{x}{\theta}\right) \quad (2.14)$$

2.1.5.6. Distribución valor extremo generalizado

La distribución de valor extremo generalizada (VEG) constituye un modelo probabilístico flexible de tres parámetros que integra en una sola familia las distribuciones de valor extremo. De acuerdo con el teorema del valor extremo, esta distribución representa el comportamiento límite de los valores máximos (o mínimos) debidamente normalizados de una secuencia de variables aleatorias independientes e idénticamente distribuidas. Por esta razón, la distribución VEG se emplea ampliamente como una aproximación robusta para modelar valores extremos de procesos aleatorios [115]. La función de densidad de probabilidad de la distribución de valor extremo generalizada está definida como [116]:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma} (1 + kz)^{-1-\frac{1}{k}} \exp\left[-(1 + kz)^{-\frac{1}{k}}\right] \quad (2.15)$$

donde $z = \frac{x - \mu}{\sigma}$, k , σ y μ representan los parámetros de forma, escala y localización, respectivamente. El parámetro de escala debe ser positivo ($\sigma > 0$), mientras que los parámetros de forma y localización pueden tomar cualquier valor real. La función de distribución acumulativa correspondiente se expresa como:

$$F(x) = \exp[-\exp(-z)] \quad (2.16)$$

2.1.5.7. Distribución logística

La distribución logística fue descrita por primera vez por Pierre Francois Verhulst en 1845. Inicialmente, fue propuesta para modelar el crecimiento poblacional y, desde entonces, ha sido ampliamente utilizada en el estudio de procesos de crecimiento temporal de variables. Desde el punto de vista probabilístico, la distribución logística representa una forma similar a la distribución normal; sin embargo, se caracteriza por poseer colas más pesadas, lo que implica una mayor dispersión en los valores extremos. Esta propiedad la hace particularmente útil en el modelado de fenómenos donde existe una mayor probabilidad de ocurrencia de valores alejados de la media [106]. La función de densidad de probabilidad de la distribución logística se define como:

$$f(x) = \frac{\exp\left(-\frac{x-\mu}{s}\right)}{s \left[1 + \exp\left(-\frac{x-\mu}{s}\right)\right]^2} \quad (2.17)$$

donde μ es el parámetro de localización y s es el parámetro de escala, con $s > 0$. El dominio de la variable aleatoria está definido en el intervalo $(-\infty, +\infty)$. Por su parte, la función de distribución acumulativa se expresa como:

$$F(x) = \frac{1}{1 + \exp\left(-\frac{x-\mu}{s}\right)} \quad (2.18)$$

La simplicidad de su formulación, junto con su capacidad para representar fenómenos con colas más pesadas que la distribución normal, hace que la distribución logística sea una alternativa adecuada en el análisis probabilístico de variables continuas, particularmente en estudios donde se requiere capturar adecuadamente la variabilidad extrema [106].

2.1.5.8. Distribución Kernel

La distribución de probabilidad de una variable aleatoria continua x se describe mediante una función denominada función de densidad de probabilidad $f(x)$, a partir de la cual es posible determinar probabilidades asociadas a intervalos específicos de la variable. En muchos casos prácticos, la forma funcional de $f(x)$ no es conocida a priori, por lo que resulta de interés estimarla a partir de una muestra de observaciones $x_1, x_1, \dots, x_n$, las cuales se asume que son independientes e idénticas distribuidas. En este contexto, el método de estimación por núcleos (Kernel) constituye una herramienta no paramétrica ampliamente utilizada para aproximar la función de densidad de probabilidad de una variable aleatoria desconocida. Este método emplea un conjunto de datos provenientes de una distribución univariada continua para construir una estimación suave de la densidad subyacente. El estimador Kernel fue propuesto originalmente por Rosenblatt en 1956, y posteriormente, desarrollado por diversos autores en el ámbito de la estadística no paramétrica [117].

Sea una muestra de n observaciones reales $x_1, x_2, \dots, x_n$. La estimación de la densidad mediante el método Kernel se define como:

$$f(x) = \frac{1}{nh_n} \sum_{i=1}^n K\left(\frac{x - x_i}{h_n}\right) \quad (2.19)$$

donde K es la función núcleo y h_n es el ancho de banda o parámetro de suavizamiento. El ancho de banda h_n desempeña un papel fundamental en la calidad de la estimación, ya que controla el grado de suavizamiento de la función estimada. Si h_n toma valores grandes, la estimación resultante será excesivamente suave y puede perder detalles importantes de la distribución; en contraste, si h_n es demasiado pequeño, la estimación tiende a ajustarse en exceso a los datos, generando una representación irregular o sobre ajustada. Por su parte, la función núcleo $K(x)$, también conocida como función peso, determina la forma de la distribución de cada observación en la estimación de la densidad. Existen diversas funciones núcleo; sin embargo, en la práctica, la elección del ancho de banda tiene un impacto mucho más significativo en la calidad de la estimación que la selección específica de la función núcleo [118].

2.1.5.9. Distribución log-logística

La distribución log-logística es una distribución de probabilidad continua definida para variables aleatorias no negativas. Esta distribución es ampliamente utilizada en diversas áreas de la ingeniería, debido a su capacidad para representar comportamientos asimétricos con colas relativamente pesadas. Desde el punto de vista teórico, una variable aleatoria sigue una distribución log-logística si el logaritmo de dicha variable se distribuye de acuerdo con una distribución logística. Esta propiedad permite que la distribución capture adecuadamente fenómenos donde la variabilidad crece de manera no lineal [119]. La función de densidad de probabilidad de la distribución log-logística se define como:

$$f(x) = \frac{\beta}{\alpha} \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta-1} \left[1 + \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta}\right]^{-2} \quad (2.20)$$

donde $\alpha > 0$ es el parámetro de escala y $\beta > 0$ es el parámetro de forma. El dominio de la variable aleatoria está definido en el intervalo $0 < x < +\infty$.

Por su parte, la función de distribución acumulativa se expresa como:

$$F(x) = \frac{1}{1 + \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta}} = \frac{\left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta}}{1 + \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta}} \quad (2.21)$$

La distribución log-logística presenta una notable flexibilidad para modelar datos con asimetría positiva y una mayor probabilidad de ocurrencia de valores extremos en comparación con distribuciones como la lognormal [118]. Estas características la hacen especialmente útil en el análisis probabilístico de variables relacionadas con la respuesta estructural.

2.1.5.10. Distribución estable

La distribución estable es aquella que conserva su forma bajo combinaciones lineales de variables aleatorias independientes con la misma distribución, salvo por posibles cambios en los parámetros de localización y escala. Esta propiedad la convierte en una familia de distribuciones particularmente relevante en el análisis de fenómenos aleatorios con alta variabilidad. La familia de distribuciones estables también conocida como distribuciones estables de Lévy, en honor a Paul Lévy, quien realizó contribuciones fundamentales en su estudio. Desde el punto de vista formal, una variable aleatoria X se considera estable si, dadas dos copias independientes X_1 y X_2 con la misma distribución que X , existen constantes $a > 0, b > 0$ y $d \in \mathbb{R}$ tales que: $aX_1 + bX_2 = cX + d$. Esta propiedad implica que la forma de la distribución se preserva bajo suma, lo cual es una característica distintiva de esta familia [118].

Las distribuciones estables se definen mediante cuatro parámetros: el parámetro de estabilidad α , el parámetro de asimetría β , el parámetro de escala c y el parámetro de localización μ . El parámetro de estabilidad, también conocido como índice de estabilidad, es el más importante y toma valores en el intervalo $0 < \alpha \leq 2$. Cuando $\alpha = 2$, la distribución corresponde al caso particular de la distribución normal; mientras que $\alpha = 1$ da lugar a la distribución de Cauchy. Para valores $\alpha > 2$, la varianza de la distribución es infinita, y si $\alpha \leq 1$, la media tampoco está definida [120]. A diferencia de otras distribuciones de probabilidad, en la mayoría de los casos las distribuciones estables no cuentan con una expresión cerrada para su función de densidad de probabilidad. Sin embargo, sí pueden definirse de manera explícita a través de su función característica, la cual se expresa como:

$$\phi(t) = \exp \left[i\mu t - c^\alpha |t|^\alpha \left(1 + i\beta \operatorname{sgn}(t) \tan \left(\frac{\pi\alpha}{2} \right) \right) \right], \alpha \neq 1 \quad (2.22)$$

donde $\operatorname{sgn}(t)$ es la función signo. Para el caso particular $\alpha = 1$, la expresión presenta una forma ligeramente diferente,

Por otra parte, la función de densidad de probabilidad puede obtenerse mediante la transformada inversa de Fourier de la función característica:

$$f(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \phi(t) e^{-ixt} dt \quad (2.23)$$

donde $\alpha \in [0,2]$: parámetro de estabilidad, que controla el comportamiento de las colas de la distribución, $c > 0$: parámetro de asimetría, que determina la inclinación de la distribución, $\mu \in \mathbb{R}$: parámetro de localización, que define el desplazamiento de la distribución [118]:

2.1.5.11. Distribución t de ubicación-escala

La distribución t de ubicación-escala es una generalización de la distribución t de Student que incorpora parámetros de localización y escala, lo que le permite modelar datos con mayor flexibilidad. Esta distribución es particularmente útil para representar conjuntos de

datos con colas pesadas, es decir, con mayor probabilidad de ocurrencia de valores extremos en comparación con la distribución normal [121]. La función de densidad de probabilidad de la distribución t de ubicación-escala se expresa como:

$$f(x) = \frac{\Gamma\left(\frac{\nu+1}{2}\right)}{\sigma\sqrt{\nu\pi}\Gamma\left(\frac{\nu}{2}\right)} \left[1 + \left(1 + \frac{1}{\nu}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right)\right]^{-\frac{\nu+1}{2}} \quad (2.24)$$

donde Γ es la función gamma, μ es el parámetro de localización, $\sigma > 0$ es el parámetro de escala y $\nu > 0$ es el parámetro de forma o grados de libertad. La media de la distribución está dada por: $E[X] = \mu$ la cual se encuentra definida únicamente para valores del parámetro de forma $\nu > 1$. Para valores de $\nu \leq 1$, la media no existe. Por su parte, la varianza se define como: $Var(X) = \frac{\sigma^2\nu}{\nu-2}$ la cual existe únicamente cuando $\nu > 2$; en caso contrario, la varianza es indefinida [122].

2.1.5.12. Distribución Weibull

La distribución de Weibull es una distribución de probabilidad continua ampliamente utilizada en el análisis y modelado de fenómenos naturales. Su nombre se debe a Waloddi Weibull, quien la describió formalmente en 1951; sin embargo, sus fundamentos fueron previamente establecidos por Fréchet en 1927 y aplicada posteriormente por Rosin y Rammler en 1933 para modelar la distribución de tamaños de partículas [112]. La versatilidad de la distribución de Weibull radica en su capacidad para representar distintos comportamientos estadísticos mediante la variación de sus parámetros, lo que la hace particularmente adecuada para modelar variables con asimetría [118], [122]. La función de densidad de probabilidad de la distribución de Weibull de tres parámetros se define como:

$$f(x) = \frac{k}{\lambda} \left(\frac{x-\lambda}{\lambda}\right)^{k-1} \exp\left[-\left(1 + \frac{1}{\nu}\left(\frac{x-\lambda}{\lambda}\right)^k\right)\right] \quad (2.25)$$

para $x > \lambda$, donde, $k > 0$ es el parámetro de forma, $\lambda > 0$ es el parámetro de escala, λ es el parámetro de localización. El dominio de la variable aleatoria está dado por $x \in (\lambda, +\infty)$.

La función de distribución acumulativa correspondiente se expresa como:

$$F(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x-\lambda}{\lambda}\right)^k\right] \quad (2.26)$$

En el caso particular de la distribución de Weibull de dos parámetros (cuando $\lambda = 0$), las expresiones anteriores se simplifican considerando $x > 0$.

2.2. Estado del arte

2.2.1. Evaluación de edificios con planta baja débil

Los edificios con planta baja débil han sido objeto de creciente atención en la ingeniería estructural debido a su elevada vulnerabilidad frente a cargas sísmicas. Esta configuración, común en edificaciones urbanas de baja y mediana altura, se caracteriza por una discontinuidad significativa en la rigidez y resistencia entre la planta baja y los niveles superiores, lo que favorece la concentración de deformaciones y esfuerzos en el primer nivel. La evidencia observada en diversos eventos sísmicos ha demostrado que esta irregularidad vertical puede conducir al desarrollo de mecanismos de colapso parcial o total. En este contexto, el estudio del comportamiento sísmico de este tipo de estructuras ha evolucionado desde enfoques conceptuales y paramétricos hasta metodologías avanzadas basadas en análisis no lineales y evaluación probabilista, lo que ha permitido una comprensión más integral de su desempeño estructural.

Uno de los primeros trabajos es del de Ruiz y Diederich [13], quienes estudiaron la influencia de la discontinuidad en la resistencia lateral sobre la demanda de ductilidad en el primer nivel mediante un análisis paramétrico. Sus resultados evidenciaron que la capacidad de deformación de los muros, la relación entre los periodos dominantes de la excitación y la estructura, así como la distribución de resistencia entre niveles, influyen significativamente en la respuesta sísmica. Posteriormente, Esteva [123] desarrolló análisis dinámicos no lineales paso a paso para evaluar el efecto de variables como el número de niveles, el periodo fundamental y la variación de la rigidez a lo largo de la altura, proponiendo lineamientos que contribuyeron al desarrollo de criterios de diseño sísmico.

A finales de la década de 1990, diversos estudios enfatizaron la importancia de considerar adecuadamente la irregularidad estructural asociada al piso débil. Arlekar et al. [124] destacaron la necesidad de lograr un balance de rigideces entre niveles para prevenir concentraciones de daño, particularmente en edificaciones ubicadas en suelos blandos. En la misma línea, Scarlat [125] propuso un método de análisis basado en energía para estimar las fuerzas sísmicas en estructuras con piso débil, sugiriendo que los métodos estáticos laterales pueden ser adecuados si se incorporan factores que representen la disipación de energía.

A principios de los años 2000, Jean y Cesín [126] señalaron que la falla por piso débil es común en edificaciones de mampostería, proponiendo recomendaciones prácticas para su diseño. En paralelo Tena-Colunga [127], [128] evaluó los criterios establecidos en las normas mexicanas para definir la irregularidad por piso débil, evidenciando la necesidad de unificar metodologías para estimar la rigidez de entrepiso. Sus estudios mostraron que la clasificación de una estructura como irregular puede depender del modelo empleado, ya sea basado en corte o en flexión, lo que introduce incertidumbre en la evaluación estructural.

Posteriormente, investigaciones experimentales y numéricas permitieron profundizar en la comprensión del comportamiento sísmico de estas estructuras. Ko y Lee [129] analizaron experimentalmente un modelo a escala de un edificio con planta baja débil, evidenciando la influencia de efectos torsionales en su respuesta. Fragiadakis et al. [130] evaluaron distintas configuraciones de irregularidad mediante análisis dinámicos

incrementales, concluyendo que las reducciones de rigidez y resistencia generan concentraciones de daño en los niveles más vulnerables. Asimismo, Nagae et al. [131] demostraron que el incremento en la resistencia a la fluencia reduce las demandas de distorsión, mientras que Vukazich et al. [132] resaltaron el impacto potencial de este tipo de configuraciones en términos de riesgo sísmico a nivel urbano.

En la década de 2010, el enfoque se amplió hacia la evaluación del desempeño estructural considerando efectos no lineales y variables adicionales. Tena-Colunga [3] comparó modelos estructurales basados en corte y flexión, evidenciando diferencias significativas en la respuesta y en la clasificación de la irregularidad. Estudios posteriores como los de Guney y Aydin [133] y Goh y Pan [134], analizaron la influencia de la relación de rigideces entre niveles y los efectos torsionales, concluyendo que una mayor discrepancia en rigidez incrementa la probabilidad de formación del mecanismo de planta baja débil.

Recientemente, se han incorporado herramientas avanzadas de análisis para evaluar con mayor precisión el comportamiento sísmico de edificios con planta baja débil. En este contexto, Jara-Guerrero et al. [31] evaluaron el comportamiento sísmico de edificios con planta baja débil afectados por el sismo del 19 de septiembre del 2017, utilizando modelos representativos de estructuras diseñadas conforme a reglamentos antiguos. Sus resultados mostraron que las distorsiones de entrepiso y las demandas de rotación en las columnas del primer nivel reproducen adecuadamente los patrones de daño observados en campo, destacando que más del 50% de los edificios colapsados presentaban esta tipología, principalmente en suelos blandos. De manera complementaria Shahsahebi et al. [135] realizaron análisis numéricos en edificios diseñados con normativas modernas, evaluando el desempeño mediante análisis estáticos no lineales y dinámicos incrementales, evidenciando mejoras en la capacidad de deformación y una reducción en la probabilidad de colapso.

Por su parte, Ruiz-García y Cárdenas [40] compararon estructuras diseñadas con distintas versiones de normativas sísmicas mexicanas, concluyendo que las disposiciones más recientes permiten una mejor distribución de las distorsiones de entrepiso y reducen la probabilidad de formación del mecanismo de planta baja débil. Posteriormente, Jara et al. [41] evaluaron la confiabilidad estructural de edificios con esta irregularidad mediante análisis probabilistas, encontrando bajos índices de confiabilidad y altas demandas de deformación, especialmente en estructuras de mediana altura.

Manfredi et al. [136] desarrollaron curvas de fragilidad analítica en marcos de concreto reforzado, demostrando factores como la antigüedad, el número de niveles y la distribución de muros de relleno influyen significativamente en la vulnerabilidad sísmica. En la misma línea, Gutierrez-Lopez et al. [25] evaluaron el desempeño sísmico y la confiabilidad estructural de un edificio de mediana altura con planta baja débil mediante análisis dinámicos no lineales bajo distintos niveles de peligro sísmico. Los resultados mostraron que las distorsiones de entrepiso se concentran en el primer nivel, superando los límites de desempeño y evidenciando la formación del mecanismo de planta baja débil. Asimismo, la evaluación probabilista indicó índices de confiabilidad inferiores a los valores recomendados en todos los escenarios analizados, confirmando la alta vulnerabilidad de este tipo de configuraciones estructurales.

2.2.2. Rehabilitación de edificios con planta baja débil

Las estrategias de rehabilitación de edificios con planta baja débil han evolucionado de enfoques tradicionales basados en el incremento de rigidez hacia soluciones más avanzadas que incorporan disipación de energía y control de respuesta sísmica. Estas metodologías buscan reducir la concentración de deformaciones en el primer nivel y mejorar el desempeño global de la estructura.

En una etapa inicial, diversas investigaciones exploraron el uso de sistemas de aislamiento sísmico como alternativa para mitigar la formación del mecanismo de piso débil. En este contexto, Fakhouri e Igarashi [137] propusieron un aislador de base con capacidad de desplazamiento en tres direcciones, colocado entre la base de las columnas y la cimentación, logrando reducir la demanda en los elementos estructurales del primer nivel. Posteriormente, Fakhouri e Igarashi [138] analizaron el uso combinado de dispositivos elastoméricos y sistemas deslizantes multidireccionales, demostrando mediante análisis dinámicos no lineales que estos sistemas son capaces de absorber una parte significativa de la respuesta sísmica, evitando la concentración de daño en la planta baja.

De manera paralela, se desarrollaron estrategias basadas en el incremento de rigidez y resistencia del primer nivel. Sahoo y Rai [139] evaluaron un edificio de cinco niveles propenso a desarrollar un mecanismo de piso débil, proponiendo como alternativas el uso de contravientos tipo chevrón y el encamisado de columnas. Sus resultados indicaron que los contravientos permiten incrementar significativamente tanto la rigidez como la resistencia lateral, mientras que el encamisado mejora principalmente la capacidad resistente, aunque con menor impacto en la rigidez. Asimismo, destacaron la necesidad de incorporar análisis no lineales en el diseño de este tipo de intervenciones.

Posteriormente, Jennings et al. [140] introdujeron el uso de dispositivos basados en aleaciones con memoria de forma (SMA, por sus siglas en inglés), capaces de disipar energía y recentrar la estructura tras la excitación sísmica. Sus resultados evidenciaron que este tipo de sistemas permite distribuir la demanda sísmica a lo largo de la altura del edificio. En la misma línea, Beigi et al. [141] analizaron distintas estrategias de reforzamiento en un edificio con esta irregularidad. Comparando el uso de muros de mampostería y sistemas de contraventeo tipo GIB. Sus resultados mostraron que, mientras los muros son más efectivos ante sismos de baja intensidad, los sistemas de contraventeo presentan un mejor desempeño bajo demandas sísmicas severas.

Investigaciones recientes han incorporado técnicas avanzadas de análisis para evaluar la efectividad de distintas estrategias de rehabilitación. Hernández et al. [142] analizaron un edificio representativo ubicado en suelos blandos de la Ciudad de México mediante análisis dinámicos no lineales, evidenciando que las mayores demandas de distorsión se concentran en el primer nivel. Asimismo, observaron que el incremento de rigidez mediante sistemas de reforzamiento puede reducir significativamente las deformaciones, aunque con el efecto asociado de incrementar la demanda de cortante basal, lo que implica la necesidad de evaluar integralmente la respuesta estructural.

En este contexto, Benavent-Climent y Mota-Páez [70] propusieron una estrategia basada en la incorporación de disipadores histeréticos tipo *Tube-in-Tube Damper* (TTD, por sus siglas en inglés), combinados con el reforzamiento de columnas en la planta baja. Sus

resultados mostraron una reducción significativa en las distorsiones de entrepiso y una baja probabilidad de exceder los niveles de desempeño establecidos, evidenciando la efectividad de los sistemas de disipación de energía en este tipo de estructuras.

Posteriormente, Jara-Guerrero et al. [31] evaluaron diversas alternativas de rehabilitación, incluyendo contravientos tipo chevrón, disipadores histeréticos y amortiguadores viscosos, demostrando que la combinación de sistemas de rigidización y disipación resulta más eficiente para mejorar el desempeño sísmico. En un estudio complementario, Jara et al. [18] analizaron múltiples esquemas de intervención en edificios de mediana altura, concluyendo que los dispositivos de disipación de energía, particularmente los de comportamiento histerético y viscoso, representan las soluciones más efectivas para reducir la vulnerabilidad sísmica.

Por su parte, Mota-Páez et al. [42] analizaron la influencia del tipo de registro sísmico en edificios rehabilitados mediante disipadores histeréticos, evidenciando que los movimientos cercanos a falla generan mayores demandas de deformación, lo que resalta la importancia de considerar distintos escenarios sísmicos en el diseño de estrategias de rehabilitación. De manera similar, Ruiz et al. [43], [44] evaluaron el comportamiento de una estructura dañada mediante análisis dinámicos no lineales y curvas de fragilidad, concluyendo que el uso de contravientos restringidos al pandeo en la planta baja constituye una alternativa altamente efectiva para mejorar el desempeño estructural.

La investigación se ha orientado hacia el desarrollo de soluciones innovadoras basadas en enfoques de desempeño y resiliencia estructural. En este sentido, se han propuesto sistemas como marcos oscilantes externos, amortiguadores metálicos rotacionales y riostras con disipadores histeréticos, los cuales han demostrado mejorar la distribución de derivas y reducir la concentración de daño en estructuras con irregularidades verticales [143], [144], [145].

En conjunto, los estudios revisados evidencian que los edificios con planta baja débil representan una de las configuraciones estructurales más vulnerables frente a la acción sísmica, debido a la marcada discontinuidad de rigidez y resistencia que favorece la concentración de demandas en el primer nivel. Las investigaciones orientadas a su evaluación han permitido comprender con mayor precisión los mecanismos de daño, destacando el papel fundamental de la distorsión de entrepiso como parámetro clave para caracterizar su respuesta sísmica. Por otra parte, los avances en estrategias de rehabilitación han demostrado que la combinación de técnicas de rigidización y sistemas de disipación de energía puede mejorar significativamente el desempeño estructural. A pesar de estos avances, persiste una limitada integración entre los enfoques de evaluación basada en desempeño y los métodos probabilistas orientados a la estimación explícita de la confiabilidad estructural. En este sentido, se identifica la necesidad de desarrollar estrategias que permitan evaluar de manera integral el comportamiento sísmico de edificios con planta baja débil, incorporando la incertidumbre inherente a la respuesta estructural y estableciendo métricas cuantitativas que faciliten la toma de decisiones en términos de seguridad y desempeño.

3. METODOLOGÍA

Como primer paso, se establece una edificación multifamiliar con planta baja débil cuyas características geométricas y estructurales son consistentes con configuraciones que han mostrado un desempeño desfavorable durante eventos sísmicos. Con base en estas características, se desarrolla un modelo tridimensional en el software ETABS [89], sobre el cual se realiza el análisis y diseño estructural conforme a disposiciones de normativas empleadas en décadas pasadas, con el propósito de representar edificaciones que, habiendo sido concebidas bajo criterios previos, continúan formando parte de la infraestructura actual.

Posteriormente, se seleccionan y procesan registros sísmicos representativos del peligro sísmico de la zona de estudio, los cuales se emplean para llevar a cabo análisis dinámicos no lineales, permitiendo obtener la respuesta estructural ante distintos niveles de intensidad sísmica. Con base en estos análisis, se evalúa el desempeño sísmico de la edificación mediante la distorsión de entrepiso, variable adoptada como parámetro de control dentro del marco del DSBD.

Las respuestas obtenidas se emplean para desarrollar un análisis probabilista mediante el ajuste de funciones de densidad de probabilidad, a partir del cual se estiman los índices de confiabilidad estructural β y las probabilidades de desempeño excedente p_{de} asociadas a distintos niveles de desempeño, lo que permite cuantificar el nivel de seguridad del sistema en su condición original.

Posteriormente, se incorpora un sistema pasivo de protección sísmica mediante la implementación de CRPs en el primer nivel, complementados con elementos tipo *shear link* en los niveles superiores. Con esta configuración, se repiten los análisis dinámicos no lineales y el procedimiento probabilista previamente descrito, con el objetivo de cuantificar la mejora en el desempeño sísmico y en la confiabilidad estructural de la edificación respecto a su condición original.

En las secciones siguientes se describen de manera detallada los materiales considerados y los métodos empleados para el desarrollo de la presente investigación.

3.1. Materiales

Se emplean diversos softwares especializados, normativas técnicas, bases de datos sísmicas y herramientas de análisis, los cuales constituyen los insumos fundamentales para la implementación de la metodología propuesta. La selección de estos materiales se realizó considerando su pertinencia técnica, grado de aceptación en la práctica profesional y su capacidad para representar de manera adecuada el comportamiento sísmico de edificaciones con irregularidad en planta baja, garantizando así la consistencia, trazabilidad y reproducibilidad de los resultados obtenidos.

En primer lugar, la definición análisis y diseño estructural de la edificación se fundamentó en disposiciones normativas correspondientes a reglamentaciones utilizadas en décadas pasadas. En particular, se empleó el Reglamento de Construcciones de Acapulco, Guerrero (2002), complementado con el Manual de Obras Civiles para el Diseño por Sismo (1993), así como las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2004) y las Normas Técnicas

Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (2004). La utilización conjunta de estos documentos fue necesaria debido a que el Reglamento de Construcciones de Acapulco establece principalmente disposiciones generales y no desarrolla de manera detallada los criterios para el análisis sísmico ni los procedimientos de diseño de los elementos estructurales. En consecuencia, fue necesario complementarlo con el Manual de Obras Civiles para el Diseño por Sismo (1993), para la definición de las acciones sísmicas y los criterios de análisis, así como con las Normas Técnicas Complementarias de Concreto y Mampostería (2004), para el diseño y detallado de los elementos estructurales correspondientes. De esta manera, fue posible reproducir de forma consistente el procedimiento de diseño que habría sido aplicado a edificaciones construidas bajo el marco normativo vigente en ese periodo. La adopción de estas disposiciones permite representar edificaciones diseñadas bajo criterios previos a las normativas vigentes, las cuales continúan en operación en diversas zonas sísmicas y han mostrado vulnerabilidades significativas ante eventos sísmicos recientes.

Para la modelación estructural se utilizó el software ETABS v21(Computers and Structures, Inc.) [89], herramienta ampliamente usada en la ingeniería estructural para el análisis de edificaciones. Este programa permite la representación tridimensional del sistema estructural incorporando tanto comportamiento lineal como no lineal de los elementos. En una primera etapa, ETABS [89] fue empleando para el análisis y diseño de la edificación original mediante un análisis modal espectral, conforme a las disposiciones normativas adoptadas. Posteriormente, el mismo modelo fue utilizado para la implementación de la estrategia de rehabilitación, permitiendo evaluar de manera consistente las modificaciones en la respuesta estructural. Finalmente, el programa se empleó para la ejecución de análisis dinámicos no lineales, considerando la acción simultánea de componentes sísmicas bidireccionales, lo cual resulta particularmente relevante en estructuras con irregularidades verticales, donde la concentración de deformaciones no puede ser capturada adecuadamente mediante enfoques simplificados.

La representación de los muros de mampostería se realizó mediante el método de la columna ancha, siguiendo los lineamientos establecidos en la Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería [62], lo que permitió incorporar la contribución de estos elementos al comportamiento global de la estructura. La calibración del modelo constitutivo se realizó con base en los resultados experimentales de un ensayo de un muro de mampostería reportado en la literatura, con el propósito de reproducir adecuadamente su respuesta no lineal. Posteriormente, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (2023) se utilizaron para ajustar la resistencia de los muros analíticos del modelo estructural, considerando las propiedades geométricas y mecánicas correspondientes a cada elemento, de manera que su representación fuera consistente con los criterios normativos vigentes.

La caracterización de la demanda sísmica se llevó a cabo mediante registros acelerográficos reales provenientes del Instituto de Ingeniería de la UNAM y del Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE). Estas bases de datos integran un conjunto amplio de registros obtenidos en distintas estaciones instrumentales, a partir de los cuales se conformó un universo aproximado de 15,000

acelerogramas. La disponibilidad de esta información permitió seleccionar registros bidireccionales representativos del peligro sísmico, asociados a distintos periodos de retorno, lo cual resulta fundamental para evaluar la respuesta estructural bajo escenarios de intensidad variables.

Para la definición de la demanda sísmica objetivo se utilizó la plataforma PRODISIS-CFE, mediante la cual se generaron espectros de riesgo uniforme considerando las condiciones específicas del sitio. Estos espectros constituyen la base para la selección espectralmente compatible de los registros sísmicos, asegurando que las excitaciones empeladas en los análisis representen de manera consistente el peligro sísmico de la región de estudio. Adicionalmente, la plataforma fue utilizada para la obtención del espectro de diseño, el cual sirvió como referencia para el dimensionamiento de la estrategia de rehabilitación implementada, garantizando la coherencia entre la demanda sísmica considerada en el diseño y la empelada en la evaluación del desempeño estructural.

El procesamiento de los registros sísmicos y el análisis probabilista de la respuesta estructural se realizaron mediante el software MATLAB R2021a (MathWorks). Este entorno de computación técnica permite el desarrollo de algoritmos numéricos avanzados, el manejo eficiente de grandes volúmenes de datos y la implementación de rutinas personalizadas. En esta investigación, MATLAB fue empelado para la selección de acelerogramas, el ajuste de funciones de densidad de probabilidad, el cálculo de la probabilidad de desempeño excedente p_{de} y la estimación del índice de confiabilidad estructural β permitiendo integrar de manera sistemática el análisis determinista con un enfoque probabilista.

En la etapa de rehabilitación estructural se incorporaron sistemas pasivos de disipación de energía con el objetivo de modificar la respuesta sísmica del sistema. Para el diseño de los contravientos restringidos al pandeo se empelaron las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (2023), así como el manual técnico de la empresa CoreBrace-Superior Seismic Performance, el cual proporciona criterios específicos para su dimensionamiento y comportamiento histerético. Por su parte, los disipadores histeréticos tipo Shear Link Bozzo fueron diseñados mediante la aplicación DISSIP-SLB, herramienta que permite determinar sus propiedades mecánicas a partir de las demandas sísmicas del sistema estructural, facilitando su integración dentro del modelo analítico.

Finalmente, la zona de estudio corresponde a la ciudad de Acapulco, Guerrero, México, localizada en una región de alta sismicidad asociada a la subducción de la placa de Cocos. La edificación analizada se ubica aproximadamente en las coordenadas geográficas latitud 16.85233° y longitud -99.81219° , dentro de la zona sísmica D, lo que implica niveles elevados de demanda sísmica y justifica la necesidad de evaluar su desempeño estructural bajo distintos escenarios de peligro.

3.2. Métodos

3.2.1. Método de la columna ancha

La representación analítica de los muros de mampostería confinada dentro del modelado estructural se establece mediante el método de la columna ancha, el cual permite incorporar de manera simplificada la contribución de estos elementos al comportamiento global de la estructura. En este enfoque, los muros se idealizan como elementos prismáticos tipo barra, cuyas propiedades geométricas y mecánicas corresponden a una sección equivalente transformada que incluye tanto la mampostería como la contribución de los elementos confinantes [61], [62].

La implementación del método se fundamenta en la discretización de los muros mediante elementos tipo barra que consideran deformaciones por flexión y por cortante, lo que permite capturar adecuadamente su rigidez lateral dentro del modelo estructural. La localización de dichos elementos se define sobre el eje centroidal del muro, mientras que las propiedades de la sección se evalúan siempre con respecto a dicho eje, independientemente de posibles excentricidades geométricas [61], [62].

Para garantizar la conectividad adecuada entre los muros y los elementos adyacentes del sistema estructural, se incorporan elementos rígidos horizontales perpendiculares al eje del muro, los cuales permiten transmitir las fuerzas hacia los nodos ubicados en los bordes del mismo. Este comportamiento se reproduce mediante la asignación de un módulo de elasticidad significativamente mayor al de la mampostería, simulando una respuesta prácticamente rígida [61].

Bajo estas consideraciones, las propiedades equivalentes de la sección se determinan a partir de la geometría del muro y de los elementos de confinamiento, evitando la duplicidad de contribuciones en el modelo. En particular, los castillos compartidos por más de un segmento de muro se asignan únicamente a uno de ellos [66].

El área transversal equivalente de la sección se define como la suma del área de la mampostería y el área transformada de los castillos, conforme a [62]:

$$A_{tr} = A_m + N_c A_{tc} \quad (3.1)$$

donde A_m es el área de la mampostería, N_c el número de castillos considerados y A_{tc} el área transformada de los mismos.

El área de cortante en la dirección paralela al plano del muro se estima mediante una expresión que incorpora un factor de forma, permitiendo una representación más precisa del comportamiento ante esfuerzos cortantes [62]:

$$A_{v1} = \frac{A_m + N_c A_c}{FF} \quad (3.2)$$

donde A_c corresponde al área de los castillos sin transformar y FF es el factor de forma asociado a la sección.

En la dirección transversal al muro, el área efectiva de cortante se define como [62]:

$$A_{v2} = \frac{A_m + N_c A_{tc}}{F_{forma}} \quad (3.3)$$

donde F_{forma} depende de la geometría de la sección transversal, adaptándose valores típicos de 1.2 para secciones rectangulares.

El momento de inercia respecto al eje centroidal transversal se obtiene como la suma de las contribuciones de la mampostería y de los castillos transformados:

$$I_x = I_m + I_{ct} \quad (3.4)$$

Mientras que el momento de inercia respecto al eje paralelo al plano del muro se expresa como [62]:

$$I_y = I_{my} + I_{cy} \quad (3.5)$$

donde I_m e I_{my} corresponden a la mampostería, I_{ct} e I_{cy} a los castillos transformados, evaluados respecto a los ejes centroidales correspondientes.

Finalmente, la rigidez torsional de la sección se representa mediante la constante de torsión de Saint Venant, definida como [62]:

$$J = \frac{Lt^3}{3} \quad (3.6)$$

donde L es la longitud del muro y t su espesor.

El procedimiento descrito permite definir de manera consistente las propiedades equivalentes de los muros dentro del modelo estructural, garantizando una representación adecuada de su contribución en términos de rigidez lateral, resistencia y distribución de esfuerzos.

3.2.2. Método de calibración de muros de mampostería confinada

La representación no lineal de los muros de mampostería confinada se desarrolla mediante un procedimiento de calibración basado en evidencia experimental, implementado en ETABS [89], con el propósito de reproducir de manera consistente su comportamiento histerético bajo cargas laterales reversibles.

El método se estructura en dos etapas: (i) calibración de un muro de referencia con información experimental disponible y (ii) ajuste de las propiedades mecánicas para muros de distintas geometrías dentro del modelo estructural.

En una primera etapa, se modela un muro aislado con las mismas características geométricas y mecánicas que el espécimen experimental de referencia. Este elemento se representa mediante el enfoque de columna ancha, incorporando una rótula concentrada de cortante a media altura del elemento, con el fin de capturar el comportamiento no lineal dominado por cortante.

La curva fuerza-desplazamiento del muro se define a partir de su respuesta bajo carga cíclica reversibles, idealizándose mediante una envolvente que describe las etapas del

comportamiento elástico, fluencia, degradación y pérdida de resistencia. La respuesta histerética se representa mediante la regla tipo *Pivot*, la cual permite modelar la degradación de rigidez y la disipación de energía.

Los parámetros que controlan la forma de los ciclos histeréticos se ajustan de manera iterativa en ETABS [89], mediante la comparación entre la respuesta del modelo analítico y la respuesta experimental del muro de referencia, hasta lograr concordancia en términos de rigidez inicial, resistencia máxima, degradación cíclica y capacidad de disipación de energía.

Una vez calibrado el muro de referencia, se procede al ajuste de las propiedades de los muros de mampostería incluidos en el modelo estructural, los cuales presentan diferentes longitudes y relaciones de aspecto.

Para cada muro, la resistencia máxima a cortante se determina con base en las expresiones establecidas en la normativa vigente, garantizando que la capacidad resistente fuera consistente con sus dimensiones y propiedades geométricas.

Asimismo, la capacidad de deformación se ajusta mediante factores de escala definidos a partir de criterios de similitud geométrica y mecánica entre los muros del modelo y muros con diferente relación de aspecto de un estudio experimental. Estos criterios consideran la longitud efectiva del muro, la relación de aspecto y la deformación última observada. Con base en esta correspondencia, la deformación última de cada muro se modifica proporcionalmente, manteniendo consistencia con la evidencia experimental.

La implementación del modelo no lineal en ETABS [89] se realiza mediante la asignación de rótulas de cortante en los elementos tipo columna ancha, incorporando la curva de fuerza-desplazamiento calibrada. En este proceso, el desplazamiento último asociado a la falla se ajustó directamente en los puntos de control de la curva, conforme a los factores de escala definidos.

El procedimiento completo de calibración se resume mediante un diagrama de flujo mostrado en la Figura 11, donde se describen las etapas desde la calibración del muro de referencia hasta la asignación de propiedades en el modelo estructural.

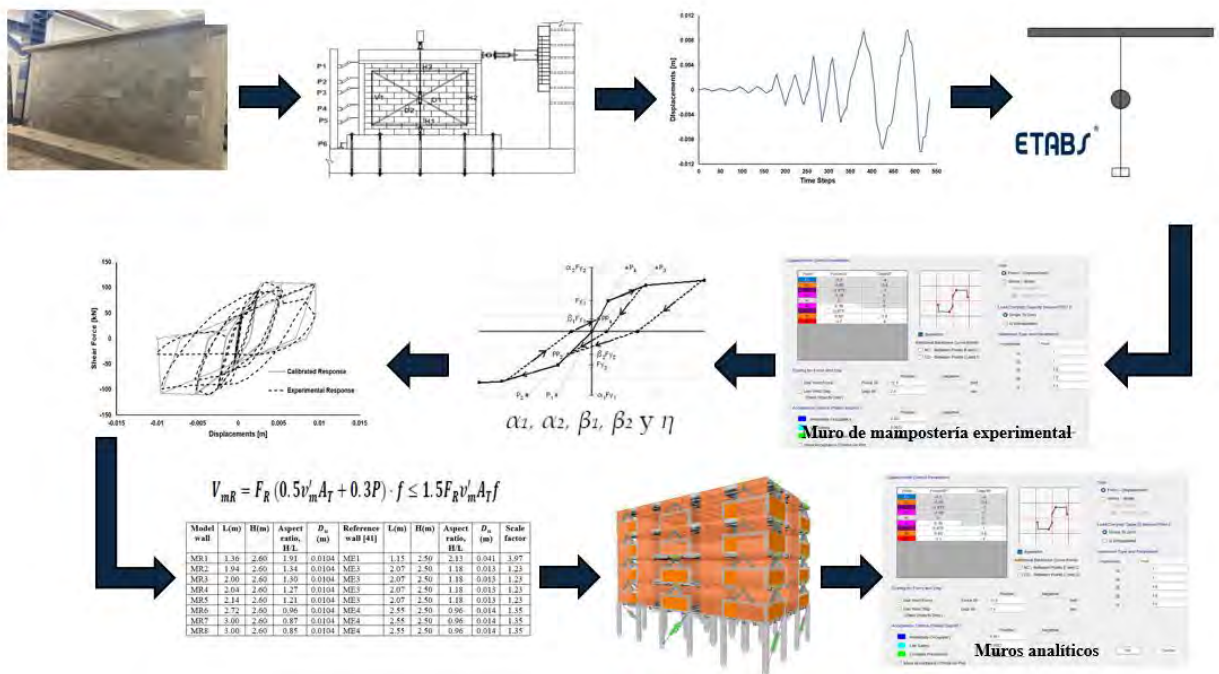


Figura 11. Estrategia de calibración de los muros de mampostería confinada.

Asimismo, la representación idealizada del comportamiento histerético se muestra mediante una curva *Pivot* en la Figura 12, en la cual se ilustran los ciclos de carga y descarga característicos, incluyendo los efectos de degradación de rigidez.

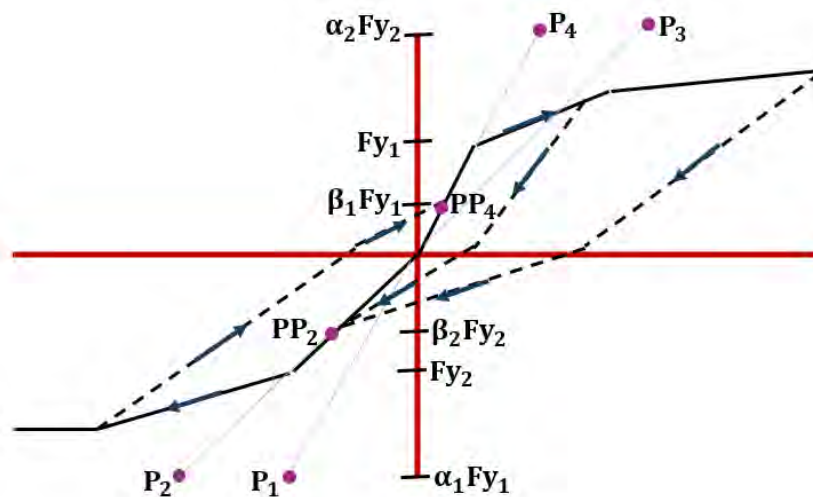


Figura 12. Curva idealizada tipo *Pivot* con parámetros. Adaptado de: [89], [146].

Finalmente, la estrategia de modelación adoptada se presenta esquemáticamente en la Figura 13, donde se ilustra la idealización mediante columna ancha y la incorporación de rótulas no lineales.

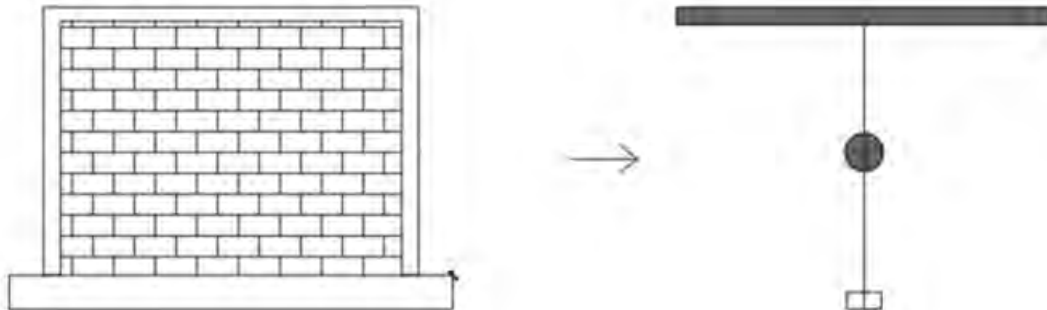


Figura 13. Modelo idealizado de muros de mampostería mediante columnas anchas con rotulas no lineales. Fuente:[25].

En conjunto, el método propuesto permite transferir de manera consistente la información experimental de muros de referencia hacia un conjunto de muros con distintas características geométricas, garantizando una representación adecuada del comportamiento no lineal de la mampostería confinada dentro del análisis estructural.

3.2.3. Método de selección de registros sísmicos

La evaluación dinámica no lineal de estructuras requiere de la definición de un conjunto de registros sísmicos que sean compatibles con el peligro sísmico del sitio y representativos de distintos niveles de intensidad. En este contexto, se consideran tres niveles de amenaza sísmica asociados a periodos de retorno de 72, 475 y 975 años, los cuales, dentro del marco del DSBD, se relacionan comúnmente con los objetivos de desempeño de ocupación de inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso, respectivamente [94].

Para cada nivel de intensidad, se define un conjunto de pares de registros sísmicos horizontales, cuya utilización permite representar de manera más realista la naturaleza tridimensional de la excitación sísmica y su efecto en estructuras con irregularidades verticales. En consecuencia, el análisis se fundamenta en el empleo de registros bidireccionales que capturan la interacción entre las componentes ortogonales del movimiento.

Los espectros objetivos empleados en el proceso de selección se definen como espectros de peligro uniforme, obtenidos para la ubicación de la edificación mediante la plataforma probabilista desarrollada por la Comisión Federal de Electricidad (PRODISIS-CFE). Dichos espectros representan la demanda sísmica esperada en el sitio para cada nivel de amenaza y constituyen la medida de intensidad de referencia para los análisis. Es importante señalar que estos espectros son independientes del espectro de diseño normativo utilizado en el dimensionamiento de la estructura [25].

Los acelerogramas candidatos se obtienen a partir de una base de datos integrada por aproximadamente 15,000 registros históricos, compilados principalmente por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) y por el Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE). Para cada

evento sísmico, se procesan las dos componentes horizontales ortogonales con el fin de obtener sus respectivos espectros de respuesta elástica. Posteriormente, se define un espectro representativo mediante la combinación de ambas componentes a través de la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados, conforme a lo establecido en las disposiciones sísmicas mexicanas [147], como se expresa en la Ecuación 3.1:

$$Sa_{es}(T) = \sqrt{\frac{Sa_{EW}^2(T) + Sa_{NS}^2(T)}{2}} \quad (3.7)$$

donde Sa_{es} corresponde a la ordenada espectral representativa del registro, mientras que Sa_{EW} y Sa_{NS} representan aceleraciones espectrales de las dos componentes horizontales.

Para garantizar la compatibilidad entre los registros seleccionados y el espectro objetivo, se adopta la metodología Sa_{avg} propuesta por Baker y Cornell [148], la cual define la intensidad sísmica como la media geométrica de las aceleraciones espectrales dentro de un intervalo de periodos comprendido entre $0.2T_1$ y $2.0T_1$. El periodo fundamental de vibración T_1 se obtiene como el valor promedio de los periodos fundamentales en las dos direcciones principales del modelo estructural. Este intervalo permite capturar tanto la elongación del periodo asociada al comportamiento no lineal, así como la influencia de modos superiores en la respuesta estructural [149].

La aceleración espectral promedio se calcula mediante:

$$Sa_{avg}(0.2T_1, \dots, 2.0T_1) = \left(\prod_{i=1}^n Sa(T_i) \right)^{1/n} \quad (3.8)$$

donde n representa el número de periodos considerados en el intervalo de interés. De manera consistente, el factor de escala aplicado a cada registro se determina mediante:

$$SF(0.2T_1, \dots, 2.0T_1) = \left(\prod_{i=1}^n \frac{Sa(T_i)}{S_i(T_i)} \right)^{1/n} \quad (3.9)$$

donde $Sa(T_i)$ es la aceleración espectral del espectro objetivo y $S_i(T_i)$ a la del registro candidato evaluadas en el mismo periodo.

La adopción de este enfoque permite obtener una medida de intensidad sísmica más robusta en comparación con métodos basados en un único periodo estructural, reduciendo la variabilidad entre registros y mejorando la correlación con los parámetros de demanda estructural [148], [149].

Finalmente, la duración efectiva de los acelerogramas se establece mediante un criterio basado la intensidad de Arias, considerando el intervalo comprendido entre el 5% y el 95% de la energía acumulada. Este procedimiento permite identificar la fase fuerte del movimiento sísmico, asegurando una representación más realista de la demanda sísmica y reduciendo la influencia de segmentos de baja intensidad.

El método descrito se fundamenta en su amplia aceptación en estudios de análisis dinámico no lineal, ya que permite representar de manera consistente la demanda

sísmica esperada en el sitio y minimizar la dispersión no física asociada a la selección arbitraria de registros.

3.2.4. Método de prediseño y diseño de contravientos restringidos al pandeo

La estrategia de rehabilitación sísmica se plantea mediante la incorporación de CRPs, orientada al control de las deformaciones laterales concentradas en el primer nivel de la edificación. La configuración estructural adoptada considera dispositivos dispuestos en arreglo diagonal simple, concentrados en el nivel donde se presentan las mayores demandas de distorsión de entrepiso, con el propósito de incrementar la rigidez lateral y la capacidad de disipación de energía sin introducir modificaciones significativas en la funcionalidad del sistema estructural. Esta solución se selecciona considerando su eficiencia para mejorar el desempeño sísmico de estructuras con irregularidades verticales, así como su comportamiento histerético estable y su alta capacidad de disipación de energía [78], [150].

El comportamiento mecánico de los CRPs se representa mediante una rigidez axial equivalente que considera su naturaleza no prismática, definida como Segovia [151]:

$$K_{eq} = KF \frac{A_{nc}E}{L_t} \quad (3.10)$$

donde A_{nc} es el área del núcleo del contraviento, KF el factor de modificación de rigidez y L_t la longitud total del dispositivo. A partir de esta formulación, la rigidez lateral equivalente asociada a una configuración diagonal simple se expresa como [151]:

$$K_d = KF \frac{A_{nc}E}{nL} \cos^3 \theta \quad (3.11)$$

donde L es la longitud de la crujía, n un factor geométrico relacionado con la longitud efectiva del núcleo y θ el ángulo de inclinación del contraviento respecto a la horizontal.

La fuerza cortante asociada a la fluencia del núcleo del dispositivo se obtiene a partir del equilibrio de fuerzas en el sistema estructural [151]:

$$V_{yd} = f_{yd} A_{nc} \cos \theta \quad (3.12)$$

Mientras que el desplazamiento de fluencia del sistema de contraviento se estima como [151]:

$$d_{yd} = \frac{f_{yd} n L}{E \cos^2 \theta} \quad (3.13)$$

El dimensionamiento del área del núcleo del CRP se realiza mediante el enfoque propuesto por Segovia y Ruiz [79], el cual permite definir directamente las propiedades

del dispositivo a partir de criterios de rigidez y resistencia objetivo, reduciendo el número de iteraciones requeridas en el proceso de diseño. En términos de rigidez, el área del núcleo se determina como:

$$Anc_j = \frac{K_{d-j}nL}{E \cos^3\theta} \quad (3.14)$$

Mientras que el criterio basado en resistencia se expresa como:

$$Anc_j = \frac{V_{d-j}}{f_{yd} \cos\theta} \quad (3.15)$$

donde K_{d-j} es la rigidez lateral requerida en el nivel j y V_{d-j} el cortante de diseño correspondiente. El valor final del área del núcleo se define a partir del mayor de ambos resultados, garantizando el cumplimiento simultáneo de los requisitos de rigidez y resistencia.

La demanda de deformación en el núcleo del CRP se evalúa mediante su relación con la distorsión de entrepiso. De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero 2023 [152], se establece la deformación axial elástica del CRP asociada con la distorsión elástica de entrepiso (Δx) mediante:

$$\delta_{bx} = \frac{P_{bx}L_{ysc}}{E A_n} \quad (3.16)$$

donde P_{bx} es la fuerza axial en la diagonal asociada con la distorsión elástica, L_{ysc} la longitud efectiva de fluencia del núcleo y A_n el área del núcleo. Posteriormente, la deformación axial correspondiente a la distorsión de diseño se obtiene amplificando la deformación elástica mediante un factor $C_b=5.0$ [152]:

$$\delta_{bm} = C_b \delta_{bx} \quad (3.17)$$

A partir de este valor, se determina la deformación unitaria del núcleo del CRP [152]:

$$\varepsilon_{CRP} = \frac{2\delta_{bm}}{L_{ysc}} \quad (3.18)$$

La cual se utiliza para definir los factores de endurecimiento por deformación (ω) y de ajuste en compresión (γ), conforme a las especificaciones del fabricante y a la normativa vigente.

La resistencia de fluencia de diseño de los contraventeos se determina considerando que los núcleos deben resistir la fuerza axial total inducida en las diagonales. Para tensión y compresión, las resistencias de fluencia se calculan como [152]:

$$T_y = F_R F_{yi} A_n \quad (3.19)$$

$$P_y = F_R F_{yi} A_n \quad (3.20)$$

donde F_R es el factor de reducción de resistencia, F_{yi} el esfuerzo de fluencia medio del material del núcleo y A_n el área del núcleo.

Adicionalmente, y como parte del enfoque de diseño por capacidad, se calcularon las resistencias máximas esperadas en tensión y compresión [152]:

$$T_{m\acute{a}x} = \omega F_{ym\acute{a}x} A_n \quad (3.21)$$

$$P_{m\acute{a}x} = \gamma \omega F_{ym\acute{a}x} A_n \quad (3.22)$$

Estas resistencias permiten evaluar la demanda máxima que los dispositivos pueden transmitir al sistema estructural existente, asegurando que la disipación de energía se concentre en los CRPs y evitando la activación de mecanismos no deseados en los elementos originales de la estructura. En conjunto, el procedimiento descrito permite establecer de manera consistente, las propiedades geométricas y mecánicas de los CRPs, garantizando su adecuada integración al sistema estructural y su efectividad en la reducción de las demandas sísmicas asociadas a irregularidades de tipo planta baja débil. La Figura 14 ilustra la curva bilineal de fuerza-desplazamiento que representa el comportamiento de un CRP.

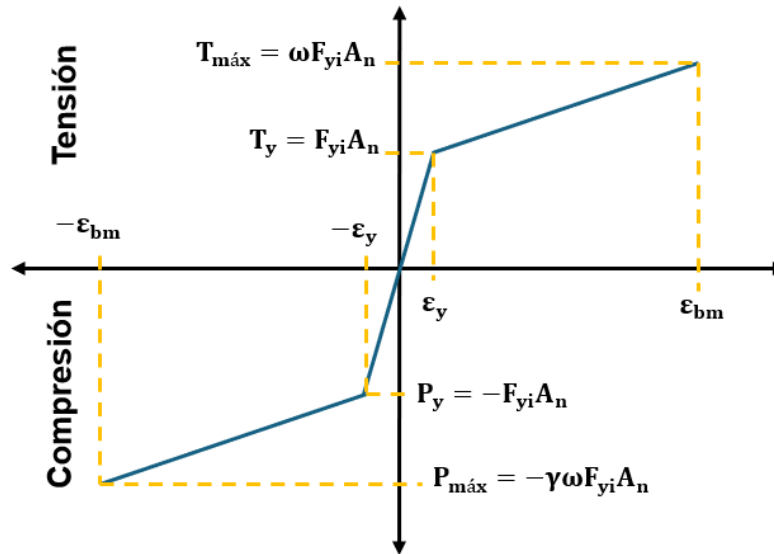


Figura 14. Curva bilineal idealizada de fuerza-desplazamiento de los CRP. Adaptado de: [152].

3.2.5. Método de prediseño y diseño de disipadores shear link Bozzo (SLB)

El diseño de los disipadores histeréticos tipo SLB se fundamenta en procedimientos de predimensionamiento que permiten estimar de manera eficiente las propiedades mecánicas requeridas de los dispositivos a partir de análisis estructurales lineales. Estos métodos parten del supuesto de que la incorporación de disipadores no modifica el factor de comportamiento sísmico global de la estructura, por lo que las fuerzas sísmicas se determinan empleando las combinaciones de carga establecidas en la normativa correspondiente [87].

Dentro de este enfoque, el prediseño puede abordarse mediante dos esquemas principales: el método directo y el método indirecto. Ambos se basan en la ejecución de análisis dinámicos lineales tipo modal espectral, lo que permite reducir significativamente el costo computacional en comparación con procedimientos que dependen exclusivamente de análisis dinámicos no lineales. No obstante, es importante señalar que los resultados obtenidos en esta etapa deben ser verificados posteriormente mediante análisis tiempo historia no lineales, con el fin de garantizar que el desempeño estructural sea consistente con los objetivos de diseño establecidos [87].

En esta investigación se adopta el método de iteración directa, el cual consiste en un proceso secuencial de actualización de las propiedades de los disipadores a partir de los resultados obtenidos en análisis modal espectral. En una primera iteración, se asignan propiedades iniciales a los dispositivos y se evalúa la respuesta estructural. A partir de las fuerzas internas obtenidas, particularmente las fuerzas cortantes asociadas a los elementos donde se ubican los disipadores, se ajusta la capacidad de fluencia de los dispositivos. Este procedimiento se repite hasta que se alcanza una condición de equilibrio entre la demanda estructural y la capacidad resistente del disipador [153].

El criterio de convergencia del método se establece mediante la relación demanda-capacidad (D/C), definida como el cociente entre la fuerza obtenida del análisis estructural y la fuerza de fluencia del disipador. De acuerdo con lo propuesto por Bozzo et al. [88], esta relación debe ser menor o igual a 1.5 para garantizar un comportamiento adecuado del dispositivo dentro del rango esperado de disipación de energía. Matemáticamente este criterio puede expresarse como [153]:

$$F_{análisis} = K_1 d_x \leq 1.5 f_y \quad (3.23)$$

donde $F_{análisis}$ representa la fuerza obtenida del análisis estructural, K_1 corresponde a la rigidez efectiva del sistema, d_x es el desplazamiento asociado y f_y es la fuerza de fluencia del disipador.

Este procedimiento asegura que los dispositivos trabajen dentro de un rango controlado de comportamiento inelástico, permitiendo una disipación eficiente de energía sin comprometer la estabilidad global del sistema estructural. La respuesta de los disipadores en el rango no lineal se ilustra en la Figura 15, donde se presenta la relación esfuerzo-deformación característica de estos dispositivos, evidenciando su capacidad de disipación histerética.

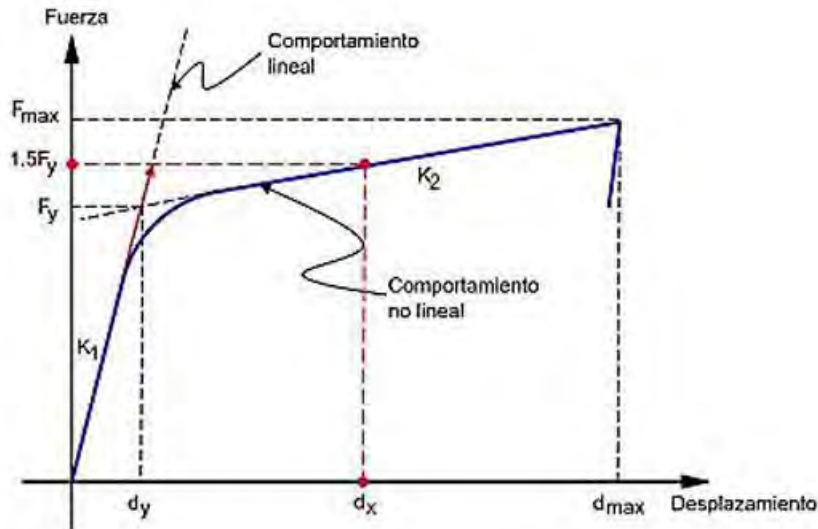


Figura 15. Curva esfuerzo-deformación en el rango no lineal de los disipativos SLB.
Fuente: [87].

Asimismo, el proceso iterativo seguido para la selección y ajuste de los disipadores se resume en el diagrama de flujo mostrado en la Figura 16, el cual describe de manera esquemática las etapas de análisis, verificación y actualización de propiedades hasta alcanzar la convergencia del diseño.

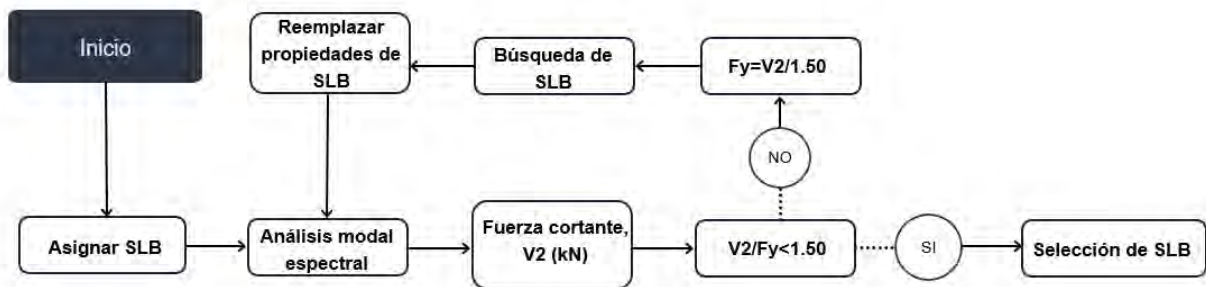


Figura 16. Método de iteración directa. Adaptado de: [87].

En conjunto, este método proporciona una herramienta eficiente para el dimensionamiento preliminar de disipadores SLB, permitiendo integrar de manera racional estos dispositivos dentro del sistema estructural. Sin embargo, como se ha señalado previamente, la validación del desempeño se recomienda realizarse mediante análisis dinámicos no lineales, los cuales permiten capturar con mayor precisión la interacción entre los disipadores y la estructura bajo excitaciones sísmicas severas.

3.2.6. Método de evaluación del desempeño estructural basado en distorsión de entrepiso

La evaluación del desempeño estructural se realiza mediante un procedimiento basado en el enfoque del DSBD, el cual se emplea como marco metodológico para estimar la respuesta de la edificación ante distintos niveles de demanda sísmica. El método se aplica de manera consistente tanto a la estructura en su condición original como a la

configuración rehabilitada, con el objetivo de comparar su respuesta sísmica bajo un mismo marco de referencia. Para ello, se consideran distintos niveles de intensidad sísmica previamente definidos, asociados a periodos de retorno representativos.

Como parte del procedimiento, se adoptan criterios cuantitativos basados en límites de distorsión de entrepiso, los cuales permiten relacionar la respuesta estructural obtenida mediante análisis dinámicos no lineales con los niveles de desempeño establecidos. Los valores límite de distorsión se definen con base en las recomendaciones de SEAOC Vison 2000 [94], debido a su amplia aceptación en evaluaciones basadas en desempeño y a su consistencia con estudios previos en estructuras con características similares. Estos límites se emplean como criterios de aceptación para clasificar el estado de daño estructural en función de la demanda obtenida.

Tabla 3. Límites de distorsión de entrepiso para la evaluación del desempeño estructural. Adaptado de: [94].

Nivel de desempeño	Descripción	Distorsión de entrepiso
Ocupación inmediata (OI)	Daños leves, funcionalidad prácticamente intacta	0.002 – 0.005
Seguridad de vida (SV)	Daño estructural moderado, seguridad de ocupantes garantizada	0.005 – 0.015
Prevención de colapso (PC)	Daño severo, proximidad al colapso	0.015 – 0.025

La evaluación del desempeño se realiza de los resultados de análisis dinámicos no lineales, mediante los cuales se obtienen las distorsiones de entrepiso en todos los niveles de la estructura para cada registro sísmico considerado. A partir de estos resultados, se generan perfiles de distorsión que permiten identificar la distribución de la demanda de deformación a lo largo de la altura de la edificación. No obstante, debido a que la configuración estructural presenta una irregularidad asociada a planta baja débil, el análisis se centra en el comportamiento del primer nivel, el cual constituye la zona más crítica del sistema estructural. En consecuencia, la distorsión de entrepiso correspondiente a la planta baja se adopta como parámetro de referencia para la evaluación del desempeño. Para cada análisis, la distorsión de entrepiso en el primer nivel se compara con los límites establecidos en la Tabla 3, lo que permite clasificar el nivel de desempeño alcanzado por la estructura para cada escenario sísmico. Este procedimiento se aplica de manera sistemática al conjunto de registros empleados, permitiendo evaluar la variabilidad de la respuesta estructural.

Con el fin de garantizar una comparación objetiva, los límites de desempeño se mantienen constantes tanto para la estructura en su condición original como para la configuración rehabilitada. Esta condición permite evaluar directamente el efecto de la estrategia de reforzamiento en términos de reducción de la demanda de distorsión y mejora del comportamiento sísmico. Asimismo, el análisis de los perfiles de distorsión

permite identificar la posible concentración de deformaciones en el primer nivel, lo cual es indicativo de la formación de un mecanismo de planta baja débil. En este sentido, la evaluación se orienta a verificar la capacidad del sistema estructural para controlar este tipo de comportamiento y distribuir de manera más uniforme las deformaciones a lo largo de la altura.

En conjunto, el método adoptado permite establecer una relación directa entre la demanda estructural y los niveles de desempeño, proporcionando una base consistente para la evaluación comparativa del comportamiento sísmico de la estructura en sus distintas configuraciones.

3.2.7. Método probabilista para la estimación del índice de confiabilidad estructural β

La estimación del índice de confiabilidad estructural se realiza mediante un enfoque probabilista aplicado a la respuesta estructural obtenida en el procedimiento de evaluación del desempeño descrito en la Sección 3.2.6. Este método se emplea para cuantificar, en términos probabilista, la probabilidad de exceder los niveles de desempeño establecidos, considerando la variabilidad inherente de la respuesta estructural ante la acción sísmica. El procedimiento se aplica de manera consistente tanto a la estructura en su condición original como a la configuración rehabilitada, con el propósito de realizar una comparación directa del nivel de seguridad estructural.

A partir de los análisis dinámicos no lineales tiempo-historia, se recopilan los valores de distorsión de entrepiso correspondientes al primer nivel para cada uno de los registros sísmicos considerados. Estas respuestas se consideran como realizaciones independientes de una variable aleatoria continua, representativa de la demanda sísmica estructural. Los datos obtenidos se organizan en histogramas con el fin de caracterizar estadísticamente la variabilidad de la respuesta.

Posteriormente, los histogramas se ajustan a funciones de densidad de probabilidad teóricas continuas, con el objetivo de obtener una representación probabilista de la respuesta estructural. Para este ajuste, se consideran doce distribuciones: Normal, Lognormal, Log-logística, Gamma, Weibull, t Location-Scale, Estable, Birnbaum-Saunders, Valor extremo, Valor extremo generalizada, Logística y Kernel. La utilización de múltiples modelos probabilistas permite reducir el sesgo asociado a la selección de una única distribución y mejora la robustez del análisis.

Una vez identificada la función de densidad de probabilidad que mejor representa la respuesta estructural, se procede al cálculo de la probabilidad de desempeño excedente, definida como [100]:

$$p_{de} = 1 - P(a < X \leq b) \quad (3.24)$$

donde a y b corresponden a los límites de distorsión de entrepiso asociados a un nivel de desempeño específico, previamente definidos en la sección 3.2.6.

La probabilidad de desempeño aceptable se obtiene mediante la integración de la función de densidad de probabilidad en el intervalo correspondiente [100]:

$$P(a < x \leq b) = \int_a^b f_x(x)dx \quad (3.25)$$

A partir de esta probabilidad, el índice de confiabilidad estructural se calcula como [100]:

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - p_{de}) \quad (3.26)$$

donde Φ^{-1} representa la función inversa de la distribución normal estándar.

Dado que se consideran múltiples funciones de densidad de probabilidad, se obtienen distintos valores del índice de confiabilidad estructural para cada modelo ajustado. Con el fin de seleccionar la distribución que mejor representa los datos, se aplica la prueba de bondad de ajuste chi-cuadrada, definida como [154]:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (3.27)$$

donde O_i corresponde a la frecuencia observada en el intervalo i , E_i es la frecuencia esperada según la distribución teórica ajustada y k es el número total de intervalos. Como criterio de selección, se adopta la distribución que presenta el menor valor de χ^2 , verificando adicionalmente que no sea rechazada mediante el valor-p para un nivel de confianza predefinido.

El análisis probabilista se centra en la distorsión de entrepiso del primer nivel, debido a que esta zona representa la región más crítica del sistema estructural en edificaciones con condición de planta baja débil. Esta variable se emplea de manera consistente tanto en la estructura original como en la estructura rehabilitada, con el fin de garantizar la comparabilidad de los resultados.

Finalmente, el índice de confiabilidad estructural permite expresar el nivel de seguridad del sistema en una medida adimensional, ampliamente utilizada en la ingeniería estructural probabilista. Su estimación, permite evaluar la probabilidad de exceder los niveles de desempeño establecidos y, en consecuencia, determinar la efectividad de la estrategia de rehabilitación en términos de reducción del riesgo sísmico.

3.2.8. Síntesis del procedimiento metodológico

La metodología general empleada en esta investigación se estructura en las siguientes etapas:

1. Modelación y diseño estructural de la edificación.

Se realiza la modelación tridimensional de una vivienda multifamiliar con planta baja débil en el software ETABS [89]. Posteriormente, se efectúa un análisis modal espectral con el fin de estimar la respuesta dinámica global de la estructura y determinar las demandas sísmicas. Además, se lleva a cabo el diseño de los elementos estructurales conforme a las normativas aplicables.

2. Selección y procesamiento de registros sísmicos.

Se seleccionan y procesan registros sísmicos representativos del peligro sísmico de la zona de estudio, asegurando su compatibilidad con las características espectrales del sitio. Estos registros constituyen la base para los análisis dinámicos no lineales.

3. Análisis dinámicos no lineales de la estructura original.

Se realizan análisis dinámicos no lineales tiempo-historia en ETABS [89], a partir de los cuales se obtiene la respuesta estructural en términos de distorsión de entrepiso en todos los niveles de la edificación.

4. Evaluación del desempeño estructural.

Se evalúa el desempeño sísmico de la estructura con base en la distorsión de entrepiso, utilizando criterios asociados al enfoque del DSBD, lo que permite clasificar el estado de daño estructural para cada escenario sísmico analizado.

5. Evaluación probabilista de la estructura original.

Se realiza el análisis probabilista de la respuesta estructural mediante el ajuste de funciones de densidad de probabilidad a los valores de distorsión obtenidos. A partir de estas funciones, se estiman las probabilidades de desempeño excedente y el índice de confiabilidad estructural β correspondiente a la estructura en su condición original. La evaluación se realiza respecto con la planta baja del edificio, considerada la zona con comportamiento estructural crítico.

6. Implementación del sistema de rehabilitación.

Se incorpora un sistema pasivo de protección sísmica en la edificación con el objetivo de mejorar su rigidez lateral y capacidad de disipación de energía.

7. Análisis dinámicos no lineales de la estructura rehabilitada.

Se repiten los análisis dinámicos no lineales tiempo-historia considerando la estructura con el sistema de rehabilitación implementado, obteniendo nuevamente la respuesta estructural en términos de distorsión de entrepiso. Dichos análisis se realizan con base en una nueva selección de registros sísmicos representativos.

8. Evaluación del desempeño estructural de la estructura rehabilitada.

Se evalúa el desempeño sísmico de la estructura rehabilitada empleando los mismos criterios de distorsión de entrepiso utilizados en la estructura original, con el fin de garantizar una comparación consistente.

9. Evaluación probabilista de la estructura rehabilitada.

Se realiza el ajuste probabilista de la respuesta estructural de la estructura rehabilitada y se calculan las probabilidades de desempeño excedente y el índice de confiabilidad estructural (β), bajo los mismos criterios empelados con la condición original.

10. Comparación del desempeño y la confiabilidad estructural.

Se comparan los resultados obtenidos para la estructura original y la rehabilitada en términos de distorsión de entrepiso, niveles de desempeño y valores del índice de

confiabilidad estructural, con el fin de cuantificar la efectividad del sistema de rehabilitación implementado.

Finalmente, el procedimiento metodológico completo se resume mediante el diagrama mostrado en la Figura 17, el cual integra las etapas principales desde la modelación estructural hasta la evaluación probabilista del desempeño sísmico.

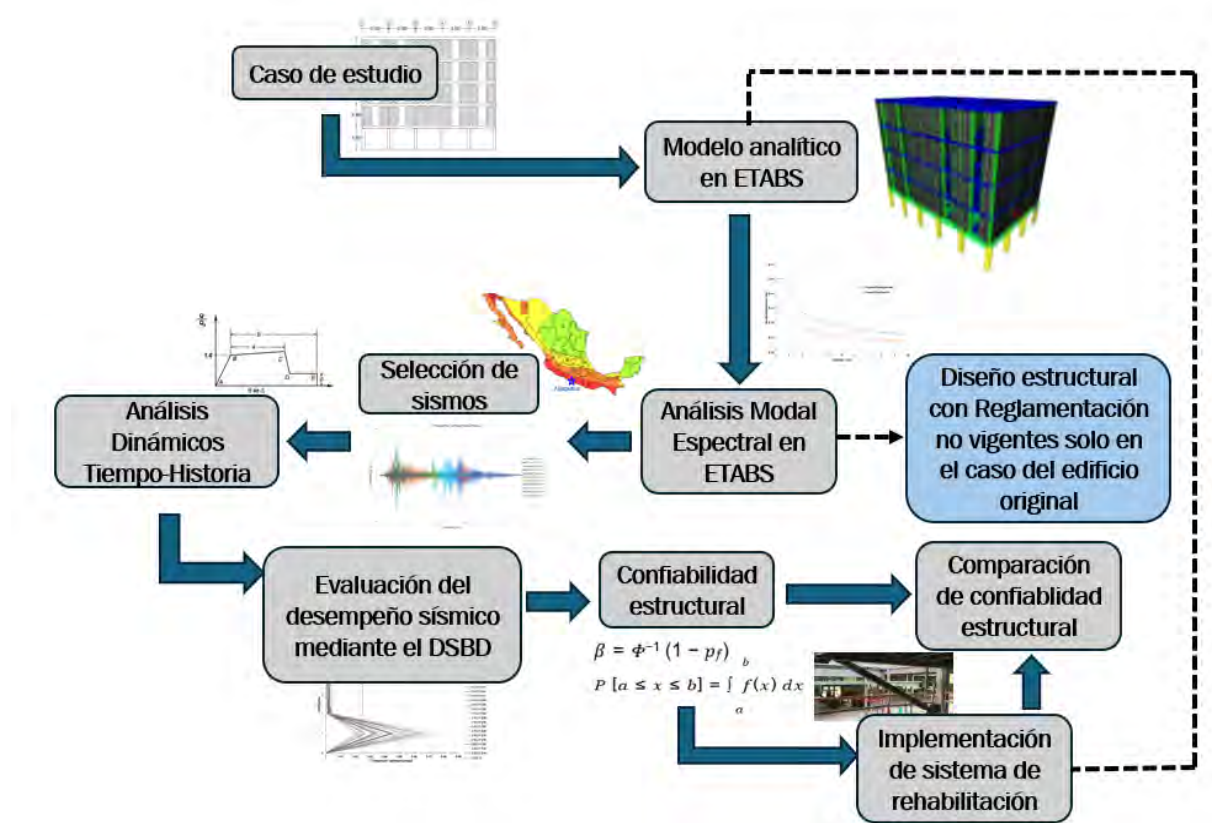


Figura 17. Esquema metodológico de la investigación.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos a partir del análisis estructural y probabilista de la edificación considerada. En primer lugar, se describe la configuración del modelo estructural empleado, seguido de la evaluación de su respuesta sísmica en términos de distorsión de entrepiso y confiabilidad estructural, tanto en su condición original como rehabilitada.

4.1. Edificación representativa de estudio

La edificación considerada en esta investigación corresponde a un modelo representativo de un edificio multifamiliar de cinco niveles de altura, definido con el objetivo de reproducir las características estructurales típicas de edificaciones con planta baja débil observadas en zonas de alta sismicidad en México. Este tipo de configuración estructural ha demostrado un comportamiento sísmico deficiente, principalmente debido a la concentración de deformaciones en el primer nivel, lo que puede derivar en mecanismos de falla frágil.

El sistema estructural adoptado está conformado por marcos de concreto reforzado en el primer nivel, sin la presencia de muros que aporten rigidez lateral, y por muros de block huecos de concreto confinados en los niveles superiores. Esta combinación es representativa de edificaciones que han presentado daños severos o colapsos durante eventos sísmicos, debido a la incompatibilidad en rigidez y resistencia entre niveles.

La edificación cuenta con ocho unidades habitacionales distribuidas en los niveles superiores, cada una integrada por dos habitaciones, un baño, cocina y sala de estar. En la planta baja se disponen ocho cajones de estacionamiento. En planta, la estructura presenta dimensiones de 15 m en la dirección principal y 9 m en la dirección transversal, con una modulación de columnas de 3 m en ambos sentidos. Las escaleras se ubican en la zona central, lo que contribuye a una distribución aproximadamente simétrica en la masa. La altura de la planta baja es de 3.8 m, mientras que los niveles superiores presentan una altura de 2.6 m, lo que incrementa la flexibilidad del primer nivel y acentúa la condición de irregularidad estructural. Los planos arquitectónicos y vistas generales de la edificación se presentan en la Figuras 18 y 19, donde se ilustra la configuración geométrica y la distribución en planta del edificio en estudio.

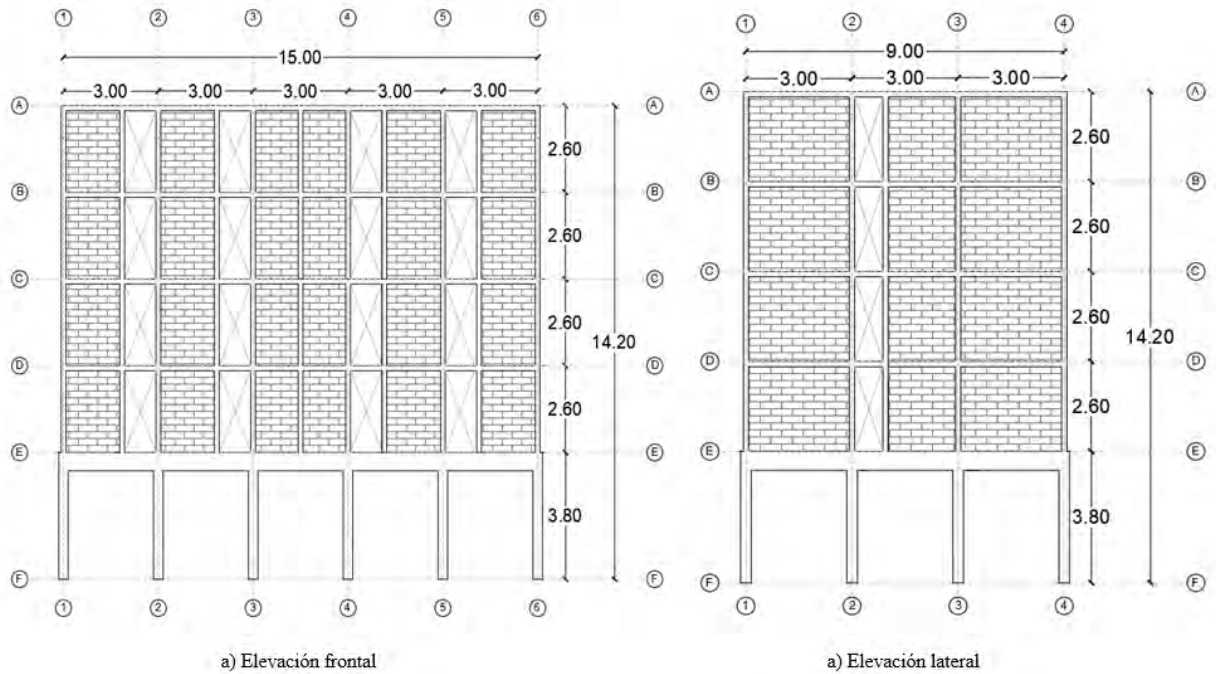


Figura 18. Elevación frontal y lateral de la edificación en estudio (Dimensiones en metros, m).

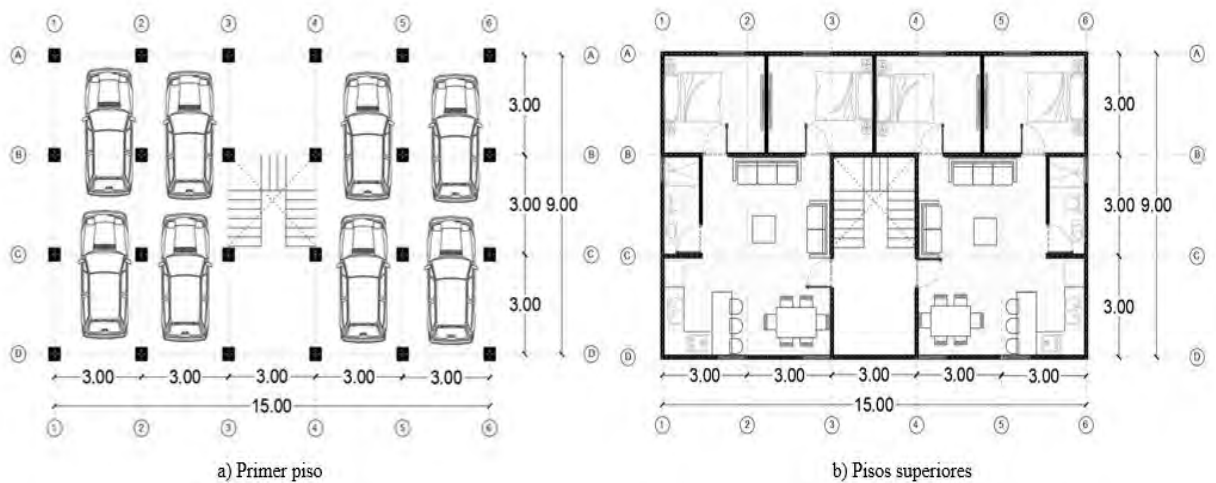


Figura 19. Planta del primer piso y pisos superiores de la edificación (Dimensiones en metros, m).

Para la definición del peligro sísmico, se adopta como ubicación de referencia la ciudad de Acapulco, Guerrero, la cual se localiza en una de las regiones de mayor actividad sísmica de México. Esta selección se fundamenta en la presencia de edificaciones con características estructurales similares en dicha zona. Las coordenadas geográficas consideradas se presentan en la Tabla 4, mientras que la Figura 20 muestra la ubicación del sitio mediante herramientas de georreferenciación.

Tabla 4. Ubicación geográfica y zonificación sísmica de la edificación de estudio.

Lugar	Latitud	Longitud	Zona sísmica
Acapulco, Gro	16.85233	-99.81219	D



Figura 20. Ubicación geográfica de la edificación de estudio.

4.2. Análisis y diseño del edificio multifamiliar con normativa aplicable

Para el análisis y diseño de la edificación original que representa a decenas de estructuras con características similares situadas en zonas de alta sismicidad en México, es necesario dar a conocer la caracterización de los materiales utilizados en los elementos estructurales. En primera instancia en los elementos de concreto reforzado se utilizó un concreto con una resistencia de 250 kg/cm^2 , por tanto, las propiedades contempladas de este material se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5. Propiedades del concreto contemplado en la edificación.

Propiedad	Especificación
Peso específico	$2,400 \text{ kg/m}^3$
Módulo de Elasticidad	$221,359.44 \text{ kg/cm}^2$
Coeficiente de Poisson	0.2

Otro material empleado es el acero de refuerzo longitudinal y transversal, el cual se contempló con un esfuerzo de fluencia de $f_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$ cuyas propiedades se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. Propiedades del acero de refuerzo en elementos estructurales de la edificación.

Propiedad	Especificación
Peso específico	7,849.05 kg/m ³
Módulo de Elasticidad	2,038,901.92 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia	4,200 kg/cm ²
Esfuerzo de ruptura	6,300 kg/cm ²

El material utilizado en los muros de mampostería es Block hueco de concreto. Como parte del análisis y diseño de la edificación, en este material se implementaron tanto las propiedades del material para cargas de corta duración, como de larga duración. El valor que varía es el módulo de elasticidad y se puede visualizar mediante las propiedades presentadas en la Tabla 7.

Tabla 7. Propiedades de la pieza hueca de concreto utilizada en el análisis y diseño.

Propiedad	Especificación
Peso específico	2,000 kg/m ³
Resistencia de diseño a compresión	40 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad (Corta duración)	32,000 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad (Larga duración)	14,000 kg/cm ²
Módulo de Poisson	0.25

Además de las propiedades de los materiales utilizados, se consideraron las cargas que intervienen en el comportamiento de la estructura. Las cargas que se contemplaron son de origen permanente, variable y accidental. A continuación, se desglosan los valores resultantes de cada carga considerada:

La carga muerta se consideró como el peso propio de los elementos estructurales y se determinó por medio del software ETABS [89], sin embargo, es necesario la consideración de la carga generada por los elementos no estructurales, conocida como sobrecarga muerta. En el cálculo se realizó una distinción entre las losas de entrepiso y la losa de azotea, esto debido a que se consideran distintos elementos no estructurales. La carga actuante sobre los entrepisos se muestra en la Tabla 8, y la carga sobre la azotea en la Tabla 9.

Tabla 8. Sobrecarga muerta en losas de entrepiso.

Sobrecarga muerta	Peso (kg/m ²)
Acabado de pisos	50
Plafones	25

Equipo Mecánico	20
Otros	60
Adicional	20
Peso total=	175

Tabla 9. Sobrecarga muerta en losa de azotea.

Sobrecarga Muerta	Peso (kg/m²)
Plafones	25
Equipo Mecánico	20
Impermeabilizante	5
Otros	40
Adicional	20
Peso total=	110

En cuestión de carga adicional que se visualiza en las anteriores es siguiendo lo establecido en el Reglamento local de construcciones de Acapulco, Guerrero [155], donde se especifica considerar una carga adicional en las losas de la estructura de 20 kg/m².

Respecto a la carga viva, se utilizó la establecida en el Reglamento de construcciones de Acapulco, Guerrero [155], la cual se obtiene de una tabla establecida dentro del Reglamento, y depende del uso que tendrá la edificación. En el caso de esta investigación, el edificio es destinado a uso habitacional. Las cargas vivas que se consideraron en el análisis y diseño son carga viva media, instantánea y máxima. Por medio de la Tabla 10 se muestran los valores extraídos del Reglamento para la determinación de la carga viva.

Tabla 10. Carga viva considerada en la edificación para losas de entrepiso y azotea.

Tipo de carga	Entrepiso (kg/m²)	Azotea (kg/ m²)
Carga viva máxima	170	40
Carga instantánea	90	20
Carga media	70	5

En lo que respecta al cálculo de la carga por sismo, se siguió lo establecido en el Manual de Obras Civiles para el Diseño por Sismo de 1993 (MDOC-DS 1993) [156] donde se

especifican una serie de parámetros para caracterizar la estructura y con ello obtener el espectro de diseño elástico para el desarrollo del análisis modal espectral.

La obtención del espectro de diseño se inició clasificando a la estructura de acuerdo con su uso, la cual permanece al grupo B. Asimismo, es necesario realizar una clasificación acorde a su estructuración dando como resultado tipo 1. El Manual utilizado menciona que la forma correcta de caracterizar una estructura en función de su ductilidad es empleando un factor de comportamiento sísmico Q . Atendiendo la normativa, se utilizó un $Q = 2.0$. También, es necesario determinar la zona sísmica donde se localiza la edificación. Lo anterior, se identificó a partir de un mapa de regionalización establecido en el Manual, de acuerdo con el mapa la ciudad en estudio permanece a la zona con mayor peligro sísmico, identificada como zona D. La Figura 21 ilustra el mapa de regionalización sísmica adoptado en el estudio. Además, debido a la condición de irregularidad vertical presente en la estructura se utilizó un factor de reducción de 0.8., lo cual, hace que las fuerzas sísmicas actuantes se incrementen.

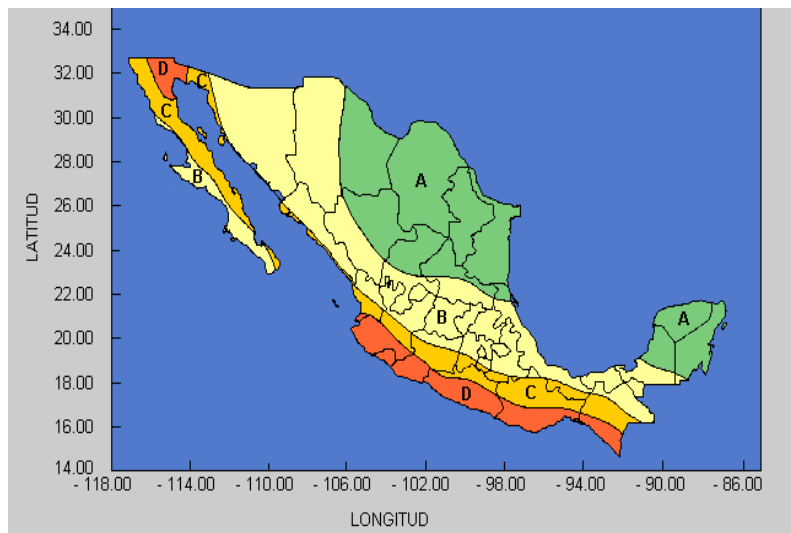


Figura 21. Regionalización sísmica de la República Mexicana de acuerdo con el MDOC-DS-1993 [156].

Finalmente, en la obtención del espectro elástico se utilizaron los parámetros de coeficiente de aceleración del terreno (a_0), coeficiente sísmico (c), periodo natural de interés (T), periodos característicos que delimitan la meseta (T_a y T_b), y un exponente que define la parte curva del espectro de diseño (r). Los valores para toda la República Mexicana se muestran en la Tabla 11.

Tabla 11. Parámetros para la construcción de espectros elásticos en estructuras del grupo B conforme al MDOC-DS-1993 [156].

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3

	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

De los datos de la tabla anterior, se usaron los valores correspondientes a la zona sísmica D y para un suelo tipo I. Como resultado de ello se muestra la Figura 22 con la representación gráfica del espectro utilizado.

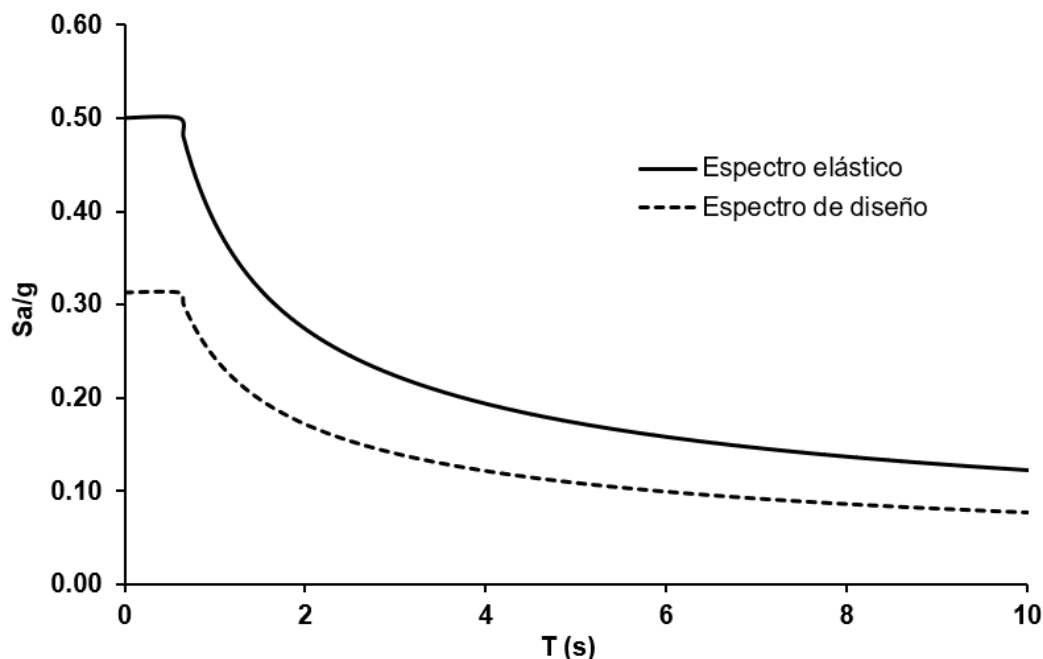


Figura 22. Espectro elástico de diseño del edificio multifamiliar conforme al MDOC-DS-1993 [156].

En lo que refiere al análisis y diseño estructural, dichas cargas se utilizaron por medio de combinaciones de carga para revisar su comportamiento en la estructura. Dichas combinaciones se establecieron por medio de lo establecido en el Reglamento de construcciones de Acapulco, Guerrero [155]. Dentro del Reglamento el Artículo 197 establece factores de carga, lo cuales multiplican las cargas, a continuación, se publican las combinaciones de carga para el análisis y diseño del edificio:

- $1.4 C_m$
- $1.1C_m+1.1C_{vins}+1.1S_x+0.3S_y$
- $1.1 C_m +1.1C_{vins}+1.1S_x-0.3S_y$
- $1.1 C_m +1.1C_{vins}-1.1S_x-0.3S_y$
- $1.1 C_m +1.1C_{vins}-1.1S_x+0.3S_y$
- $1.1 C_m +1.1C_{vins}+1.1S_y+0.3S_x$
- $1.1 C_m +1.1C_{vins}+1.1S_y-0.3S_x$
- $1.1 C_m +1.1C_{vins}-1.1S_y-0.3S_x$
- $1.1 C_m +1.1C_{vins}-1.1S_y+0.3S_x$

donde C_m representa carga muerta, C_{vins} carga viva instantánea, S_x carga del sismo en dirección X, y S_y el sismo en la dirección Y.

Un aspecto fundamental dentro del análisis y diseño estructural corresponde al planteamiento del modelo numérico de la edificación, ya que de éste depende la adecuada representación del comportamiento global y local de la estructura ante las diferentes acciones consideradas. Para ello, inicialmente se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales que conforman el edificio multifamiliar, siguiendo los criterios establecidos en la normativa aplicable. Posteriormente, el modelo estructural tridimensional fue desarrollado mediante el software ETABS [89], el cual permitió representar de manera adecuada las características geométricas, mecánicas y resistentes de la edificación.

El enfoque de modelado adoptado se definió con el propósito de reproducir de forma realista la respuesta estructural del sistema ante cargas gravitacionales y acciones sísmicas. En este sentido, los diferentes componentes estructurales fueron idealizados de la siguiente manera:

- Marcos de concreto reforzado: Las vigas y columnas localizadas en la planta baja fueron modeladas mediante elementos tipo barra, permitiendo capturar adecuadamente su rigidez, distribución de esfuerzos y comportamiento estructural global.
- Muros de mampostería confinada: Los muros ubicados entre el segundo y quinto nivel fueron representados mediante el método de la columna ancha. Esta técnica consiste en idealizar cada muro como un elemento tipo barra con propiedades geométricas equivalentes a las del muro real, lo que permite simular de manera eficiente su contribución en términos de rigidez lateral y resistencia sísmica dentro del sistema estructural.
- Sistema de piso: Las losas de entrepiso y azotea fueron modeladas mediante elementos tipo membrana, considerando un comportamiento de diafragma rígido en todos los niveles de la estructura. Esta hipótesis permite garantizar una distribución adecuada de las fuerzas laterales hacia los elementos resistentes verticales, así como una interacción compatible entre marcos y muros estructurales.

La Figura 23 presenta el modelo estructural tridimensional desarrollado en el software ETBAS, donde se muestran las características geométricas y de modelado previamente descritas para el edificio multifamiliar objeto de estudio.

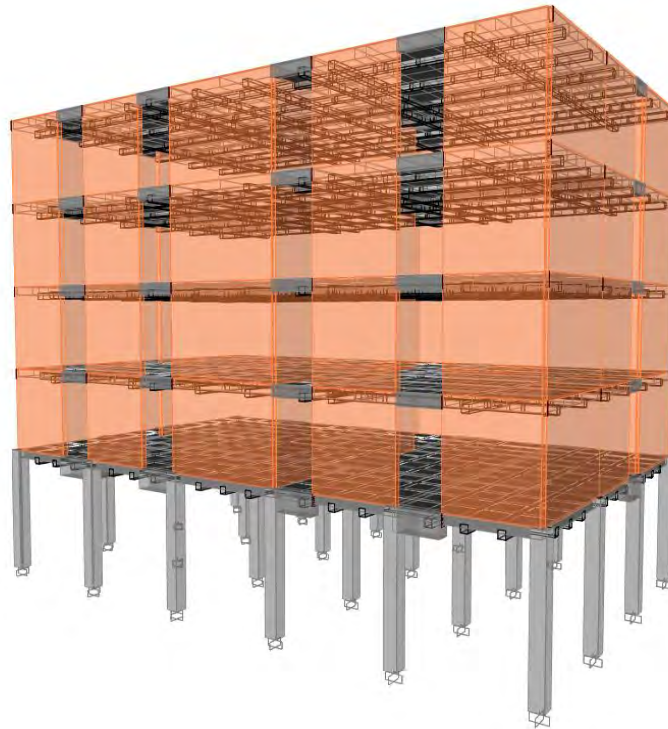


Figura 23. Modelo numérico del edificio multifamiliar en el software ETABS.

Adicionalmente, en el modelo estructural se consideraron condiciones de agrietamiento en los elementos de concreto reforzado, debido a que asumir un comportamiento completamente elástico y no agrietado conduce a una sobreestimación de la rigidez lateral de la estructura. Con base en lo establecido en las NTC-Concreto (2004) [157], se aplicaron factores de reducción de inercia a los elementos estructurales, considerando un valor de $0.7I_g$ para columnas y $0.5 I_g$ para vigas, donde I_g representa el momento de inercia bruto de la sección.

Por otra parte, para el modelado de los muros de mampostería confinada mediante el método de la columna ancha, se determinaron las propiedades equivalentes de cada muro presente en la edificación. Entre dichas propiedades se calcularon los momentos de inercia, áreas efectivas de cortante y la constante torsional de Saint-Venant, considerando la geometría y las propiedades mecánicas de los materiales que conforman el sistema de mampostería confinada. Lo anterior permitió representar de manera adecuada la contribución de los muros a la rigidez y resistencia global de la estructura.

Con fines representativos, la Tabla 12 presenta valores resultantes de las propiedades equivalentes para un muro representativo del edificio con dimensiones de 3.0 m de longitud y 0.12 m de espesor, incluyendo dos castillos de confinamiento.

Tabla 12. Propiedades equivalentes de un muro de mampostería de la edificación.

Propiedades de la columna ancha	
Datos iniciales de muro:	
Longitud (L)=	3 m
Ancho (t)=	0.12 m
Datos iniciales de castillo:	
Longitud 1 (b_c)=	0.12 m
Longitud 2 (h_c)=	0.15 m
Datos de los materiales:	
Resistencia a compresión (f'_m)=	40 kg/cm ²
Módulo de elasticidad mampostería (E_m)=	32,000 kg/cm ²
Resistencia a corte (V_m)=	0.25
Módulo de cortante (G_m)=	12,800 kg/cm ²
Propiedades equivalentes:	
Área transversal (A_{tr})=	0.46 m ²
Área de cortante en paralelo al muro (A_{v1}) =	0.26 m ²
Área de cortante transversal al muro (A_{v2}) =	0.38 m ²
Inercia respecto al eje transversal al muro (I_x)=	0.47 m ⁴
Inercia respecto al eje paralelo al muro (I_y)=	0.006 m ⁴
Constante de torsión Saint Venant (j)=	0.0017 m ⁴

Una vez obtenidas las propiedades equivalentes de las columnas anchas, éstas fueron comparadas con las propiedades de los elementos tipo barra definidos en el software ETABS [89], sin considerar la sección transformada de los castillos de confinamiento. Esta comparación permitió verificar la congruencia y precisión del procedimiento de modelado implementado.

Es importante señalar que la orientación de los muros dentro del modelo estructural influye directamente en la definición de sus propiedades equivalentes, ya que tanto los momentos de inercia como las áreas de cortante deben determinarse respecto a los ejes centroidales principales, considerando tanto la dirección paralela como la transversal al plano del muro. De esta manera, se garantiza que el comportamiento estructural de los muros sea representado adecuadamente en ambas direcciones principales de análisis.

La Tabla 13 presenta los parámetros de modificación implementados en ETABS [89] para el muro representativo previamente descrito, mostrando la relación entre las propiedades equivalentes calculadas y las propiedades asignadas al elemento estructural dentro del modelo numérico.

Tabla 13. Parámetros de modificación para un muro de la edificación.

Parámetros de modificación		
Sección normal en ETABS	Sección transformada	Coeficiente para cambiar en ETABS
$A_{tr} = 0.36 \text{ m}^2$	$A_{tr} = 0.46 \text{ m}^2$	1.28
$A_{v1} = 0.30 \text{ m}^2$	$A_{v1} = 0.26 \text{ m}^2$	0.87
$A_{v2} = 0.30 \text{ m}^2$	$A_{v2} = 0.38 \text{ m}^2$	1.28
$I_x = 0.27 \text{ m}^4$	$I_x = 0.47 \text{ m}^4$	1.76
$I_y = 0.004 \text{ m}^4$	$I_y = 0.006 \text{ m}^4$	1.28
$J = 0.0017 \text{ m}^4$	$J = 0.0017 \text{ m}^4$	1.00

Finalmente, una vez completado el modelado estructural de la edificación, se procedió al análisis y diseño de la estructura conforme los lineamientos establecidos en los reglamentos y normas técnicas aplicables.

Una vez desarrollado el modelo estructural del edificio multifamiliar, se procedió a evaluar su comportamiento dinámico mediante un análisis modal espectral. Como resultado, se obtuvo un periodo fundamental de vibración de 0.47 segundos, alcanzándose una participación modal acumulada superior al 90% de la masa estructural en ambas direcciones principales de análisis. Lo anterior garantiza una representación adecuada de los efectos inerciales asociados a las acciones sísmicas consideradas en el estudio.

Posteriormente, se evaluó la respuesta global de la estructura en términos de distorsión de entrepiso, parámetro ampliamente utilizado para estimar el desempeño sísmico y el nivel de daño esperado en edificaciones sometidas a excitaciones sísmicas. La Figura 24 presenta la distribución de distorsiones de entrepiso obtenidas para el edificio multifamiliar en las direcciones X y Y.

De acuerdo con lo establecido en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad para Diseño por Sismo de 1993 [156], el límite permisible de distorsión corresponde a 0.006, siempre que los muros de mampostería permanezcan adecuadamente conectados al sistema estructural principal. Este criterio fue adoptado como referencia para verificar el comportamiento sísmico de la estructura y garantizar que las deformaciones laterales permanezcan dentro de límites aceptables de seguridad y estabilidad.

Las distorsiones máximas de entrepiso reportadas por el software ETABS [89] y mostradas en la Figura 24 corresponden precisamente a desplazamientos amplificados mediante el factor de comportamiento sísmico utilizado en el diseño estructural ($Q = 2.0$), conforme al procedimiento establecido en la normativa sísmica aplicable. Los resultados obtenidos muestran que la estructura cumple con el límite normativo de distorsión de 0.006. Sin embargo, se observa una concentración importante de desplazamientos en la planta baja respecto a los niveles superiores, evidenciando una reducción significativa de rigidez en dicho nivel.

Con el propósito de complementar esta evaluación, en la Figura 25 se presenta la distribución de rigidez lateral del edificio en ambas direcciones principales. Los resultados muestran una marcada discontinuidad de rigidez entre la planta baja y el nivel inmediato superior, incumpliendo el criterio establecido en el MDOC-DS 1993 [156], el cual indica que la rigidez lateral de un entrepiso no debe ser menor al 100% de la correspondiente al nivel superior adyacente.

Debido a esta irregularidad vertical, en el diseño estructural se aplicó la reducción del factor de comportamiento sísmica establecida en la normativa para estructuras irregulares, obteniéndose un factor reducido definido como $Q' = 0.8Q$. Esta penalización tiene como finalidad considerar la disminución de ductilidad disponible en estructuras con irregularidades significativas, lo que conduce a un incremento en las fuerzas sísmicas de diseño empleadas en el análisis estructural.

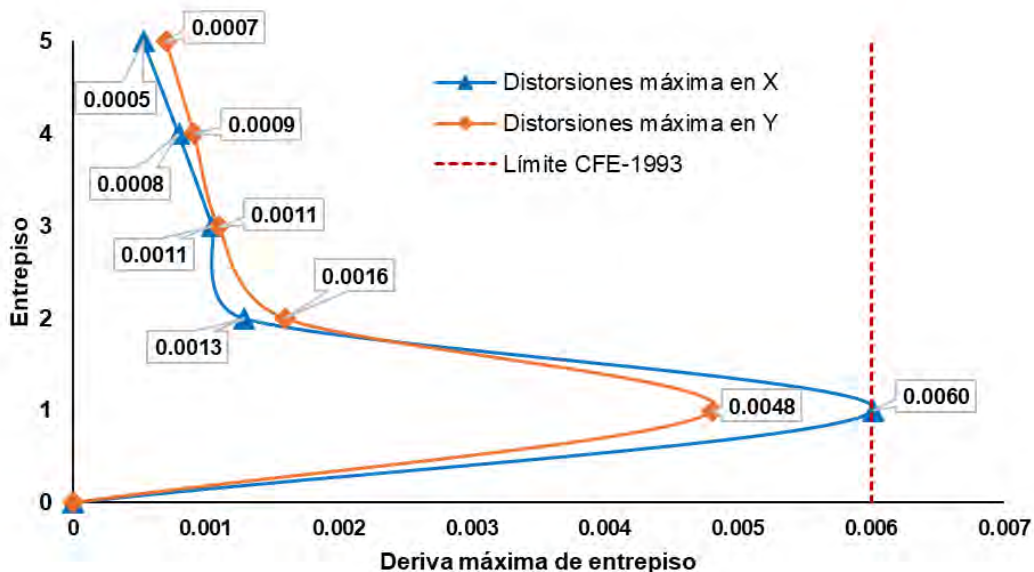


Figura 24. Distorsiones de entrepiso del edificio multifamiliar en ambas direcciones principales.

En consecuencia, los resultados obtenidos confirman que la edificación presenta un comportamiento característico de una estructura con planta baja débil, debido a la considerable reducción de rigidez lateral concentrada en el primer nivel. Esta condición genera una acumulación de deformaciones y demandas sísmicas en la planta baja, incrementando significativamente su vulnerabilidad ante eventos sísmicos severos.

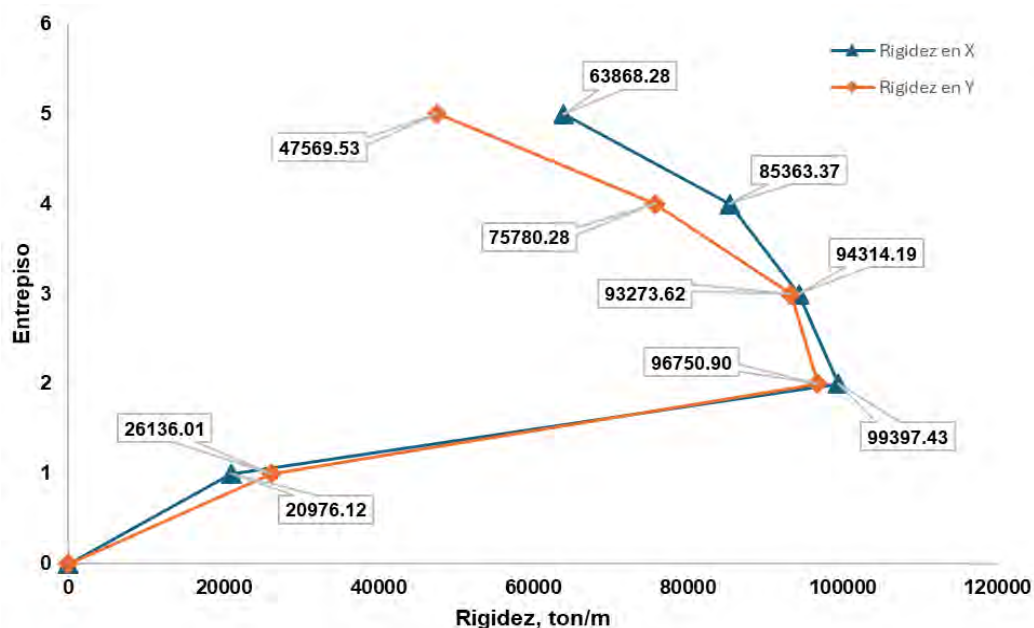


Figura 25. Distribución de rigidez lateral del edificio multifamiliar.

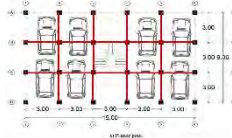
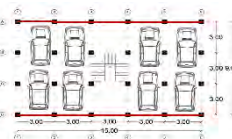
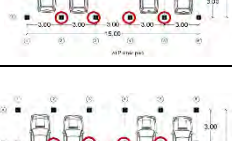
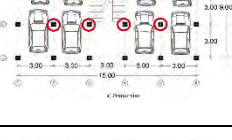
Una vez realizado el análisis estructural y obtenidos los elementos mecánicos correspondientes, se procedió al diseño de los elementos estructurales que conforman el edificio multifamiliar, siguiendo los lineamientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de 2004 (NTC-Concreto-2004) [157] y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería de 2004 (NTC-Mampostería-2004) [158].

En el caso de los elementos de concreto reforzado, el diseño estructural contempló la aplicación de los factores de reducción de resistencia especificados en la normativa, así como la verificación de la capacidad de las secciones sujetas a flexión, carga axial, flexo-compresión y fuerza cortante. Asimismo, se consideraron los requisitos correspondientes al acero de refuerzo mínimo y los criterios de detallado estructural establecidos para vigas y columnas de concreto reforzado.

Por otra parte, en los muros de mampostería confinada se verificó la resistencia a compresión y a fuerzas cortantes conforme a los criterios establecidos en las NTC-Mampostería-2004. De igual manera, se consideraron las disposiciones normativas relacionadas con la evaluación de la resistencia lateral y el comportamiento estructural de los muros confinados ante acciones sísmicas.

A partir de los criterios anteriores se realizó el dimensionamiento final de los elementos estructurales que conforman el edificio multifamiliar. La Tabla 14 presenta las dimensiones y características principales de diseño de vigas, columnas y muros estructurales empleados en la edificación.

Tabla 14. Dimensionamiento de elementos estructurales.

Elemento estructural	Dimensiones (m)	Refuerzo	Localización
Muros de mampostería confinada	0.12×1.30 0.12×1.90 0.12×2.70 0.12×3.00 0.12×3.10	Confinados con dalas y castillos.	Entrepiso 2 al entrepiso 5.
Vigas	0.30 x 0.55	6 varillas longitudinales: 3 varillas #5 (superior), 3 varillas #6 (inferior), estribos #3 @20 cm en el centro y @10 cm en extremos.	
Vigas	0.30 x 0.55	6 varillas longitudinales: 2 varillas #6 + 1 varilla #5 (superior), 3 varillas #6 (inferior), estribos #3 @20 cm en el centro y @10 cm en extremos.	
Vigas	0.30 x 0.55	6 varillas longitudinales: 3 varillas #5 (superior), 2 varillas #6 + 1 varilla #5 (inferior), estribos #3 @20 cm en el centro y @10 cm en extremos.	
Columnas	0.35 x 0.35	12 varillas longitudinales: 4 varillas #6 por lado; estribos #3 @15 cm en el centro y @10cm en extremos.	
Columnas	0.35 x 0.35	16 varillas longitudinales: en cara 1, 4 varillas #6 + 2 varillas #5; en cara 2, 2 varillas #6 + 2 varillas #5; estribos #3 @15cm en el centro y @10cm en extremos.	
Columnas	0.35 x 0.35	16 varillas longitudinales: en cara 1, 6 varillas #5; en cara 2, 2 varillas #6 + 2 varillas #5; estribos #3 @15cm en el centro y @10cm en extremos.	

4.3. Selección y procesamiento de registros sísmicos para la edificación original

La presente sección muestra los resultados obtenidos del proceso de selección y procesamiento de registros sísmicos descrito previamente en la Sección 3.2.3. Los acelerogramas considerados corresponden a la condición original de la edificación, es decir, sin la implementación de estrategias de rehabilitación estructural.

Para el desarrollo de los análisis dinámicos no lineales se seleccionó un total de 66 pares de registros sísmicos, distribuidos equitativamente entre los tres periodos de retorno considerados en el estudio: 72, 475 y 975 años [94], [159]. Cada conjunto de movimientos sísmicos fue seleccionado de manera que el promedio de sus espectros ajustados reprodujera adecuadamente el espectro objetivo asociado a cada nivel de peligro sísmico, dentro del intervalo de periodos comprendido entre $0.2T_1$ Y $2.0T_1$, donde $T_1 = 0.47$ s corresponde al periodo fundamental de vibración de la estructura.

Los registros sísmicos fueron seleccionados a partir de una base de datos de movimientos sísmicos y posteriormente escalados mediante el método del promedio geométrico de la aceleración espectral. Asimismo, con el propósito de conservar únicamente el contenido más representativo del movimiento sísmico, la duración significativa de los acelerogramas fue delimitada utilizando la Intensidad de Arias, considerando el intervalo comprendido entre el 5% y el 95% de dicha intensidad acumulada.

La Tabla 15 presenta las principales características de los pares de registros seleccionados para cada uno de los niveles de peligro sísmico analizados, incluyendo información relacionada con el evento sísmico, la estación de registro y los factores de escalamiento empleados durante el proceso de compatibilidad espectral.

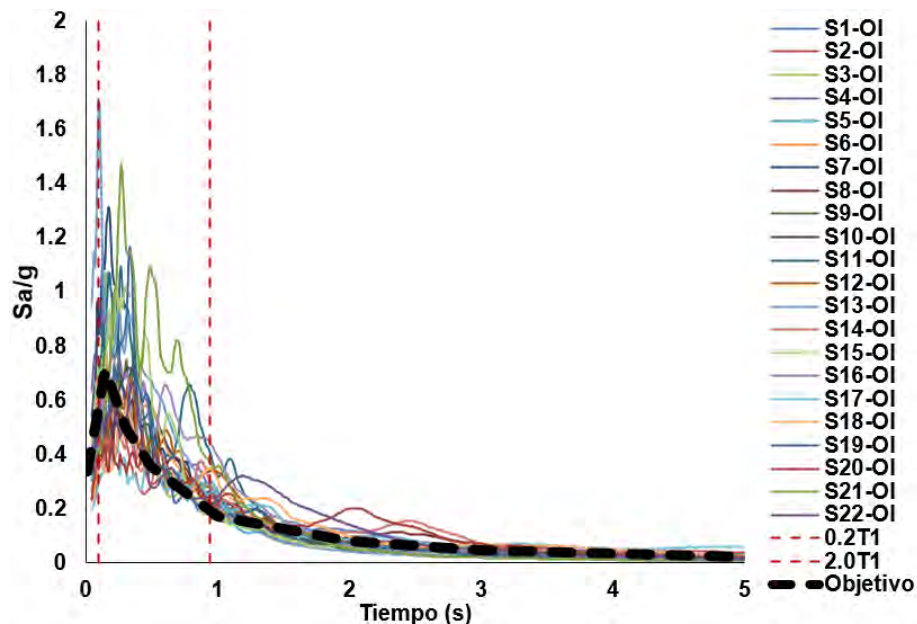
Tabla 15. Características y factores de escalamiento de los registros sísmicos seleccionados para la edificación original.

Ocupación inmediata							
Registro	Estación	Magnitud (M_w)	Factor de escala	Registro	Estación	Magnitud (M_w)	Factor de escala
S1-OI	Las negras	6.5	0.89	S12-OI	Zacatula	6.3	0.96
S2-OI	Salina cruz	6.1	0.94	S13-OI	Planta Geotermica	5.0	1.67
S3-OI	Chihuahua	5.4	1.42	S14-OI	Michoacan de Ocampo	6.2	0.43
S4-OI	Rio grande	6.0	1.08	S15-OI	Tamazulapan	6.5	1.77
S5-OI	Riito	6.2	0.45	S16-OI	Raboso	6.5	2.15
S6-OI	Planta Geotermica	5.8	0.95	S17-OI	Chihuahua	6.2	0.69
S7-OI	Caleta de Campos	5.8	1.13	S18-OI	Aeropuerto Zihuatanejo	6.3	1.38
S8-OI	La union	6.8	1.14	S19-OI	Huamelula	4.9	1.50
S9-OI	Jalapa del marques	6.7	0.88	S20-OI	Caleta de Campos	6.8	1.25

S10-OI	Tamaulipas	5.8	1.73	S21-OI	Caseta Maestro	7.0	1.37
S11-OI	Oaxaca Aeropuerto	8.2	2.08	S22-OI	Volcan de cerro prieto	5.8	0.57
Seguridad de vida							
Registro	Estación	Magnitud (M_w)	Factor de escala	Registro	Estación	Magnitud (M_w)	Factor de escala
S1-SV	Las negras	6.4	2.81	S12-SV	Caseta Testigo	6.1	2.22
S2-SV	Rio grande	6.5	2.66	S13-SV	Tamaulipas	6.2	1.55
S3-SV	Caleta de Campos	6.4	2.79	S14-SV	Chihuahua	6.1	2.97
S4-SV	Planta Geotermica	6.0	2.35	S15-SV	Delta	5.8	2.33
S5-SV	Riito	6.8	1.12	S16-SV	Ciudad Serdan	6.0	2.31
S6-SV	Jalapa del marques	7.1	2.17	S17-SV	Planta Geotermica	7.2	1.40
S7-SV	Planta Geotermica	5.3	2.43	S18-SV	Niltepec	8.2	1.61
S8-SV	Zacatula	6.7	2.36	S19-SV	Las vigas	6.2	2.35
S9-SV	Michoacan de Ocampo	6.5	1.05	S20-SV	Caseta Maestro	7.0	2.52
S10-SV	Volcan de cerro prieto	6.1	1.40	S21-SV	Caseta Testigo	7.0	2.47
S11-SV	Chihuahua	6.4	1.69	S22-SV	Pinoteca nacional	6.5	2.07
Prevención de colapso							
Registro	Estación	Magnitud (M_w)	Factor de escala	Registro	Estación	Magnitud (M_w)	Factor de escala
S1-PC	Las negras	6.7	2.81	S12-PC	Volcan de cerro prieto	6.2	1.82
S2-PC	Rio grande	6.8	3.54	S13-PC	Chihuahua	6.3	2.19
S3-PC	Salina cruz	8.2	3.00	S14-PC	Sicartsa Maestro	7.1	4.04

S4-PC	Caleta de Campos	6.5	3.61	S15-PC	Caseta Testigo	7.4	4.34
S5-PC	Planta Geotermica	7.2	3.05	S16-PC	Caseta Testigo	6.7	3.63
S6-PC	Riito	7.2	1.45	S17-PC	Tamaulipas	7.2	2.01
S7-PC	Jalapa del marques	8.2	2.82	S18-PC	Chihuahua	5.9	4.12
S8-PC	La union	7.1	3.64	S19-PC	Delta	6.1	1.86
S9-PC	Planta Geotermica	6.0	4.34	S20-PC	Oaxaca Universitaria	8.2	4.39
S10-PC	Zacatula	6.7	3.06	S21-PC	Ciudad Sedan	6.4	4.52
S11-PC	Michoacan de Ocampo	7.2	1.36	S22-PC	Xoxoxotlan	8.2	1.52

Por otra parte, la Figura 26 muestra la compatibilidad espectral obtenida entre los registros seleccionados y los espectros objetivo correspondientes a los tres periodos de retorno considerados. Los resultados muestran una adecuada representación del peligro sísmico objetivo dentro del intervalo de periodos de interés definidos para la estructura analizada.



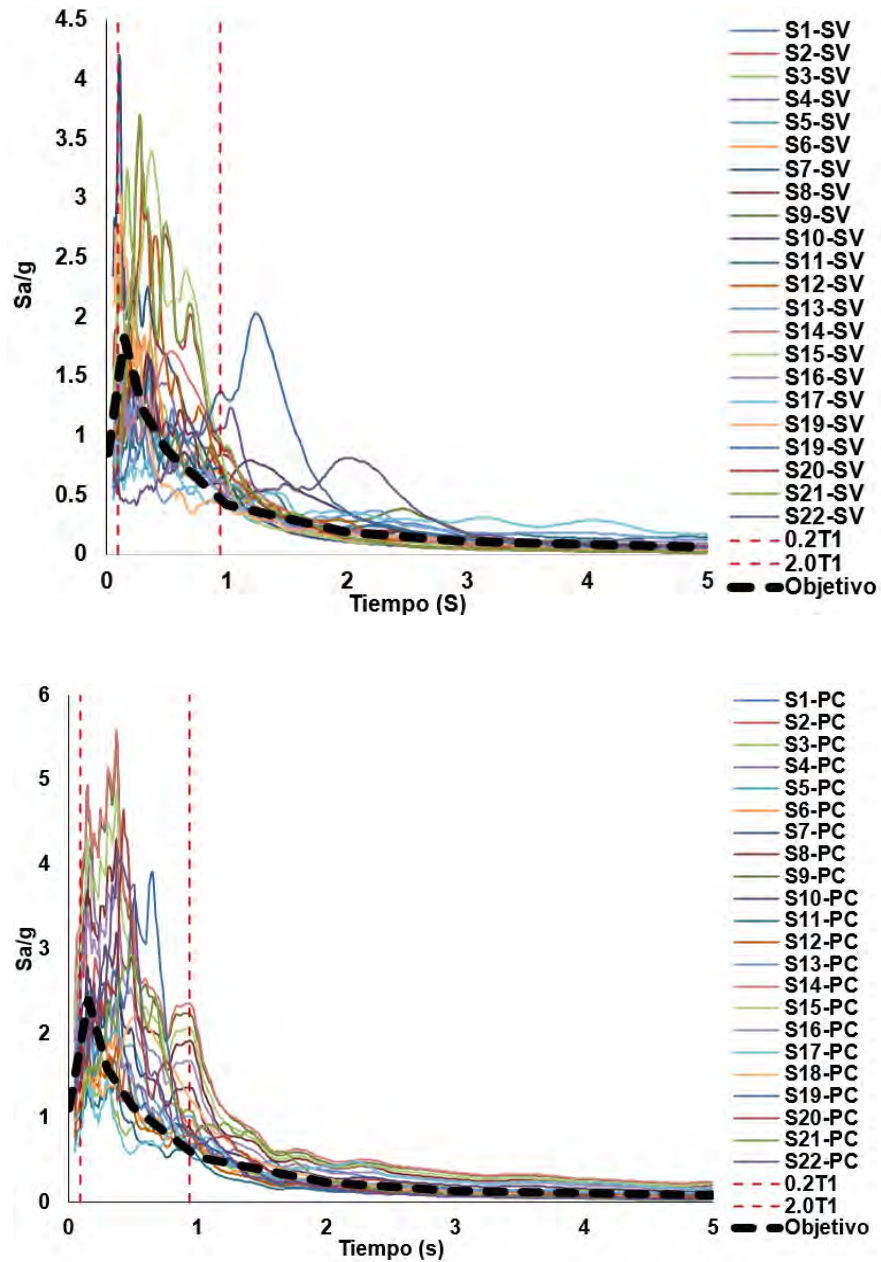


Figura 26. Compatibilidad espectral entre los registros seleccionados y los espectros objetivo para los periodos de retorno de 72, 475 y 975 años.

Finalmente, la Figura 27 presenta una parte representativa de la codificación desarrollada en MATLAB para la implementación del procedimiento de selección, procesamiento y escalonamiento de registros sísmicos utilizados en los análisis dinámicos no lineales.

```

carpeta='Registros Seleccionados'; %Nombre de la carpeta donde se guardarán los registros seleccionados
Files=dir;
allFilesNames = { Files.name };
dirX = { Files.isdir };
Carpetas=find(dirX);
dirX(:,2)=1;
dirX(Carpetas)=0;
nombre = allFilesNames(dirX);

mkdir(carpeta);

%Leer espectro objetivo (la aceleración debe estar en función de la
%gravedad)
% NOTA: el archivo del espectro objetivo debe tener dos columnas (T y a) y
% una primera línea de texto como encabezado

[archivo,ruta]=uigetfile('*.txt','ABRIR EL ARCHIVO DEL ESPECTRO OBJETIVO (EN FUNCIÓN DE LA GRAVEDAD)'); % El espectro objetivo tiene que estar en términos de g
nombreobj=[ruta,archivo];
fid=fopen(nombreobj,'r');

text=importdata(nombreobj,'\t');

Tobj=text.data(:,1);
SAobj=text.data(:,2);

for ii=1: numel(rangoT)

```

Figura 27. Fragmento representativo de la codificación desarrollada en MATLAB para el proceso de selección y procesamiento de registros sísmicos.

4.4. Modelado no lineal de la edificación original para análisis dinámicos no lineales

Los análisis dinámicos no lineales se realizaron mediante el software ETABS v21 [89], utilizando un modelo numérico tridimensional de la estructura con el propósito de representar adecuadamente la respuesta sísmica inelástica de los elementos de concreto reforzado y de los muros de mampostería confinada ante movimientos sísmicos de distintas intensidades.

Debido a que la planta baja corresponde a la zona donde se concentra la mayor demanda sísmica asociada al mecanismo de planta baja débil, las columnas de concreto reforzado fueron modeladas mediante elementos tipo barra con rótulas no lineales del tipo P-M2-M3 basadas en secciones de fibras. Este tipo de modelado discretiza la sección transversal en múltiples fibras de concreto y acero, permitiendo representar de manera explícita la distribución no lineal de esfuerzos y deformaciones en la sección, así como la interacción entre carga axial y flexión biaxial. Esta estrategia resulta fundamental para capturar adecuadamente la respuesta inelástica de columnas sometidas a acciones sísmicas cíclicas. Las rótulas asignadas permiten reproducir fenómenos asociados con degradación de rigidez, fluencia y deterioro resistente durante el comportamiento no lineal de la estructura.

Por otra parte, las vigas de concreto reforzado fueron modeladas mediante rótulas no lineales de flexión tipo M3 localizadas en ambos extremos de los elementos. Esta consideración permite simular adecuadamente el desarrollo de plasticidad flexional y la deformación de mecanismos plásticos durante la excitación sísmica, así como la redistribución de fuerzas internas conforme aumenta la intensidad del movimiento sísmico.

El comportamiento constitutivo del concreto confinado se representó mediante el modelo de Mander et al. [160], el cual describe la relación esfuerzo-deformación no lineal del material considerando el efecto del confinamiento proporcionado por el acero transversal, permitiendo reproducir adecuadamente el incremento de resistencia y ductilidad

observado en elementos de concreto reforzados. Para representar la respuesta cíclica del material, se empleó la regla histéresis *Concrete*, el cual permite simular el comportamiento no lineal del concreto durante ciclos sucesivos de carga y descarga, incluyendo la degradación de rigidez y la disipación de energía asociadas a la fisuración, el confinamiento y el daño progresivo del material.

Asimismo, el acero de refuerzo fue modelado mediante una relación esfuerzo-deformación bilineal simplificada con endurecimiento por deformación, combinada con reglas de histéresis de tipo cinemático para representar el comportamiento cíclico del material bajo condiciones inelásticas. Esta formulación permite capturar adecuadamente los procesos de fluencia, descarga y recarga del acero de refuerzo durante los análisis dinámicos no lineales.

Respecto a los muros de mampostería confinada, previamente a su incorporación en el modelo global de la estructura, se llevó a cabo un proceso de calibración del método de la columna ancha utilizando información experimental obtenida de un muro de mampostería sometido a cargas laterales cíclicas. El objetivo principal de esta calibración fue definir adecuadamente los parámetros no lineales necesarios para representar el comportamiento histerético y la degradación de rigidez observada experimentalmente en este tipo de sistemas estructurales.

La calibración se realizó a partir de un espécimen ensayado experimentalmente por Corrales [161], del cual se obtuvo información relacionada con la respuesta fuerza-desplazamiento y la evolución de los ciclos histeréticos bajo cargas laterales reversibles. Para representar el comportamiento del muro ensayado, se implementó en ETABS [89] un modelo basado en el método de la columna ancha, incorporando una rótula plástica de corte localizada en la parte central del elemento equivalente. Esta consideración permitió simular el comportamiento dominado por cortante característico de los muros de mampostería confinada sometidos a excitaciones sísmicas. Asimismo, la Tabla 16 presenta las propiedades mecánicas del muro de referencia utilizado en el proceso de calibración. En la Figura 28 se presenta la representación idealizada del modelo empleado para la calibración del muro de mampostería confinada mediante el método de la columna ancha.

Tabla 16. Propiedades mecánicas del muro de mampostería utilizado para la calibración. Fuente: [161]

Muro de mampostería confinado				
Elementos confinantes		Mortero	Albañilería	
Resistencia a la compresión (Mpa)	Módulo de elasticidad (Mpa)	Resistencia a la compresión (Mpa)	Resistencia a la compresión (Mpa)	Resistencia a la compresión diagonal (Mpa)
21.38	21,226	23.01	6.65	0.54

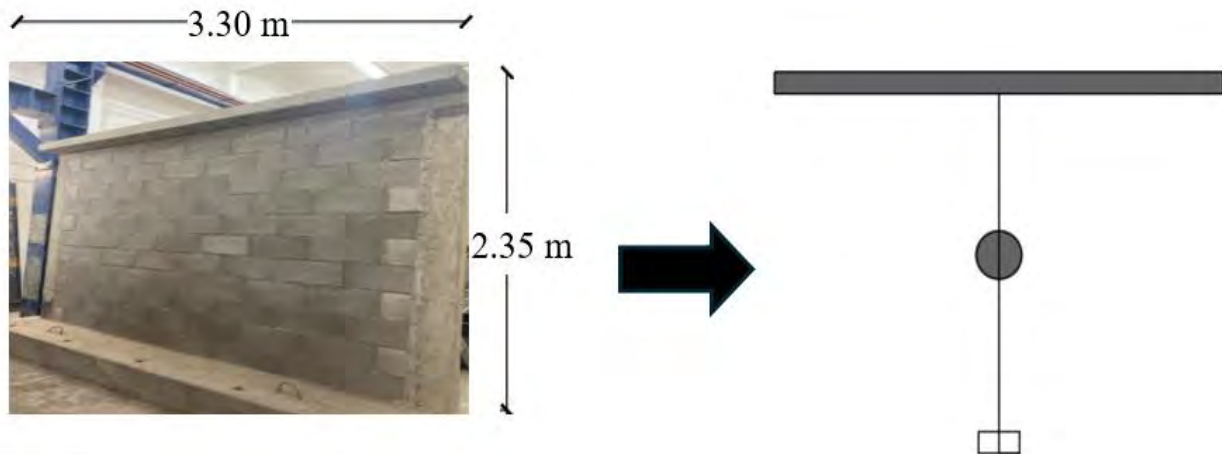


Figura 28. Modelo idealizado empleado para la calibración del muro de mampostería confinada mediante el método de la columna ancha.

A partir de los resultados experimentales se obtuvo inicialmente la curva histerética del ensayo cíclico, la cual representa la relación entre la fuerza lateral aplicada y los desplazamientos experimentados por el muro durante los ciclos carga y descarga. Posteriormente, se determinó la curva envolvente correspondiente a los puntos máximos de cada ciclo histerético, permitiendo identificar la evolución de resistencia y degradación del sistema estructural conforme aumentaba la demanda lateral aplicada. La Figura 29 presenta la curva histerética junto a la curva envolvente obtenida a partir de la respuesta experimental del muro.

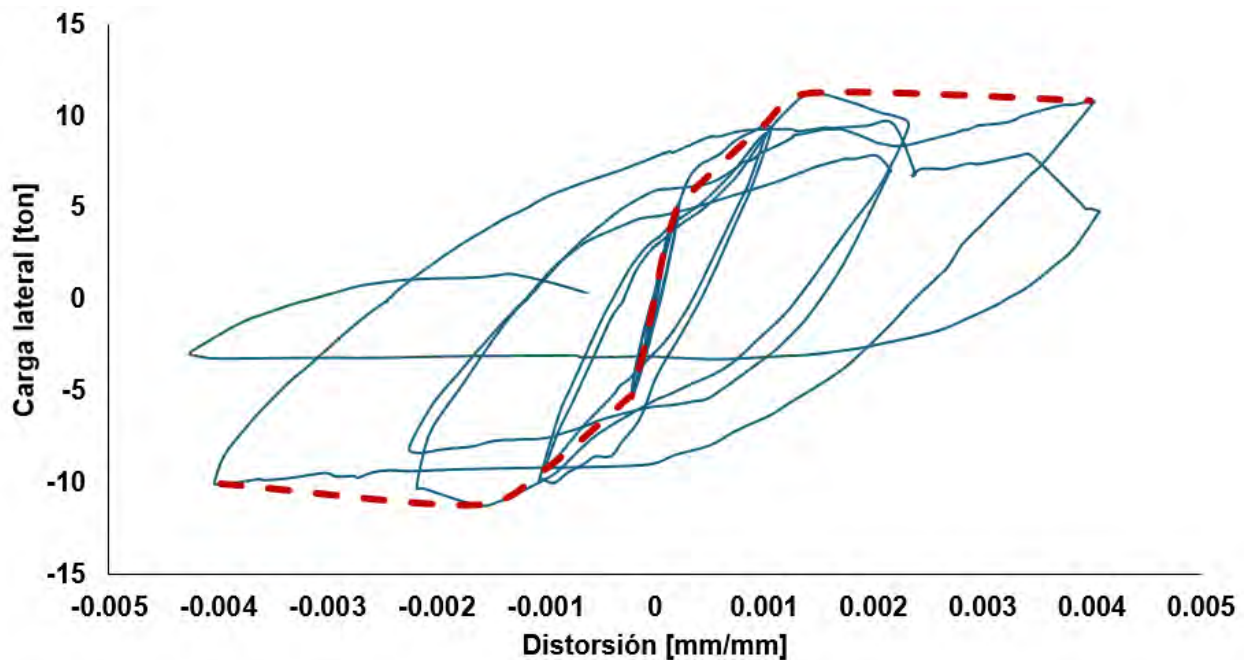


Figura 29. Curva histerética junto a la curva envolvente obtenida a partir de la respuesta experimental del muro.

Debido a que el ensayo experimental fue desarrollado bajo cargas laterales reversibles controladas por desplazamiento, se obtuvo también la historia de desplazamientos aplicada al espécimen durante el procedimiento experimental. Esta información fue utilizada posteriormente como señal de control para el análisis dinámico no lineal desarrollado en el modelo numérico. En la Figura 30 se presenta la historia de desplazamientos utilizada durante la calibración.

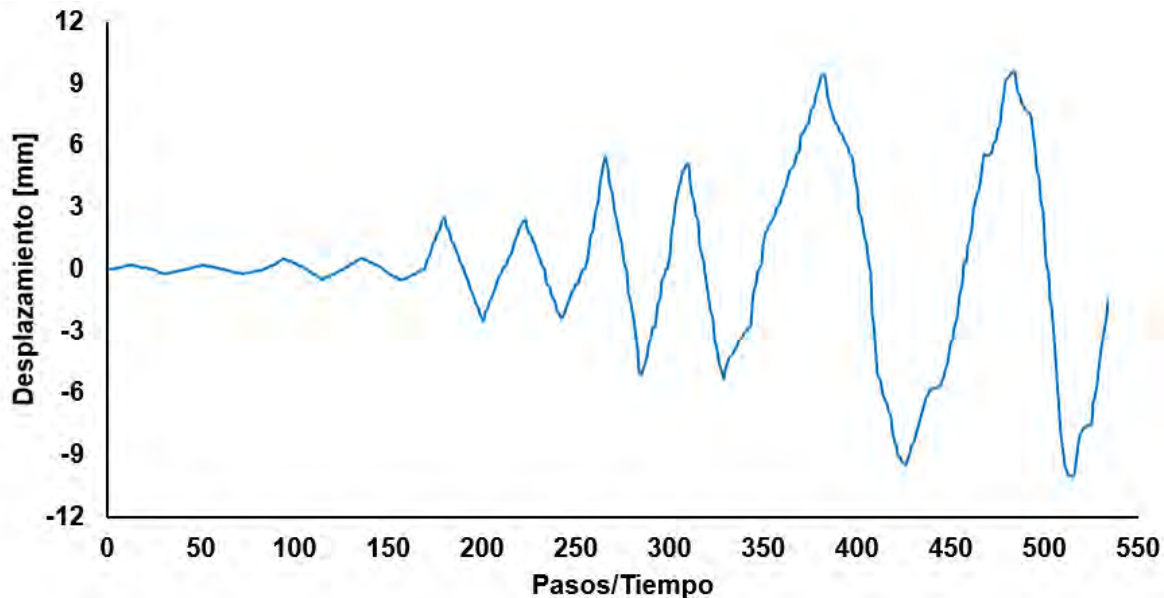


Figura 30. Historia de desplazamientos aplicada durante el ensayo experimental del muro.

El modelo numérico del muro fue desarrollado en el software ETABS [89] mediante un elemento tipo barra equivalente correspondiente a la columna ancha del muro. Asimismo, se incorporó una viga infinitamente rígida en la parte superior del modelo con el propósito de representar adecuadamente la distribución de desplazamientos observada durante el ensayo experimental. De igual manera, se asignó una rótula no lineal de corte en la parte central del elemento equivalente para reproducir la respuesta inelástica del muro. En la Figura 31 se muestra el modelo numérico implementado en ETABS [89] para la calibración del muro ensayado.

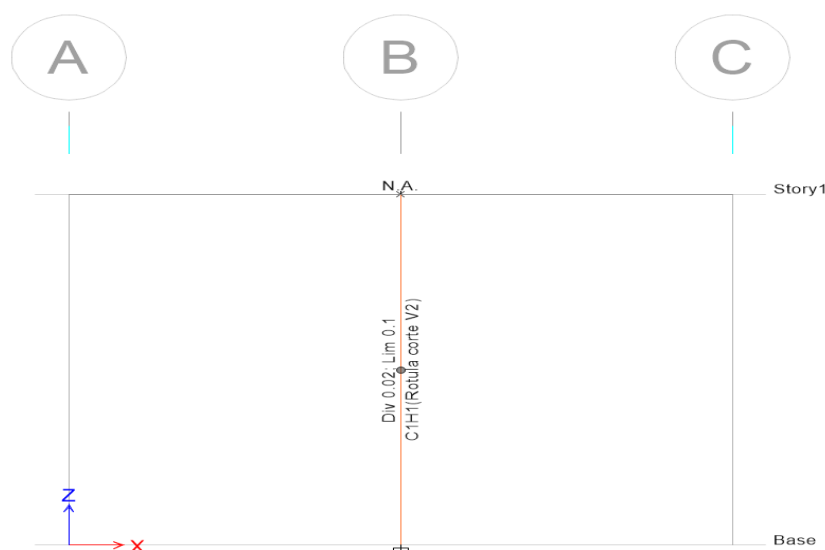


Figura 31. Modelo numérico implementado en ETABS para la calibración del muro ensayado.

Posteriormente, se ajustaron las propiedades equivalentes del elemento barra correspondiente a la columna ancha, modificando los momentos de inercia y las áreas efectivas de cortante hasta reproducir adecuadamente la rigidez observada experimentalmente. Los parámetros modificados en el modelo numérico se presentan en la Tabla 17.

Tabla 17. Parámetros de modificación para el muro del ensayo.

Parámetros de modificación para muro del ensayo		
Sección normal en ETABS	Sección transformada	Coefficiente para cambiar en ETABS
$A_{tr} = 0.40 \text{ m}^2$	$A_{tr} = 0.50 \text{ m}^2$	1.25
$A_{v1} = 0.33 \text{ m}^2$	$A_{v1} = 0.29 \text{ m}^2$	0.88
$A_{v2} = 0.33 \text{ m}^2$	$A_{v2} = 0.41 \text{ m}^2$	1.25
$I_x = 0.36 \text{ m}^4$	$I_x = 0.61 \text{ m}^4$	1.70
$I_y = 0.005 \text{ m}^4$	$I_y = 0.006 \text{ m}^4$	1.25
$J = 0.0019 \text{ m}^4$	$J = 0.0017 \text{ m}^4$	1.00

Una vez definido el modelo numérico, se desarrolló un análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo utilizando la historia de desplazamientos obtenida experimentalmente. El proceso de calibración se enfocó principalmente en la definición adecuada de la curva Fuerza-Desplazamiento asignada a la rótula de corte, así como en la selección de una regla histerética capaz de representar la degradación de rigidez y disipación de energía observadas experimentalmente.

Después de evaluar las alternativas disponibles en el software ETABS [89], se seleccionó la regla histerética tipo *Pivot*, debido a que proporcionó el mejor ajuste entre la respuesta analítica y experimental del muro. El procesamiento de calibración se desarrolló de manera iterativa, modificando los parámetros de la curva Fuerza-Desplazamiento y los parámetros de control histerético hasta lograr una aproximación adecuada entre ambas respuestas. Asimismo, la calibración consideró un ajuste de la resistencia máxima a corte del muro (V_{mR}), tomando como referencia la expresión establecida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del 2023 [162]. Esta consideración permitió relacionar la resistencia asignada en la articulación plástica de corte con las propiedades geométricas y mecánicas del muro analizado. En consecuencia, el parámetro Force SF utilizado en ETABS [89] fue ajustado conforme a la geometría de cada muro presente en la estructura, permitiendo que la resistencia asignada en el modelo numérico fuera consistente con la capacidad a cortante estimada mediante la normativa vigente.

La Tabla 18 presenta los valores calibrados correspondientes a la curva Fuerza-Desplazamiento asignada a la articulación plástica de corte utilizada en el modelo numérico.

Tabla 18. Parámetros calibrados de la curva Fuerza-Desplazamiento de la articulación de corte.

Curva F-D (Articulación)		
Punto	Fuerza/SP	Desplazamiento/SP
E-	-0.3	-4
D-	-0.85	-3.8
C-	-0.875	-1
B-	-0.38	0
A	0	0
B	0.38	0
C	0.88	1
D	0.85	3.8
E	0.3	4

A partir de los parámetros calibrados, se obtuvo la curva fuerza-desplazamiento final utilizada en el modelo numérico, el cual se presenta en la Figura 32.

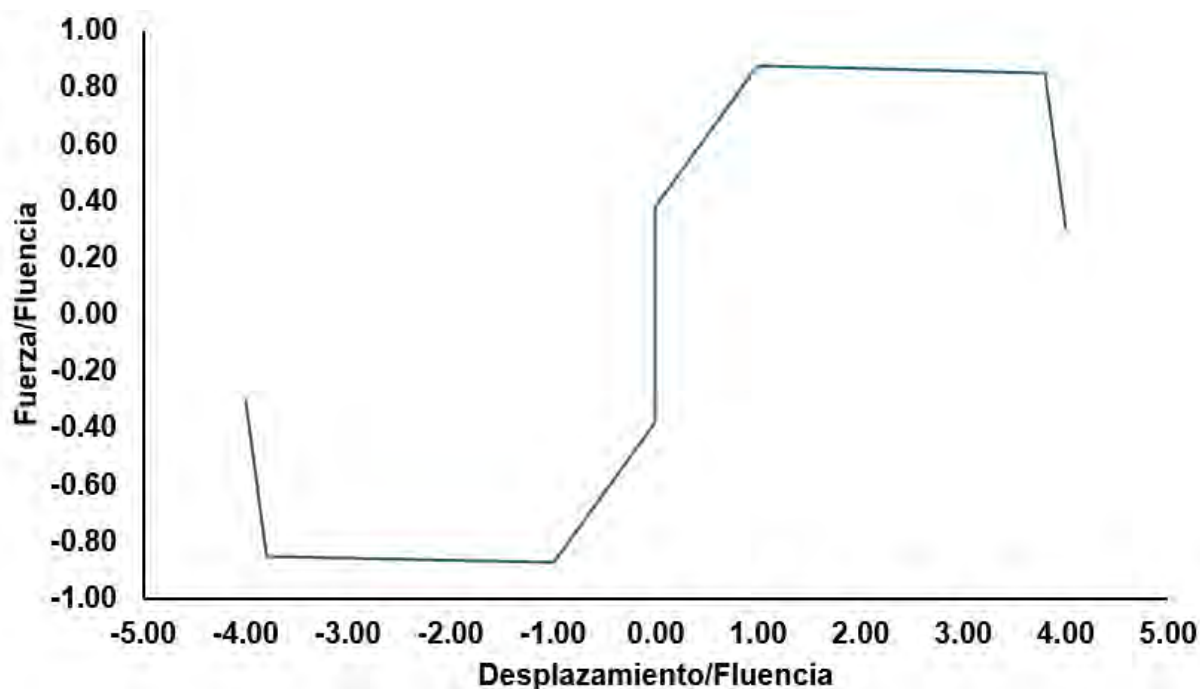


Figura 32. Curva fuerza-desplazamiento calibrada para la articulación plástica de corte.

Asimismo, la Tabla 19 muestra los parámetros calibrados correspondientes a la regla de histerética tipo *Pivot* utilizada para representar la respuesta cíclica del muro de mampostería confinada.

Tabla 19. Parámetros calibrados de la regla histerética tipo *Pivot*.

Parámetros calibrados – Curva <i>Pivot</i>	
$\alpha_1 =$	7
$\alpha_2 =$	7
$\beta_1 =$	0.8
$\beta_2 =$	0.8
$n =$	0.5

Con el propósito de visualizar de manera detallada los parámetros implementados en el modelo numérico, en la Figura 33 se presenta la configuración final incorporada en el software ETABS [89] para la articulación plástica de corte calibrada.

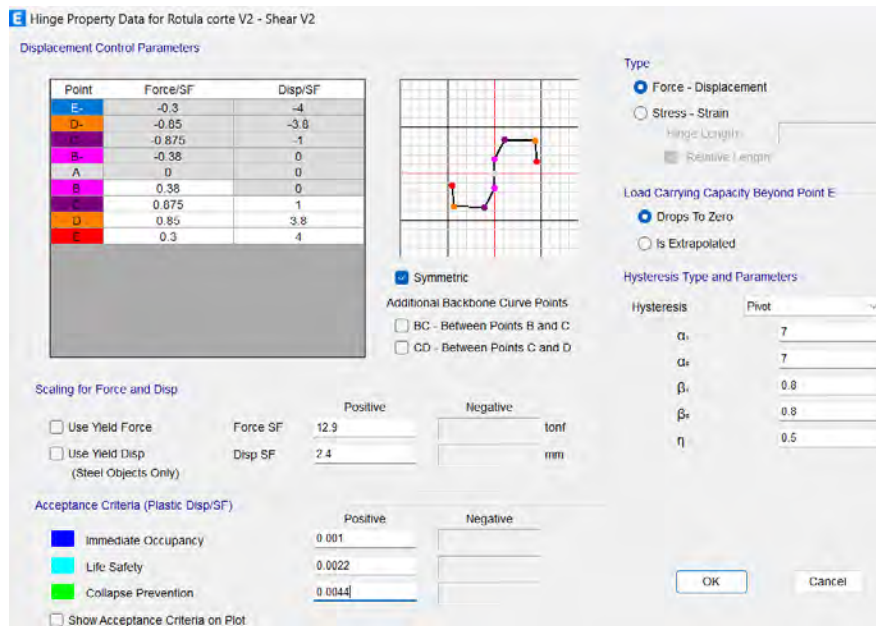


Figura 33. Parámetros calibrados implementados en el modelo numérico de la columna ancha.

Finalmente, se realizó una comparación entre la respuesta experimental y la respuesta analítica obtenida mediante el modelo calibrado. Los resultados mostraron una aproximación adecuada entre ambas respuestas, evidenciando que el modelo numérico implementado es capaz de reproducir razonablemente el comportamiento no lineal, la degradación de rigidez y la disipación de energía observadas experimentalmente en el muro de mampostería confinada. En la Figura 34 se presenta la comparación entre ambas respuestas.

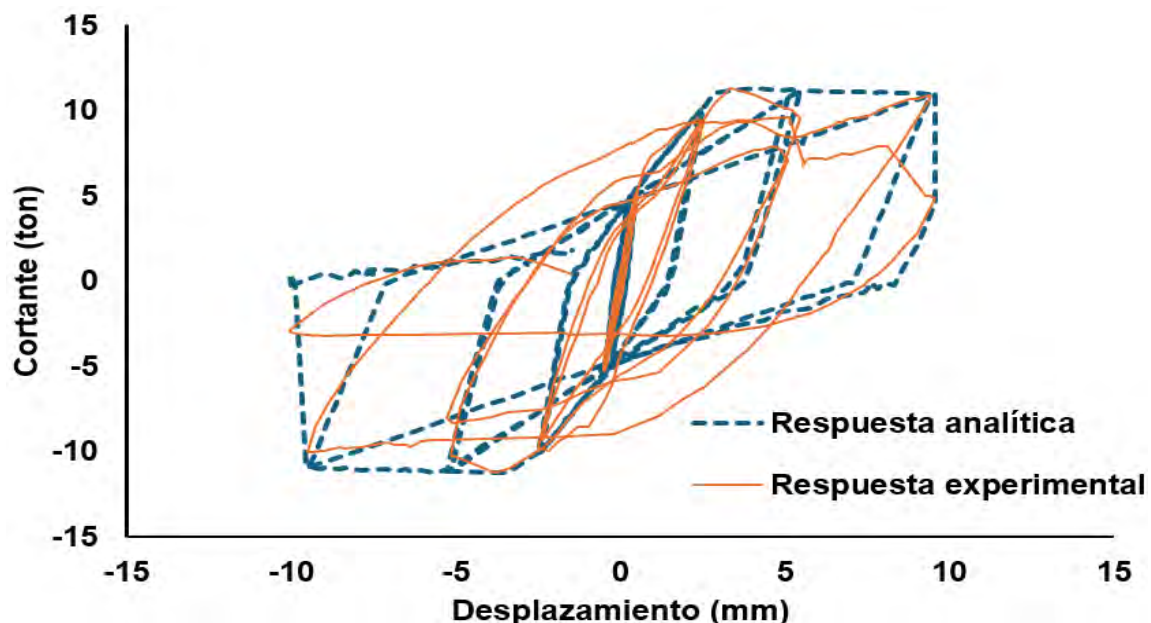


Figura 34. Comparación entre la respuesta experimental y la respuesta analítica del muro calibrado.

Posteriormente, los parámetros calibrados obtenidos del muro de referencia fueron trasladados al modelo global de la edificación, ajustando las propiedades no lineales de cada muro de mampostería conforme a sus características geométricas y mecánicas particulares. En primer lugar, el ajuste de resistencia se realizó considerando la capacidad a cortante de cada muro presente en la estructura, tomando como base la formulación establecida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del 2023 [162]. Para ello, se consideraron las variables involucradas en la expresión normativa de resistencia a cortante, tales como la geometría del muro y las cargas actuantes sobre el mismo. A partir de esta consideración, el parámetro Force SF utilizado en la articulación plástica de corte del software ETABS [89] fue ajustado individualmente para cada muro de la estructura, permitiendo que la resistencia asignada en el modelo numérico fuera consistente con la capacidad resistente estimada mediante la normativa vigente.

Como ejemplo representativo del procedimiento implementado, en las Figuras 35 a 37 se presentan algunos de los ajustes realizados para tres muros localizados en distintas zonas de la edificación, mostrando la variación de resistencia asignada en función de las características geométricas y mecánicas de cada elemento.

Carga vertical sobre muro	P=	14914	Kgf
Factor	FR=	0.7	
Longitud muro	L=	194	cm
Altura muro	h=	260	cm
Espesor de muro	t=	12	cm
Resistencia a la compresión diagonal	Vm=	5.51	kg/cm2
Relación de aspecto	(H/L)=	1.34	
Factor f interpolado	f=	1.00	
Resistencia a corte	VmR=	7.62	ton
Valor de Force/SF (Punto C)-Etabs	Punto C=	0.875	
Valor de Force SF-Etabs	Force SF=	7.62	ton
Altura muro en metros	h=	2.60	m
D/h	D/h=	0.001	
Disp SF (D=0.001*h)	Disp SF=	0.00260	m

Figura 35. Ajuste de resistencia para muro de mampostería localizado en el segundo nivel.

Carga vertical sobre muro	P=	10907	Kgf
Factor	FR=	0.7	
Longitud muro	L=	194	cm
Altura muro	h=	260	cm
Espesor de muro	t=	12	cm
Resistencia a la compresión diagonal	Vm=	5.51	kg/cm2
Relación de aspecto	(H/L)=	5.36	
Factor f interpolado	f=	1.00	
Resistencia a corte	VmR=	6.78	ton
Valor de Force/SF (Punto C)-Etabs	Punto C=	0.875	
Valor de Force SF-Etabs	Force SF=	6.78	ton
Altura muro en metros	h=	2.60	m
D/h	D/h=	0.001	
Disp SF (D=0.001*h)	Disp SF=	0.00260	m

Figura 36. Ajuste de resistencia para muro de mampostería localizado en el tercer nivel.

Carga vertical sobre muro	P=	3525	Kgf
Factor	FR=	0.7	
Longitud muro	L=	194	cm
Altura muro	h=	1040	cm
Espesor de muro	t=	12	cm
Resistencia a la compresión diagonal	Vm=	5.51	kg/cm2
Relación de aspecto	(H/L)=	5.36	
		0.00	
Factor f interpolado	f=	1.00	
Resistencia a corte	VmR=	5.23	ton
Valor de Force/SF (Punto C)-Etabs	Punto C=	0.875	
Valor de Force SF-Etabs	Force SF=	5.23	ton
Altura muro en metros	h=	2.60	m
D/h	D/h=	0.001	
Disp SF (D=0.001*h)	Disp SF=	0.00260	m

Figura 37. Ajuste de resistencia para muro de mampostería localizado en el quinto nivel.

Adicionalmente, se implementaron factores complementarios de ajuste para modificar la capacidad última de deformación de cada muro en función de su geometría, utilizando como referencia información experimental disponible reportada por Pérez-Gavilán et al. [163], donde se ensayaron muros de mampostería confinada con distintas longitudes. El ajuste se realizó mediante una comparación geométrica y mecánica entre los muros

presentes en la edificación y los especímenes experimentales reportados en dicho estudio. Los criterios de similitud considerados se basaron principalmente en la longitud del muro, su esbeltez y el desplazamiento último observado experimentalmente.

Con base en dicha comparación, la capacidad última de deformación de cada muro fue ajustada proporcionalmente con el propósito de mantener consistencia con la evidencia experimental disponible. Los factores resultantes se resumen en la Tabla 20 y fueron implementados directamente en la relación Fuerza-Desplazamiento definida en ETABS [89] mediante la modificación de los últimos puntos correspondientes a la rama postpico de la articulación plástica de corte. Este procedimiento permitió representar de manera más realista el comportamiento no lineal y la degradación de resistencia de los muros de mampostería confinada dentro del modelo estructural de la edificación.

Tabla 20. Factores de ajuste de deformación implementados para los muros de mampostería confinada.

Muros del modelo					Muros de Pérez-Gavilán					Control
Muro	L(m)	H(m)	H/L	D_u (m)	Muro	L(m)	H(m)	H/L	D_u (m)	Factor
MR1	1.36	2.60	1.91	0.0104	ME1	1.15	2.50	2.13	0.041	3.97
MR2	1.94	2.60	1.34	0.0104	ME3	2.07	2.50	1.18	0.013	1.23
MR3	2.00	2.60	1.30	0.0104	ME3	2.07	2.50	1.18	0.013	1.23
MR4	2.04	2.60	1.27	0.0104	ME3	2.07	2.50	1.18	0.013	1.23
MR5	2.14	2.60	1.21	0.0104	ME3	2.07	2.50	1.18	0.013	1.23
MR6	2.72	2.60	0.96	0.0104	ME4	2.55	2.50	0.96	0.014	1.35
MR7	3.00	2.60	0.87	0.0104	ME4	2.55	2.50	0.96	0.014	1.35
MR8	3.00	2.60	0.85	0.0104	ME4	2.55	2.50	0.96	0.014	1.35

Por lo tanto, para cada muro de mampostería presente en la estructura se realizó un ajuste individual tanto de resistencia como de deformación, permitiendo que el modelo numérico representara de manera más adecuada las diferencias geométricas y la capacidad inelástica asociada a cada muro dentro de la edificación.

4.5. Evaluación del desempeño sísmico de la edificación original

La presente sección muestra los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal realizado para la edificación en su condición original, con el propósito de evaluar su desempeño sísmico ante distintos niveles de peligro asociados a los periodos de retorno considerados en esta investigación. La evaluación se desarrolló mediante el análisis de la distorsión de entrepiso como principal variable de estudio, debido a que este parámetro permite identificar de manera adecuada las concentraciones de deformación y el nivel de demanda sísmica experimentado por la estructura bajo excitaciones sísmicas representativas.

Con base en los criterios de desempeño establecidos en SEAOC Vision 2000 [94] y en los niveles de amenaza sísmica considerados, los resultados se presentan de acuerdo con tres objetivos de desempeño estructural: ocupación inmediata (OI), asociado a sismos con periodo de retorno de 72 años; seguridad de vida (SV), correspondiente a sismos con un periodo de retorno de 475 años; y prevención de colapso (PC), asociado a sismos con periodo de retorno de 975 años. En las siguientes subsecciones se describe el comportamiento estructural observado para cada nivel de desempeño, identificando las zonas con mayor concentración de distorsión y la respuesta sísmica global de la edificación.

4.5.1. Desempeño sísmico para el nivel de ocupación inmediata (OI)

La respuesta dinámica no lineal de la edificación ante los registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 72 años evidenció una marcada concentración de distorsiones de entrepiso en la planta baja, confirmando el comportamiento altamente flexible e irregular del sistema estructural en dicho nivel. Las Figuras 38 y 39 muestran la distribución de distorsiones de entrepiso a lo largo de la altura de la estructura en las direcciones principales de análisis, observándose que las mayores demandas sísmicas se concentran en los marcos de concreto reforzado localizados en el primer nivel, mientras que los niveles superiores, conformados predominantemente por muros de mampostería confinada, presentan deformaciones considerablemente menores.

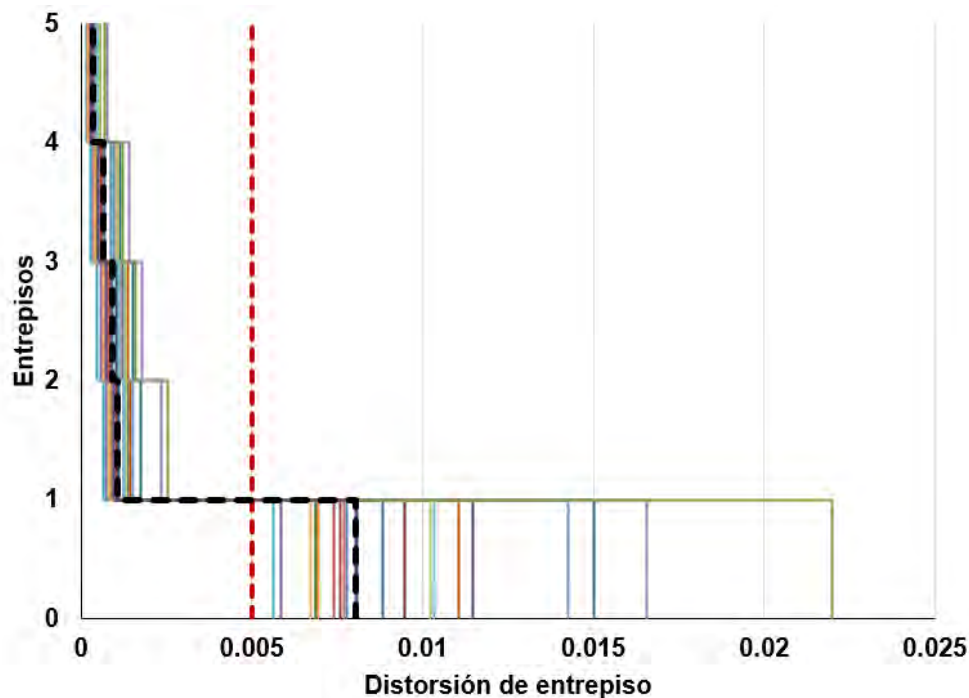


Figura 38. Distribución de distorsiones de entrepiso en la dirección X para registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 72 años.

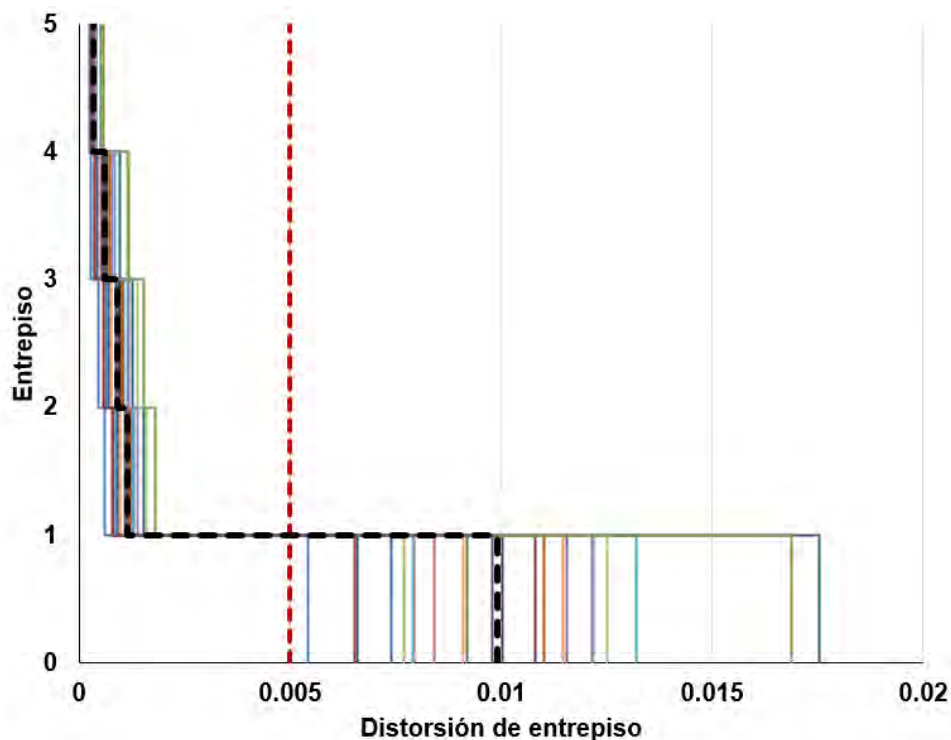


Figura 39. Distribución de distorsiones de entrepiso en la dirección Y para registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 72 años.

Este comportamiento confirma la presencia de un mecanismo de planta baja débil, caracterizado por una discontinuidad significativa de rigidez entre el primer nivel y los niveles superiores. La elevada rigidez aportada por los muros de mampostería confinada en los entrepisos superiores contrasta con la reducida rigidez lateral de los marcos de concreto reforzado en planta baja, generando una concentración de deformaciones inelásticas en esta zona. Desde una perspectiva estructural, esta condición resulta desfavorable, debido a que la demanda sísmica tiende a localizarse en un único nivel, incrementando la susceptibilidad al desarrollo de mecanismos de daño localizados y posibles fallas asociadas a inestabilidad lateral.

Asimismo, el comportamiento observado es consistente con la evidencia reportada durante diversos eventos sísmicos a nivel internacional, donde edificaciones con configuración de planta baja débil presentan daños severos concentrados en el primer nivel, mientras que los niveles superiores experimentan afectaciones menores debido a su mayor rigidez lateral. En este tipo de estructuras, la diferencia abrupta de rigidez vertical modifica significativamente la distribución de fuerzas y desplazamientos, favoreciendo la concentración de distorsiones en la zona más flexible de la edificación.

De acuerdo con los criterios de desempeño establecidos en SEAOC Vision 2000 [94], para el nivel de OI asociado a registros sísmicos con periodo de retorno de 72 años, se adoptó una distorsión límite de entrepiso de 0.005. Este umbral fue considerado debido a que la respuesta estructural del edificio se encuentra gobernada principalmente por los marcos de concreto reforzado localizados en la planta baja, donde se concentra la mayor parte de las deformaciones laterales inducidas por el sismo.

A partir de las distorsiones máximas obtenidas en los análisis dinámicos no lineales, los resultados indican que la estructura supera el límite establecido para el nivel de OI, aun bajo registros sísmicos de intensidad moderada. Este resultado evidencia que la configuración estructural original presenta una vulnerabilidad sísmica importante, ya que incluso para demandas sísmicas relativamente bajas se desarrollan concentraciones de deformación superiores a las permisibles. En consecuencia, la edificación no garantiza un desempeño adecuado bajo el objetivo de OI, lo cual sugiere la necesidad de implementar estrategias de rehabilitación sísmica orientadas a incrementar la rigidez lateral y reducir las concentraciones de distorsión en la planta baja.

4.5.2. Desempeño sísmico para el nivel de seguridad de vida (SV)

La respuesta estructural obtenida ante los registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 475 años evidenció un incremento considerable en las demandas de deformación lateral de la edificación en ambas direcciones principales de análisis. Las Figuras 40 y 41 muestran las distorsiones máximas de entrepiso obtenidas para este nivel de amenaza sísmica, observándose un incremento significativo de la respuesta no lineal respecto al escenario correspondiente al nivel de OI.

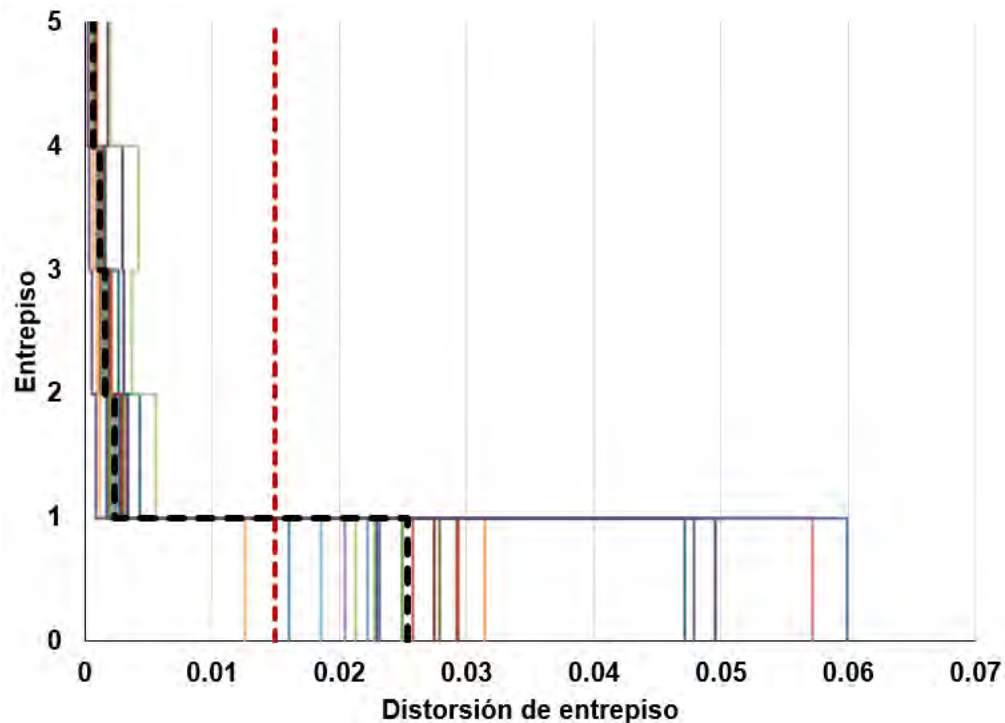


Figura 40. Distribución de distorsiones de entrepiso en la dirección X para registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 475 años.

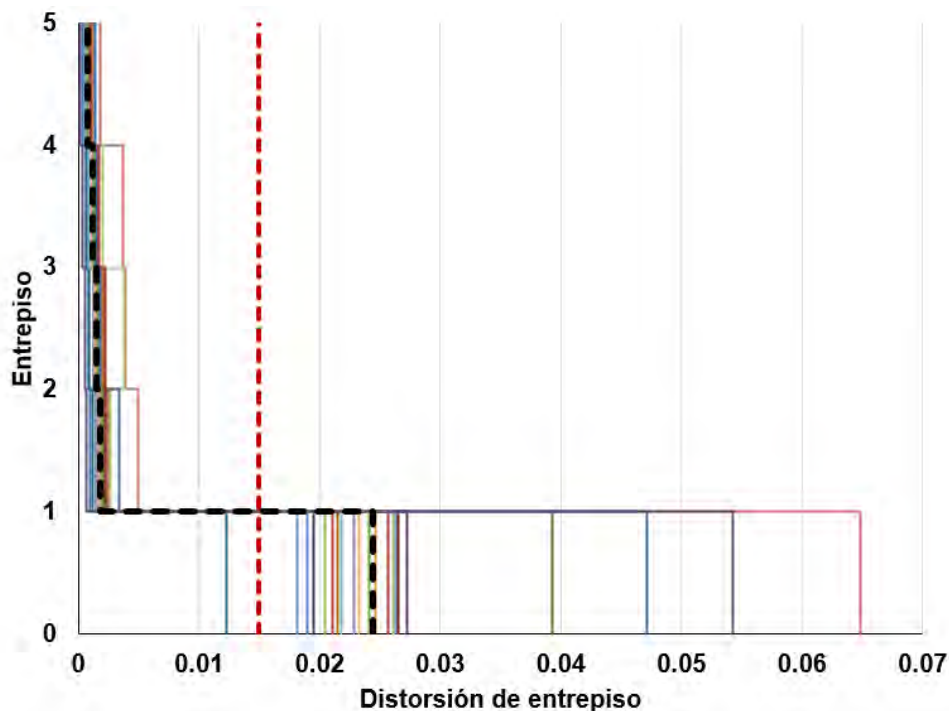


Figura 41. Distribución de distorsiones de entrepiso en la dirección Y para registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 475 años.

A diferencia del comportamiento observado bajo sismos frecuentes, en este nivel de intensidad sísmica la estructura desarrolla una respuesta claramente dominada por mecanismos inelásticos concentrados en la planta baja, evidenciando una pérdida importante de capacidad para distribuir uniformemente las deformaciones a lo largo de la altura. Aunque el patrón general de la deformación conserva la tendencia observada previamente, las magnitudes alcanzadas reflejan que la estructura comienza a aproximarse a un estado crítico de desempeño, caracterizado por una elevada concentración de demanda en los marcos de concreto reforzado del primer nivel.

Desde una perspectiva estructural, este comportamiento confirma que la irregularidad vertical asociada a la configuración de planta baja débil no únicamente incrementa las deformaciones laterales, sino además limita considerablemente la capacidad de disipación de energía del sistema resistente. La transición abrupta entre la elevada rigidez de los niveles superiores, conformados por muros de mampostería confinada, y la reducida rigidez lateral de la planta baja provoca una acumulación progresiva de distorsiones en dicha zona, favoreciendo el desarrollo de mecanismos locales altamente vulnerables frente a excitaciones sísmicas severas.

Los resultados obtenidos también reflejan una problemática ampliamente identificada en edificaciones construidas durante décadas pasadas, particularmente en zonas urbanas de alta sismicidad. Aunque actualmente diversas normativas han incorporado criterios más estrictos para controlar irregularidades verticales y limitar la ductilidad disponible en estructuras con planta baja flexible, un gran número de edificaciones existentes fueron diseñadas bajo reglamentaciones que no contemplan adecuadamente este tipo de vulnerabilidad estructural. En consecuencia, muchas de estas construcciones presentan

una capacidad sísmica insuficiente frente a demandas asociadas a eventos raros o severos, tal como ocurre en el edificio analizado en esta investigación.

Con base en los criterios de desempeño establecidos en SEAOC Vision 2000 [94], el nivel de SV representa un estado en el cual la estructura puede experimentar daño estructural significativo sin alcanzar condiciones cercanas al colapso. Sin embargo, los resultados obtenidos indican que las demandas sísmicas inducidas por los registros asociados a un periodo de retorno de 475 años excedieron ampliamente dicho objetivo de desempeño.

Las distorsiones máximas promedio de entrepiso alcanzaron valores aproximados de 0.030 en la dirección X y 0.027 en la dirección Y, superando considerablemente los límites asociados al desempeño esperado para el nivel de SV. Estos valores reflejan que la estructura no solamente rebasa el umbral asociado a daño estructural severo, sino que además ingresa en un rango de respuesta relacionado con estados avanzados de degradación estructural y posible inestabilidad lateral. Desde el punto de vista del desempeño sísmico, estos resultados indican que la edificación original presenta una elevada susceptibilidad a desarrollar mecanismos cercanos al colapso bajo eventos sísmicos severos, evidenciando la necesidad de implementar medidas de rehabilitación orientadas a incrementar tanto la rigidez como la capacidad de disipación de energía del sistema estructural.

4.5.3. Desempeño sísmico para el nivel de prevención de colapso (PC)

La respuesta estructural obtenida bajo los registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 975 años evidenció un estado crítico de desempeño para la edificación original, caracterizado por demandas de deformación significativamente superiores a las capacidades esperadas del sistema resistente. Las Figuras 42 y 43 presentan las distorsiones máximas de entrepiso obtenidas en ambas direcciones de análisis, observándose que prácticamente la totalidad de los registros sísmicos evaluados superan ampliamente el límite de distorsión asociado al nivel de PC.

A este nivel de intensidad sísmica, la estructura desarrolla un comportamiento altamente degradado, donde la capacidad resistente y de disipación de energía de los marcos de concreto reforzado localizados en la planta baja resulta insuficiente para controlar las demandas laterales impuestas por el movimiento sísmico. Aunque el mecanismo global de deformación conserva la tendencia identificada en los niveles de amenaza previamente analizados, en este escenario las concentraciones de distorsión alcanzan magnitudes que indican una pérdida severa de estabilidad estructural en el primer nivel.

Los resultados muestran que la planta baja funciona como una zona crítica de acumulación de daño, mientras que los niveles superiores, conformados por muros de mampostería confinada, tienden a comportarse de manera cercana a un bloque relativamente rígido. Este comportamiento genera una transferencia importante de demanda sísmica hacia los elementos verticales de concreto reforzado del primer nivel, incrementando considerablemente las solicitaciones de flexión, cortante y deformación inelástica en las columnas que soportan la totalidad de la masa de los niveles superiores.

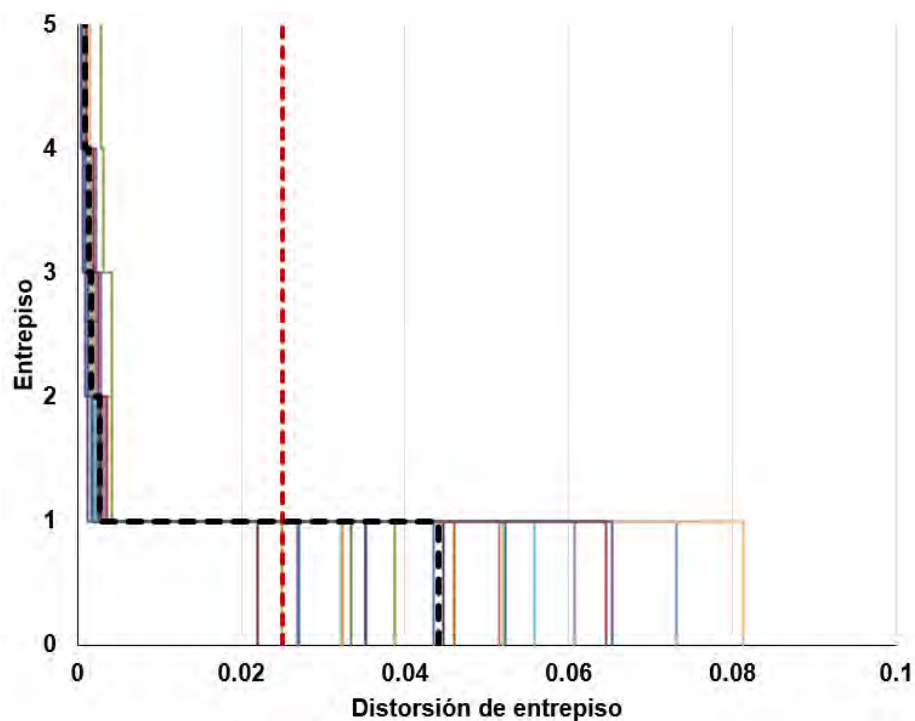


Figura 42. Distribución de distorsiones de entrepiso en la dirección X para registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 975 años.

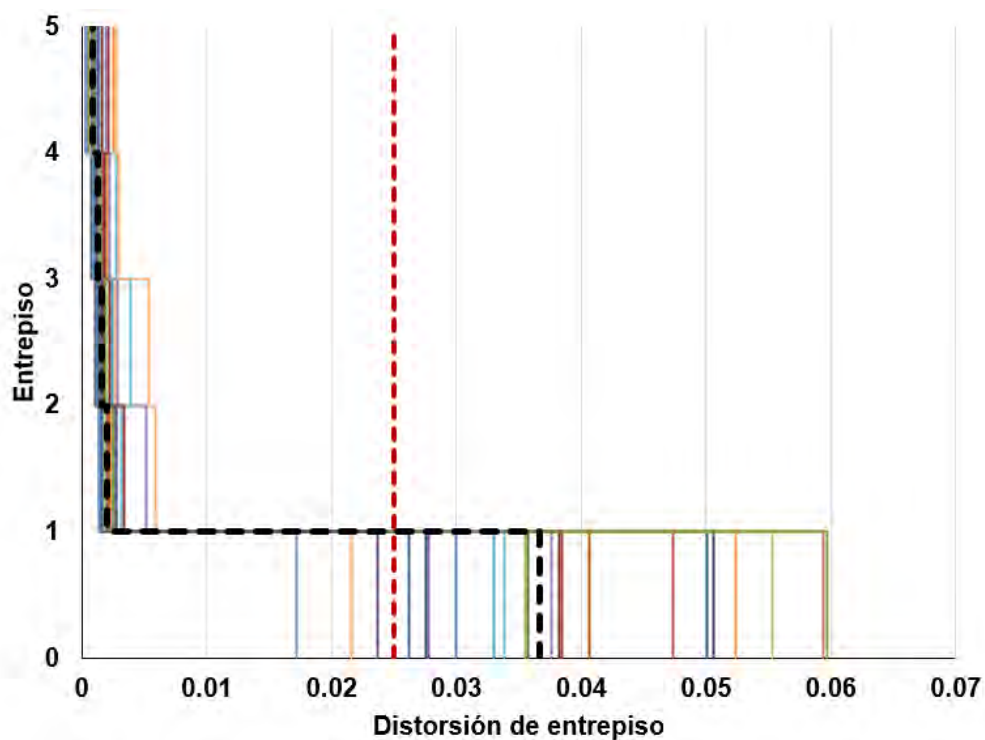


Figura 43. Distribución de distorsiones de entrepiso en la dirección Y para registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 975 años.

Desde una perspectiva de desempeño sísmico, esta condición resulta particularmente desfavorable debido a que la degradación localizada en un único nivel incrementa la probabilidad de desarrollar mecanismos parciales de colapso. La respuesta obtenida sugiere que la estructura pierde progresivamente su capacidad para redistribuir esfuerzos conforme aumentan las deformaciones laterales, favoreciendo fenómenos asociados a inestabilidad local de columnas y pérdida de capacidad gravitacional en la planta baja. Este tipo de comportamiento ha sido ampliamente documentado en edificaciones con planta baja débil durante terremotos severos, donde la falla localizada de columnas conduce al colapso parcial o total del primer nivel bajo el peso de los pisos superiores.

Con base en los criterios establecidos por SEAOC Vision 2000 [94], el nivel de desempeño de PC admite daños estructurales severos siempre que la estructura conserve una capacidad residual suficiente para evitar el colapso global. Sin embargo, los resultados obtenidos en esta investigación indican que la demanda sísmica inducida por los registros asociados a un periodo de retorno de 975 años excede considerablemente dicho objetivo de desempeño.

Las distorsiones máximas promedio alcanzaron valores aproximados de 0.045 en la dirección X y 0.038 en la dirección Y, magnitudes que se ubican dentro de un rango asociado a condiciones cercanas al colapso estructural. Estos resultados evidencian que la estructura original presenta una capacidad sísmica insuficiente frente a eventos extremos, particularmente debido a la elevada vulnerabilidad de la planta baja. Asimismo, el comportamiento relativamente uniforme de las distorsiones en los niveles superiores confirma que los muros de mampostería confinada aportan una rigidez considerable al sistema, provocando que dichos niveles respondan de forma semejante a un cuerpo rígido durante la excitación sísmica. Esta condición intensifica aún más la concentración de demanda en la planta baja y constituye una de las principales causas de vulnerabilidad observadas en edificaciones de esta tipología estructural.

4.6. Evaluación probabilista del desempeño sísmico de la edificación original

La presente sección muestra los resultados obtenidos de la evaluación probabilista del desempeño sísmico de la edificación en su condición original, considerando como variable principal de estudio la distorsión de entrepiso obtenida a partir de los análisis dinámicos no lineales realizados bajo diferentes niveles de amenaza sísmica. El objetivo de esta evaluación es cuantificar, desde un enfoque probabilista, la capacidad de la estructura para satisfacer los niveles de desempeño establecidos, considerando la variabilidad inherente en la respuesta sísmica generada por los distintos registros acelerográficos empleados en el análisis.

Para ello, se utilizaron los historiales de distorsión de entrepiso en el dominio del tiempo obtenidos para cada conjunto de acelerogramas asociados a los periodos de retorno de 72, 475 y 975 años, poniendo especial atención en la respuesta correspondiente a la planta baja, debido a que esta representa la zona más vulnerable de la edificación como consecuencia de la irregularidad vertical presente en el sistema estructural. A partir de las distorsiones registradas en dicho nivel, se realizó el ajuste estadístico de los datos mediante funciones de densidad de probabilidad, permitiendo estimar la probabilidad de excedencia de los límites de desempeño estructural definidos conforme a los criterios establecidos por SEAOC Vision 2000 [94]. Posteriormente, con base en las

probabilidades de excedencia obtenidas, se determinaron los índices de confiabilidad estructural correspondientes a cada nivel de desempeño analizado.

Los resultados presentados en esta sección permiten evaluar de manera cuantitativa el nivel de vulnerabilidad sísmica de la estructura original, identificando la capacidad real del sistema estructural para satisfacer los objetivos de desempeño asociados a ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. En las siguientes subsecciones se presentan los resultados probabilistas obtenidos para cada nivel de amenaza sísmica considerado en esta investigación.

4.6.1. Evaluación probabilista para el nivel de ocupación inmediata (OI)

La evaluación probabilista correspondiente al nivel de desempeño de ocupación inmediata evidenció que la estructura original presenta un nivel de confiabilidad considerablemente inferior al requerido para satisfacer adecuadamente este objetivo de desempeño. Los resultados obtenidos a partir de los historiales de distorsión de entrepiso asociados a los registros sísmicos con periodo de retorno de 72 años muestran que la respuesta estructural de la edificación permanece dominada para una elevada vulnerabilidad en la planta baja, incluso ante eventos sísmicos de intensidad moderada.

La Tabla 21 presenta los índices de confiabilidad obtenidos para ambas direcciones principales de análisis, observándose valores promedio de confiabilidad estructural de aproximadamente 1.46 para la dirección EW y 1.30 para la dirección NS. Estos resultados se encuentran significativamente por debajo del valor de referencia de $\beta = 3.5$ adoptado en esta investigación como umbral mínimo aceptable de desempeño estructural, evidenciando que la estructura original no satisface adecuadamente los requerimientos probabilistas asociados al nivel de ocupación inmediata.

Tabla 21. Índices de confiabilidad estructural para el nivel de ocupación inmediata.

Registros sísmicos componentes EW					Registros sísmicos componentes NS				
Registro	Función	χ^2	Valor-p	β	Registro	Función	χ^2	Valor-p	β
S1-OI	Kernel	5.69	0.68	1.80	S1-OI	Kernel	3.75	0.92	2.18
S2-OI	Kernel	3.07	0.96	1.68	S2-OI	Kernel	4.28	0.89	1.91
S3-OI	Kernel	9.08	0.43	1.53	S3-OI	Kernel	4.07	0.91	1.45
S4-OI	Kernel	1.66	0.99	1.87	S4-OI	Kernel	6.50	0.69	0.89
S5-OI	Kernel	1.38	0.99	2.19	S5-OI	Kernel	1.63	0.99	1.20
S6-OI	Kernel	3.63	0.93	1.93	S6-OI	Kernel	2.76	0.97	1.33
S7-OI	Kernel	2.42	0.98	1.50	S7-OI	Kernel	21.34	0.08	1.27
S8-OI	Kernel	2.56	0.98	1.44	S8-OI	Kernel	8.58	0.48	0.58
S9-OI	Kernel	3.11	0.80	2.57	S9-OI	Kernel	2.20	0.98	1.18
S10-OI	Kernel	3.72	0.93	1.23	S10-OI	Kernel	2.71	0.97	1.18

S11-OI	Kernel	8.07	0.53	0.77	S11-OI	Kernel	6.28	0.71	0.66
S12-OI	Kernel	2.78	0.97	1.29	S12-OI	Kernel	3.12	0.96	1.16
S13-OI	Kernel	3.74	0.93	1.10	S13-OI	Kernel	3.24	0.95	1.37
S14-OI	Kernel	1.68	0.99	1.89	S14-OI	Kernel	1.37	0.99	1.81
S15-OI	Kernel	5.40	0.80	0.92	S15-OI	Kernel	4.45	0.88	0.83
S16-OI	Kernel	14.99	0.09	0.39	S16-OI	Kernel	1.87	0.99	1.08
S17-OI	Kernel	3.45	0.94	1.22	S17-OI	Kernel	1.97	0.99	1.99
S18-OI	Kernel	2.80	0.97	2.11	S18-OI	Kernel	1.44	0.99	1.53
S19-OI	Kernel	0.66	0.99	1.60	S19-OI	Kernel	5.78	0.76	1.78
S20-OI	Kernel	1.40	0.99	1.67	S20-OI	Kernel	3.33	0.95	1.74
S21-OI	Kernel	6.40	0.70	-0.25	S21-OI	Kernel	9.90	0.36	0.26
S22-OI	Kernel	1.19	0.06	1.61	S22-OI	Kernel	7.16	0.62	1.28
Media β				1.46	Media β				1.30

Desde una perspectiva de desempeño sísmico, los resultados indican que la estructura únicamente alcanza aproximadamente la mitad del nivel de confiabilidad requerido para garantizar condiciones compatibles con el estado de ocupación inmediata. Esto implica que, aun bajo eventos sísmicos relativamente frecuentes, existe una probabilidad elevada de que la estructura experimente demandas de deformación superiores a los límites permisibles establecidos para este nivel de desempeño. Dicho comportamiento resulta consistente con la respuesta estructural observada previamente en las Figuras 38 y 39, donde se identificó una concentración importante de distorsiones de entrepiso en la planta baja.

Un aspecto particularmente relevante es que uno de los registros sísmicos evaluados produjo un índice de confiabilidad negativo. Desde un enfoque probabilista, este resultado indica que la probabilidad de exceder el umbral de desempeño asociado al nivel OI supera el 50%, lo que refleja una condición estructural altamente desfavorable incluso ante demandas sísmicas moderadas. Este comportamiento sugiere que la estructura posee una capacidad limitada para controlar las deformaciones laterales en la planta baja, debido principalmente a la irregularidad vertical asociada al mecanismo de planta baja débil.

Adicionalmente, para cada historial de respuesta se seleccionó la distribución de probabilidad más adecuada con base en criterios de bondad de ajuste, considerando los menores valores de χ^2 y valores de p iguales o superiores a 0.05. Este procedimiento permitió garantizar una representación estadísticamente consistente de la variabilidad de las distorsiones de entrepiso antes de realizar el cálculo de la probabilidad de excedencia del límite y del índice de confiabilidad estructural correspondiente.

En conjunto, los resultados obtenidos evidencian que la configuración estructural original presenta una vulnerabilidad sísmica significativa incluso ante eventos asociados a niveles

moderados de amenaza. La reducida confiabilidad estructural observada conforma que la planta baja constituye la región crítica de la edificación y pone de manifiesto la necesidad de implementar estrategias de rehabilitación sísmica orientadas a incrementar la rigidez lateral y reducir la concentración de deformaciones inelásticas en dicho nivel.

4.6.2. Evaluación probabilista para el nivel de seguridad de vida (SV)

La evaluación probabilista correspondiente al nivel de desempeño de seguridad de vida evidenció que el incremento en la intensidad sísmica produce una degradación importante en la confiabilidad estructural de la edificación original. Bajo los registros asociados a un periodo de retorno de 475 años, la estructura desarrolla demandas de deformación considerablemente más severas, reflejando una capacidad limitada para mantener un comportamiento compatible con el desempeño esperado para este nivel de amenaza sísmica.

La Tabla 22 presenta los índices de confiabilidad estructural obtenidos para ambas direcciones principales de análisis, observándose valores promedio de la media de β iguales a 1.62 para la dirección EW y 1.65 para la dirección NS. Estos resultados permanecen muy por debajo del valor objetivo de $\beta = 3.5$ considerado en esta investigación como referencia mínima aceptable de confiabilidad estructural.

Tabla 22. Índices de confiabilidad estructural para el nivel de seguridad de vida.

Registros sísmicos componentes EW					Registros sísmicos componentes NS				
Registro	Función	x^2	Valor-p	β	Registro	Función	x^2	Valor-p	β
S1-SV	Kernel	2.71	0.97	2.73	S1-SV	Kernel	3.61	0.94	2.01
S2-SV	Kernel	4.03	0.91	0.98	S2-SV	Kernel	14.55	0.10	1.22
S3-SV	Kernel	1.18	0.99	1.94	S3-SV	Kernel	2.79	0.97	1.48
S4-SV	Kernel	8.43	0.49	1.99	S4-SV	Kernel	5.02	0.83	1.45
S5-SV	Kernel	22.13	0.08	1.04	S5-SV	Kernel	2.28	0.98	1.80
S6-SV	Kernel	7.05	0.63	0.95	S6-SV	Kernel	1.81	0.99	1.85
S7-SV	Kernel	9.88	0.36	1.07	S7-SV	Kernel	7.82	0.55	1.94
S8-SV	Kernel	1.88	0.99	1.62	S8-SV	Kernel	6.60	0.68	1.38
S9-SV	Kernel	2.43	0.98	1.47	S9-SV	Kernel	12.91	0.17	0.50
S10-SV	Kernel	14.56	0.10	0.48	S10-SV	Kernel	13.89	0.13	0.83
S11-SV	Kernel	0.95	0.99	1.11	S11-SV	Kernel	0.13	0.99	7.73
S12-SV	Kernel	12.42	0.19	1.36	S12-SV	Kernel	1.66	0.99	1.80
S13-SV	Kernel	3.35	0.94	1.89	S13-SV	Kernel	6.24	0.72	2.39
S14-SV	Kernel	0.98	0.99	0.74	S14-SV	Kernel	14.19	0.12	0.31

S15-SV	Kernel	1.77	0.99	1.38	S15-SV	Kernel	13.04	0.16	0.71
S16-SV	Kernel	1.08	0.99	2.26	S16-SV	Kernel	4.03	0.91	1.75
S17-SV	Kernel	2.90	0.97	1.92	S17-SV	Kernel	3.61	0.74	2.01
S18-SV	Kernel	2.10	0.98	7.61	S18-SV	Kernel	3.44	0.74	1.95
S19-SV	Kernel	1.24	0.99	0.60	S19-SV	Kernel	2.12	0.98	0.38
S20-SV	Kernel	3.49	0.96	0.71	S20-SV	Kernel	8.09	0.53	0.99
S21-SV	Kernel	5.76	0.76	1.20	S21-SV	Kernel	6.60	0.68	1.34
S22-SV	Kernel	2.72	0.97	0.63	S22-SV	Kernel	7.37	0.60	0.55
Media β				1.62	Media β				1.65

A diferencia del nivel de ocupación inmediata, donde la principal preocupación se relacionaba con la ocurrencia de daño estructural bajo eventos moderados, en este nivel de desempeño la problemática se centra en la capacidad de la estructura para evitar estados severos de degradación estructural. Los resultados indican que la demanda sísmica inducida por los eventos asociados a 475 años de periodo de retorno conduce a condiciones cercanas al rango de inestabilidad estructural, particularmente en la planta baja, donde se concentra la mayor parte de las deformaciones inelásticas.

Este comportamiento confirma que la irregularidad vertical presente en la estructura no solo afecta la distribución de rigideces, sino que además limita significativamente la capacidad global de disipación de energía del sistema estructural. Como consecuencia, los marcos de concreto reforzado localizados en la planta baja experimentan demandas excesivas de deformación, mientras que los niveles superiores, conformados por muros de mampostería confinada, mantienen un comportamiento relativamente rígido. Esta incompatibilidad de rigideces favorece la formación de mecanismos altamente vulnerables frente a excitaciones sísmicas severas.

Asimismo, los resultados probabilistas muestran que la estructura presenta una elevada susceptibilidad a exceder el límite de distorsión asociado al nivel de seguridad de vida. Desde una perspectiva de desempeño sísmico, esto implica que la edificación posee una capacidad reducida para garantizar condiciones adecuadas de protección estructural y seguridad para los ocupantes durante sismos raros.

Por otra parte, el ajuste estadístico realizado sobre los historiales de distorsión indicó nuevamente que la distribución Kernel proporcionó el mejor ajuste de los datos analizados. Este comportamiento sugiere que la respuesta sísmica no lineal de la estructura presenta una variabilidad compleja, influenciada directamente por las características particulares de cada movimiento sísmico y por la marcada irregularidad estructural de la edificación.

En términos generales, los resultados obtenidos para el nivel de seguridad de vida evidencian que la estructura original presenta un desempeño sísmico deficiente frente a eventos severos, mostrando niveles de confiabilidad incompatibles con los objetivos de desempeño establecidos. Esto confirma que la configuración estructural de planta baja

débil constituye el principal factor de vulnerabilidad sísmica de la edificación y pone de manifiesto la necesidad de implementar estrategias de rehabilitación capaces de reducir las concentraciones de deformación y mejorar la estabilidad global del sistema estructural.

4.6.3. Evaluación probabilista para el nivel de prevención de colapso (PC)

Bajo los registros asociados a un periodo de retorno de 975 años, la estructura desarrolló los niveles más críticos de vulnerabilidad observados en toda la investigación. Los índices de confiabilidad obtenidos evidencian que, ante demandas sísmicas extremas, la probabilidad de que la edificación exceda el límite de desempeño asociado a prevención de colapso es considerablemente elevada, reflejando una capacidad estructural insuficiente para mantener márgenes adecuados de seguridad probabilista.

Los resultados mostrados en la Tabla 23 indican valores promedio de la media del índice de confiabilidad β de 1.39 para la dirección EW y 2.05 para la dirección NS, permaneciendo ambos muy por debajo del valor objetivo de $\beta = 3.5$ considerado como referencia mínima aceptable en esta investigación.

Tabla 23. Índices de confiabilidad estructural para el nivel de prevención de colapso.

Registros sísmicos componentes EW					Registros sísmicos componentes NS				
Registro	Función	x^2	Valor-p	β	Registro	Función	x^2	Valor-p	β
S1-PC	Kernel	22.38	0.07	0.46	S1-PC	Kernel	2.45	0.98	2.24
S2-PC	Kernel	12.70	0.18	1.43	S2-PC	Kernel	8.76	0.46	0.97
S3-PC	Kernel	1.23	0.99	3.01	S3-PC	Kernel	22.07	0.007	1.85
S4-PC	Kernel	1.22	0.99	2.46	S4-PC	Kernel	9.88	0.36	2.01
S5-PC	Kernel	23.00	0.06	1.10	S5-PC	Kernel	11.39	0.25	2.21
S6-PC	Kernel	11.96	0.22	1.89	S6-PC	Kernel	5.59	0.78	1.19
S7-PC	Kernel	1.59	0.99	2.03	S7-PC	Kernel	1.52	0.99	2.57
S8-PC	Kernel	2.65	0.97	4.82	S8-PC	Kernel	1.80	0.99	1.38
S9-PC	Kernel	4.91	0.84	1.51	S9-PC	Kernel	15.07	0.09	1.41
S10-PC	Kernel	15.48	0.08	0.95	S10-PC	Kernel	9.05	0.43	0.95
S11-PC	Kernel	29.19	0.03	0.88	S11-PC	Kernel	0.57	0.99	1.62
S12-PC	Kernel	7.33	0.60	1.44	S12-PC	Kernel	2.81	0.97	1.51
S13-PC	Kernel	1.73	0.99	0.84	S13-PC	Kernel	0.18	0.99	7.72
S14-PC	Kernel	20.29	0.08	0.61	S14-PC	Kernel	16.73	0.09	0.15
S15-PC	Kernel	6.67	0.67	0.58	S15-PC	Kernel	8.45	0.49	0.38
S16-PC	Kernel	6.04	0.74	0.80	S16-PC	Kernel	11.26	0.25	2.01

S17-PC	Kernel	6.98	0.64	1.13	S17-PC	Kernel	20.41	0.07	1.85
S18-PC	Kernel	1.02	0.99	0.61	S18-PC	Kernel	1.57	0.99	4.86
S19-PC	Kernel	21.73	0.07	2.59	S19-PC	Kernel	2.40	0.98	2.75
S20-PC	Kernel	10.32	0.32	0.34	S20-PC	Kernel	7.06	0.63	0.95
S21-PC	Kernel	1.61	0.99	1.33	S21-PC	Kernel	22.51	0.07	0.65
S22-PC	Kernel	19.27	0.08	-0.28	S22-PC	Kernel	2.94	0.97	3.81
Media β				1.39	Media β				2.05

A diferencia de los escenarios sísmicos previamente analizados, donde la estructura aún conservaba cierta capacidad de respuesta antes de aproximarse a estados severos de daño, en este nivel de amenaza las probabilidades de excedencia muestran que el sistema estructural trabaja cercano a condiciones críticas de inestabilidad. Desde el punto de vista probabilista, esto implica que el margen entre la capacidad resistente y la demanda sísmica se reduce significativamente, aumentando la susceptibilidad de la estructura a desarrollar mecanismos de falla altamente desfavorables.

La diferencia observada entre ambas direcciones de análisis también resulta relevante, ya que evidencia que la respuesta estructural no presenta un comportamiento uniforme frente a excitaciones extremas. La dirección EW mostró los niveles más bajos de confiabilidad, indicando una mayor vulnerabilidad asociada a la distribución de rigidez y resistencia en dicha dirección. Este comportamiento confirma que la irregularidad estructural influye no solo en la concentración de deformaciones, sino también en la dispersión probabilista de la respuesta sísmica.

Los resultados obtenidos guardan relación con las tendencias observadas previamente en las Figuras 42 y 43, donde las distorsiones máximas de entrepiso alcanzaron valores claramente asociados a estados cercanos al colapso. Sin embargo, el enfoque probabilista empleado en esta sección permite interpretar dichos resultados desde una perspectiva más integral, incorporando explícitamente la incertidumbre inherente a la respuesta no lineal de la estructura frente a distintos movimientos sísmicos.

Asimismo, los valores-p obtenidos durante el ajuste estadístico validaron la representatividad de las distribuciones probabilísticas seleccionadas para modelar las distorsiones máximas de entrepiso, proporcionando consistencia estadística a las probabilidades de excedencia calculadas y a los índices de confiabilidad obtenidos.

En conjunto, los resultados muestran que la estructura original no posee la capacidad probabilista suficiente para satisfacer el objetivo de desempeño correspondiente a prevención de colapso. La combinación entre la elevada demanda sísmica, la concentración de deformaciones en la planta baja y la reducida capacidad de disipación de energía del sistema resistente conduce a niveles de confiabilidad incompatibles con un desempeño sísmico adecuado frente a terremotos extremos.

4.7. Rehabilitación sísmica de la edificación mediante CRPs y dispositivos Shear Link Bozzo

Con base en los resultados obtenidos en la evaluación de desempeño sísmico y confiabilidad estructural de la edificación original, se identificó que la principal vulnerabilidad del sistema estructural se concentra en la planta baja, debido a la reducida rigidez y capacidad de disipación de energía de los marcos de concreto reforzado presentes en dicho nivel. Asimismo, los análisis mostraron que las demandas sísmicas generan concentraciones importantes de distorsión de entrepiso, favoreciendo el desarrollo de mecanismos asociados a planta baja débil.

Con el propósito de mejorar el comportamiento sísmico global de la estructura y reducir la probabilidad de exceder los niveles de desempeño establecidos, se propuso una estrategia de rehabilitación basada en la implementación combinada de contravientos restringidos al pandeo (CRPs) en la planta baja débil y dispositivos Shear Link Bozzo (SLB) en los niveles superiores. Esta configuración busca incrementar la rigidez lateral, mejorar la capacidad de disipación de energía y controlar las deformaciones inelásticas desarrolladas durante eventos sísmicos severos.

En las siguientes subsecciones se describen los criterios considerados para la incorporación de ambos sistemas de rehabilitación dentro del modelado estructural de la edificación.

4.7.1. Implementación de contravientos restringidos al pandeo (CRPs) en la planta baja

Con base en la metodología descrita en la sección 3.2.4, el diseño de los contravientos restringidos al pandeo (CRPs) se desarrolló mediante la determinación del área requerida del núcleo de acero, utilizando las Ecuaciones 3.14 y 3.15. Dichas expresiones requieren como parámetros de entrada una rigidez y una resistencia objetivos del sistema estructural, las cuales fueron obtenidas a partir de la comparación entre la condición actual de la estructura y una condición estructural objetivo asociada a un mejor desempeño sísmico.

Para determinar estos parámetros, inicialmente se realizó un análisis estático no lineal (*pushover*) del modelo estructural original, obteniéndose la curva de capacidad estructural mostrada en la Figura 44. A partir de esta curva fue posible identificar la rigidez lateral inicial y el cortante global de fluencia de la estructura existente.

Como criterio de diseño se estableció una distorsión máxima objetivo de entrepiso de 0.010, valor adoptado con base en los límites de deformación recomendados para sistemas estructurales con muros de mampostería conforme a la normativa vigente [147]. Aunque en la estructura original la máxima concentración de distorsiones ocurre en la planta baja, nivel conformado principalmente por marcos de concreto reforzado cuyo límite permisible es del orden de 0.015, en una estructura rehabilitada la distribución de rigidez puede provocar que las deformaciones máximas se desarrollen en otros niveles del edificio. Por esta razón, el límite de 0.010 fue adoptado como criterio global de diseño para la toda la edificación rehabilitada.

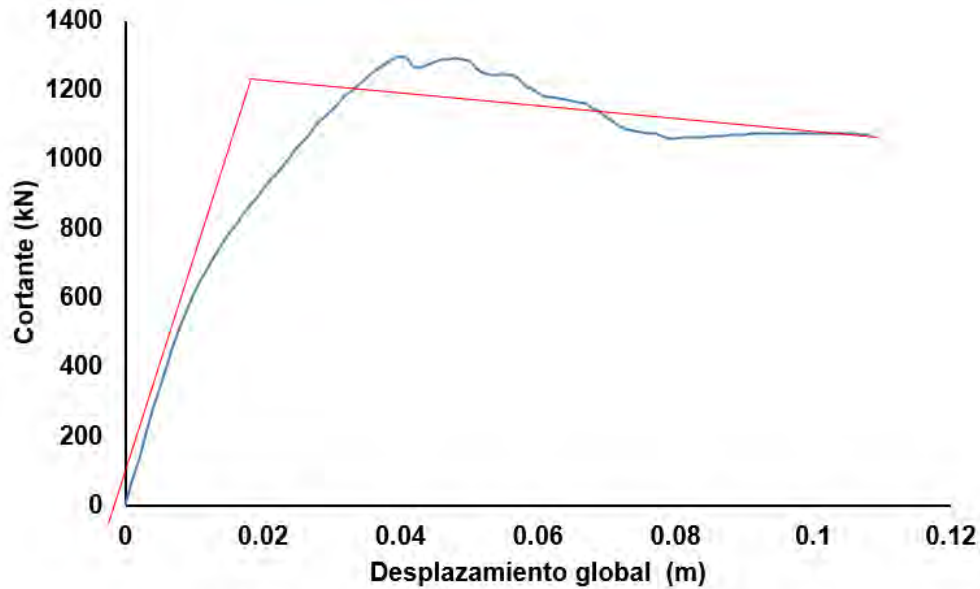


Figura 44. Curva de capacidad estructural del edificio en condición original.

Con el propósito de definir las propiedades estructurales objetivo, se desarrolló un modelo estructural requerido en el cual las columnas de la planta baja fueron redimensionadas progresivamente hasta lograr que las distorsiones de entrepiso permanecieran por debajo del valor límite establecido en todos los niveles de la estructura bajo análisis modal espectral. Posteriormente, dicho modelo fue sometido nuevamente a un análisis *pushover*, obteniéndose la curva de capacidad estructural requerida mostrada en la Figura 45.

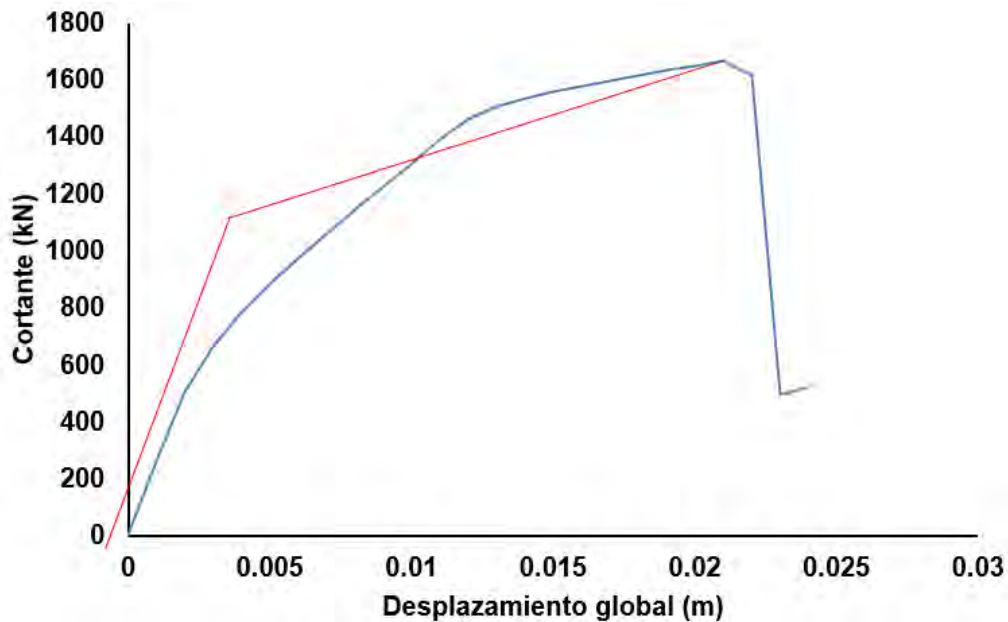


Figura 45. Curva de capacidad estructural del edificio objetivo.

Las curvas de capacidad obtenidas permitieron determinar tanto la rigidez lateral inicial del estructural, asociada a la pendiente elástica inicial, como el cortante global de fluencia

correspondiente al inicio del comportamiento inelástico. En esta investigación, la rigidez y resistencia objetivo de los CRPs se definieron como la diferencia entre los parámetros K_y y V_y del modelo estructural objetivo y aquellos correspondientes al modelo original. Los valores obtenidos se presentan en la Tabla 24.

Tabla 24. Parámetros de rigidez y resistencia objetivo para el diseño de los CRPs.

Modelo	V_y (kg)	K_y (kg/cm)	V_y objetivo (kg)	K_y objetivo kg/cm)
Original	122607.36	56769.06	-4850	162854.64
Objetivo	117757.84	219623.64		

Previo a la aplicación de las Ecuaciones 3.14 y 3.15, fue necesario determinar el factor n , el cual relaciona la longitud efectiva del núcleo del CRP con la longitud total del dispositivo. Este parámetro se define como el inverso del factor modificador de rigidez K_F , proporcionado por el fabricante de los dispositivos.

En esta investigación se emplearon contravientos restringidos al pandeo de la empresa *CoreBrace*, cuyas tablas de diseño fueron utilizadas para seleccionar las propiedades geométricas y mecánicas de los dispositivos implementados. Con base en la configuración geométrica de los marcos estructurales y la longitud de los contravientos, se adoptó un valor de $K_F = 1.67$.

Sustituyendo los parámetros correspondientes en las Ecuaciones 3.14 y 3.15, se obtuvo el área requerida del núcleo de los CRP tanto por criterio de resistencia como rigidez. El valor más crítico correspondió al criterio de rigidez, obteniéndose un área total requerida de 58.55 cm^2 , la cual fue adoptada de manera conservadora como área de diseño.

Dicha área corresponde al área total requerida de los dispositivos localizados en la planta baja y fue distribuida conforme a la configuración mostrada en la Figura 46, procurando minimizar interferencias con la funcionalidad arquitectónica del estacionamiento.

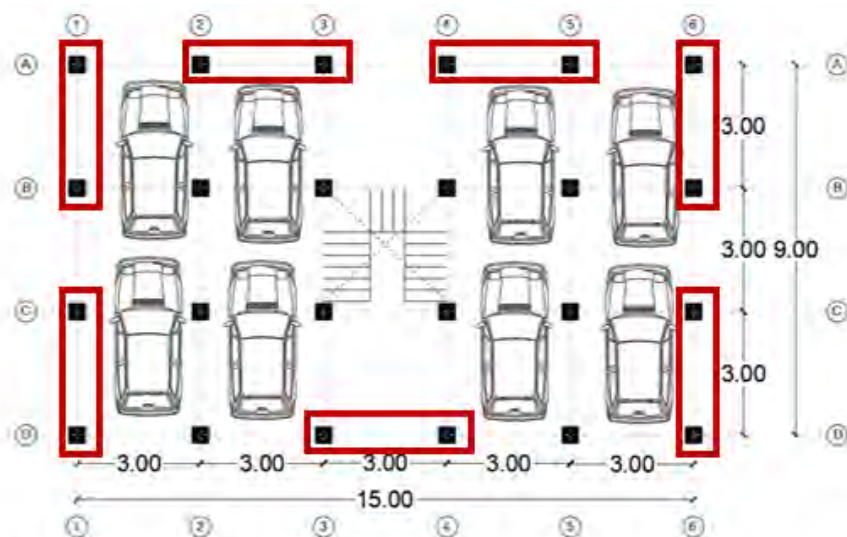


Figura 46. Distribución de los contravientos restringidos al pandeo en la planta baja.

En la dirección X se implementaron tres dispositivos: dos CRP con un área de núcleo de 19 cm^2 localizados sobre el eje A y un dispositivo adicional de 39 cm^2 sobre el eje D. En la dirección perpendicular se colocaron cuatro dispositivos, cada uno con un área de 19 cm^2 . La selección final de las áreas se realizó de forma conservadora y en concordancia con las capacidades disponibles en las tablas de diseño proporcionadas por *CoreBrace*.

Finalmente, para la incorporación de los dispositivos en el modelo numérico no lineal desarrollado en ETABS [89], la rigidez equivalente de cada CRP fue determinada mediante la Ecuación 3.11, permitiendo definir adecuadamente el comportamiento axial no lineal de los dispositivos dentro del análisis dinámico no lineal de la estructura rehabilitada.

4.7.2. Implementación de dispositivos Shear Link Bozzo (SLB) en niveles superiores

Los dispositivos *Shear Link Bozzo* (SLB) fueron incorporados al modelo estructural mediante la implementación de la base de datos del fabricante correspondiente a dispositivos SLB de cuarta generación dentro del software ETABS [89]. Para ello, se utilizó el complemento computacional DISSIPA-SLB v21, desarrollado por el Ing. Edinson Muñoz, el cual permite integrar las propiedades mecánicas y parámetros de diseño de este tipo de disipadores al modelo numérico.

El sistema de acoplamiento de los dispositivos se desarrolló mediante diagonales metálicas tipo chevrón con una sección transversal de $200 \times 200 \times 25 \text{ mm}$, permitiendo transmitir las fuerzas laterales hacia los elementos disipadores. Los elementos tipo *Link* fueron definidos considerando su comportamiento en la dirección local 2, correspondiente a la dirección principal de deformación de los disipadores.

El proceso de selección de los disipadores se realizó de manera iterativa, evaluando diferentes configuraciones hasta alcanzar relaciones demanda/capacidad (D/C) adecuadas en todos los dispositivos implementados. Como criterio de aceptación se adoptó un valor máximo D/C menor a 1.5, garantizando que los dispositivos trabajaran dentro de rangos aceptables de desempeño bajo acciones sísmicas consideradas en esta investigación.

Los resultados correspondientes a la iteración final de diseño se presentan en la Tabla 25, donde se observa que todos los dispositivos cumplieron satisfactoriamente con el criterio establecido.

Tabla 25. Iteración final de diseño de los dispositivos SLB implementados en la estructura.

Iteración final					Control	
Nivel	Elemento Link	V (kN)	SLB	$F_y(\text{kN})$	D/C	Cumple
5	K28	68.89	SLB4 10_5	151.79	0.45	¡Ok!
5	K29	73.24	SLB4 10_5	151.79	0.48	¡Ok!
5	K32	62.12	SLB4 10_5	151.79	0.41	¡Ok!

5	K33	55.13	SLB4 10_5	151.79	0.36	¡Ok!
5	K36	79.26	SLB4 10_5	151.79	0.52	¡Ok!
5	K37	89.12	SLB4 10_5	151.79	0.59	¡Ok!
5	K40	92.14	SLB4 10_5	151.79	0.61	¡Ok!
5	K41	75.93	SLB4 10_5	151.79	0.50	¡Ok!
5	K44	80.77	SLB4 10_5	151.79	0.53	¡Ok!
5	K47	58.42	SLB4 10_5	151.79	0.38	¡Ok!
4	K30	80.5	SLB4 10_5	151.79	0.53	¡Ok!
4	K31	86.3	SLB4 10_5	151.79	0.57	¡Ok!
4	K34	73.9	SLB4 10_5	151.79	0.49	¡Ok!
4	K35	66.2	SLB4 10_5	151.79	0.44	¡Ok!
4	K38	92.4	SLB4 10_5	151.79	0.61	¡Ok!
4	K39	104.1	SLB4 10_5	151.79	0.69	¡Ok!
4	K42	108.3	SLB4 10_5	151.79	0.71	¡Ok!
4	K43	88.7	SLB4 10_5	151.79	0.58	¡Ok!
4	K45	94.6	SLB4 10_5	151.79	0.62	¡Ok!
4	K48	69.8	SLB4 10_5	151.79	0.46	¡Ok!
3	K9	86.2	SLB4 10_5	151.79	0.57	¡Ok!
3	K11	92.5	SLB4 10_5	151.79	0.61	¡Ok!
3	K16	79.1	SLB4 10_5	151.79	0.52	¡Ok!
3	K17	71.4	SLB4 10_5	151.79	0.47	¡Ok!
3	K18	99.3	SLB4 10_5	151.79	0.65	¡Ok!
3	K19	111.8	SLB4 10_5	151.79	0.74	¡Ok!
3	K20	116.4	SLB4 10_5	151.79	0.77	¡Ok!
3	K21	95.6	SLB4 10_5	151.79	0.63	¡Ok!
3	K22	101.9	SLB4 10_5	151.79	0.67	¡Ok!
3	K61	105.4	SLB4 10_5	151.79	0.69	¡Ok!
2	K4	105.6	SLB4 10_5	151.79	0.70	¡Ok!
2	K10	104.2	SLB4 10_5	151.79	0.69	¡Ok!
2	K12	148.3	SLB4 10_5	151.79	0.98	¡Ok!
2	K13	158.4	SLB4 10_5	151.79	1.04	¡Ok!
2	K14	145.2	SLB4 10_5	151.79	0.96	¡Ok!

2	K15	189.8	SLB4 10_5	151.79	1.25	¡Ok!
2	K24	163.6	SLB4 10_5	151.79	1.08	¡Ok!
2	K25	180.4	SLB4 10_5	151.79	1.19	¡Ok!
2	K26	195.9	SLB4 10_5	151.79	1.29	¡Ok!
2	K27	198.3	SLB4 10_5	151.79	1.31	¡Ok!

Los mayores valores de demanda se concentraron en los dispositivos localizados en los niveles inferiores, particularmente en el segundo nivel, lo cual resulta consistente con la distribución de fuerzas sísmicas y con la mayor concentración de deformaciones observadas en la estructura original. Sin embargo, incluso en estos casos, las relaciones demanda/capacidad permanecieron dentro de los límites establecidos, indicando que los dispositivos seleccionados poseen capacidad suficiente para disipar energía sin alcanzar condiciones críticas de falla.

Finalmente, la Figura 47 presenta el modelo estructural completo de la edificación rehabilitada, en el cual se integran los contravientos restringidos al pandeo en la planta baja y los dispositivos SLB en los niveles superiores, conformando un sistema híbrido de rehabilitación sísmica orientado tanto al incremento de rigidez lateral como a la disipación suplementaria de energía.

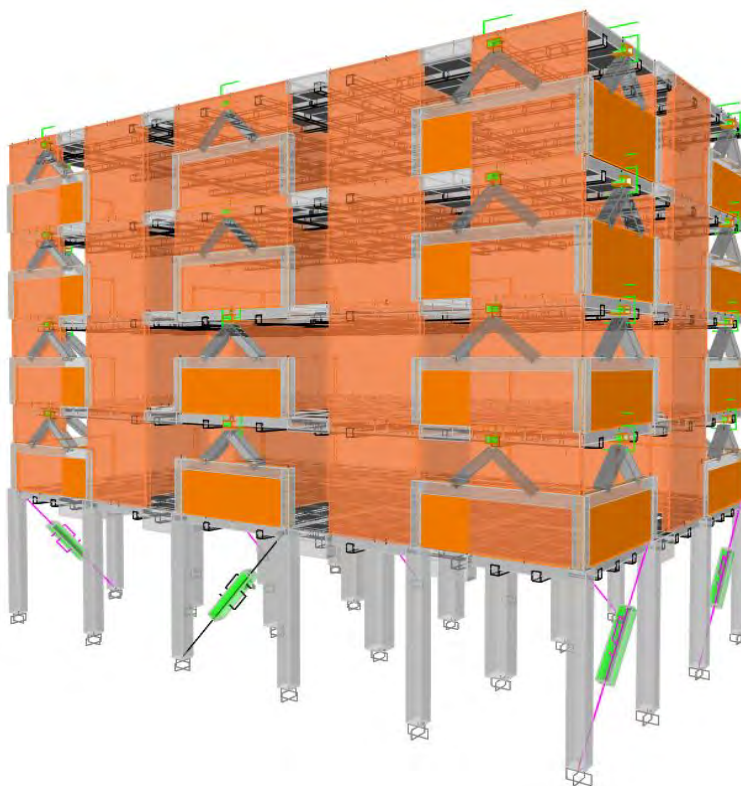


Figura 47. Modelo estructural rehabilitado mediante CRP y dispositivos SLB en el software ETABS.

4.8. Selección y procesamiento de registros sísmicos para la edificación rehabilitada

La presente sección muestra los resultados del proceso de selección y procesamiento de registros sísmicos correspondientes al modelo estructural rehabilitado, siguiendo la metodología descrita previamente en la sección 3.2.3. Para el desarrollo de los análisis dinámicos no lineales se consideró un total de 66 pares de acelerogramas, distribuidos equitativamente entre los tres periodos de retorno analizados: 72, 475 y 975 años.

La selección de los registros sísmicos se realizó posteriormente a la implementación del sistema de rehabilitación estructural y a la ejecución del análisis modal espectral del modelo reforzado. A partir de dicho análisis se identificaron los periodos fundamentales de vibración en ambas direcciones principales de la estructura, obteniéndose un periodo fundamental promedio de $T_1 = 0.25$ s. Este valor fue utilizado para definir el intervalo espectral comprendido entre $0.2T_1$ y $2.0T_1$, rango dentro del cual se verificó que el promedio ajustado de los acelerogramas seleccionados reprodujera adecuadamente el espectro objetivo correspondiente a cada nivel de amenaza sísmica.

Es importante señalar que, de manera preliminar, se desarrolló una primera selección de registros considerados únicamente la incorporación de CRPs en la planta baja. Sin embargo, los análisis dinámicos no lineales realizados sobre dicha configuración evidenciaron una redistribución desfavorable de las deformaciones laterales hacia los niveles superiores de la estructura. Este comportamiento motivó la incorporación de dispositivos SLBs en los pisos superiores, con el propósito de mejorar la disipación de energía y controlar las demandas de deformación inducidas por la modificación de rigidez provocada por los CRP.

En consecuencia, los registros sísmicos finalmente seleccionados y presentados en esta sección corresponden al modelo estructural rehabilitado completo, conformado por CRP en la planta baja y dispositivos SLB en los niveles superiores.

Los acelerogramas fueron seleccionados a partir de una base de datos de movimientos sísmicos reales y posteriormente escalados mediante el método del promedio geométrico de la aceleración espectral. Asimismo, la duración significativa de los registros fue delimitada mediante el criterio de Intensidad de Arias, considerando el intervalo comprendido entre el 5% y el 95% de la intensidad acumulada, con el objetivo de conservar el contenido energético más representativo del movimiento sísmico.

Las características principales y los factores de escalamiento de los registros seleccionados se presentan en la Tabla 26.

Tabla 26. Características y factores de escalamiento de los registros sísmicos seleccionados para la estructura rehabilitada.

Ocupación inmediata							
Registro	Estación	Magnitud (M _w)	Factor de escala	Registro	Estación	Magnitud (M _w)	Factor de escala
S1-OI	Las Negras	6.5	0.87	S12-OI	Riito	7.2	0.43

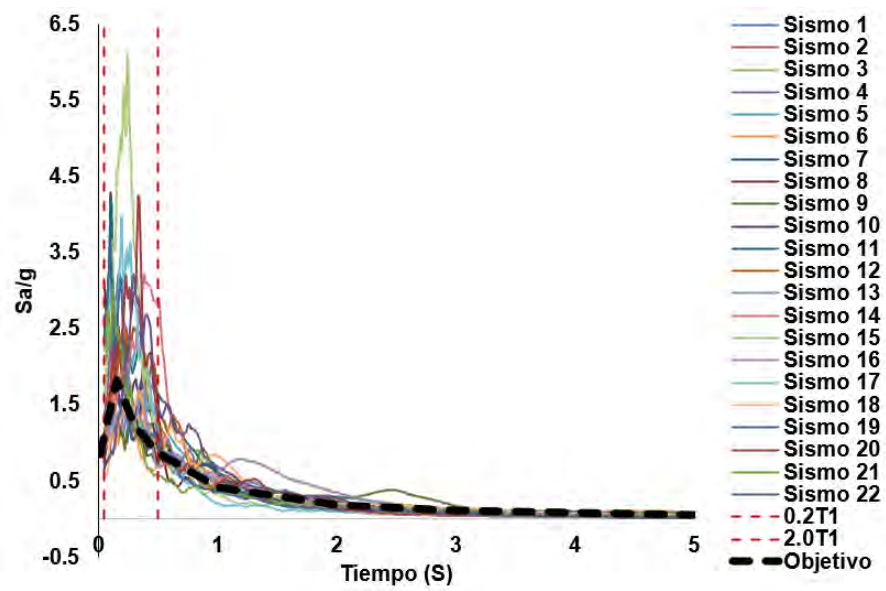
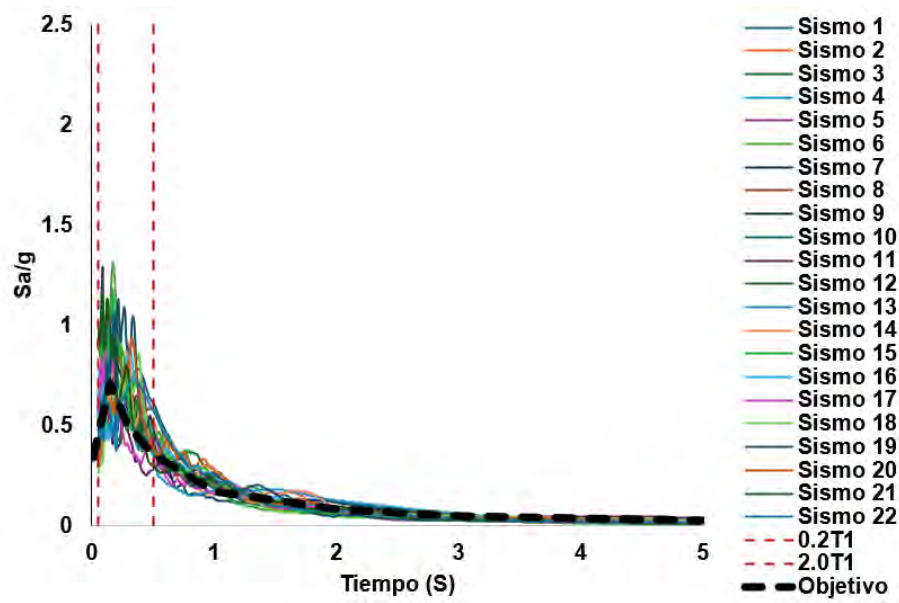
S2-OI	San Martín Canseco	6.5	1.57	S13-OI	Nuxco 2	6.0	1.50
S3-OI	Rio Grande	6.5	1.05	S14-OI	Tamazulapan	5.7	2.12
S4-OI	Alameda de Leon	6.2	1.86	S15-OI	Victoria	5.8	2.39
S5-OI	San Martín Canseco	6.2	2.07	S16-OI	Planta Geotermica	5.4	2.44
S6-OI	Caleta de Campos	6.1	1.07	S17-OI	Papanao	5.2	2.19
S7-OI	Atoyac	5.9	2.58	S18-OI	Jalapa del Marques	6.4	0.85
S8-OI	Planta Geotermica	5.8	0.82	S19-OI	Escuela Mugica	6.0	1.87
S9-OI	Caleta de Campos	6.2	2.05	S20-OI	Tamaulipas	5.4	1.65
S10-OI	Chihuahua	5.3	2.20	S21-OI	Tamaulipas	5.3	1.93
S11-OI	Salina Cruz	5.9	0.90	S22-OI	Tamaulipas	5.8	1.66

Seguridad de vida

Registro	Estación	Magnitud (M _w)	Factor de escala	Registro	Estación	Magnitud (M _w)	Factor de escala
S1-SV	Las Negras	6.4	2.14	S12-SV	Tamazulapan	6.5	3.26
S2-SV	Chihuahua	5.4	3.24	S13-SV	Huamelula	6.0	3.24
S3-SV	Rio Grande	6.2	2.58	S14-SV	Xoxocotlan	6.2	2.99
S4-SV	Caleta de Campos	6.4	2.64	S15-SV	Oaxaca Medicina	6.3	2.69
S5-SV	Planta Geotermica	5.9	2.03	S16-SV	Volcan de Cerro Prieto	5.8	2.25
S6-SV	Salina Cruz	6.3	2.22	S17-SV	Pinotepa Nacional	5.4	3.28
S7-SV	Riito	6.8	2.06	S18-SV	Zacatula	6.8	2.10
S8-SV	Jamiltepec	5.8	2.56	S19-SV	Petatlan II	5.9	3.14
S9-SV	Michoacan de Ocampo	6.5	2.03	S20-SV	Oaxaca Medicina	6.0	3.30
S10-SV	Jalapa del Marques	6.6	3.10	S21-SV	Niltepec	6.1	2.39

S11-SV	Planta Geotermica	5.7	2.84	S22-SV	Sicartsa Testigo	5.8	2.67
Prevención de colapso							
Registro	Estación	Magnitud (M_w)	Factor de escala	Registro	Estación	Magnitud (M_w)	Factor de escala
S1-PC	Las Negras	6.7	2.77	S12-PC	Michoacan de Ocampo	6.8	2.33
S2-PC	Rio Grande	6.4	3.34	S13-PC	Oaxaca Medicina	6.2	4.79
S3-PC	Caleta de Campos	6.5	3.42	S14-PC	Sicartsa Testigo	6.3	3.46
S4-PC	Planta Geotermica	6.2	2.63	S15-PC	Delta	5.9	3.87
S5-PC	Riito	6.7	2.37	S16-PC	Sicartsa Maestro	6.1	4.31
S6-PC	Jalapa del Marques	6.5	3.42	S17-PC	Sicartsa Testigo	6.0	4.26
S7-PC	Pinotepa Nacional	5.7	4.54	S18-PC	San Juan de los Llanos	6.7	2.64
S8-PC	Volcan de Cerro Prieto	6.3	2.62	S19-PC	San Juan de los Llanos	6.4	2.83
S9-PC	Niltepec	6.4	2.80	S20-PC	Planta Geotermica	6.5	2.49
S10-PC	Zacatula	6.6	2.73	S21-PC	Acapulco Cultural	5.7	4.24
S11-PC	Jamiltepec	6.1	3.32	S22-PC	Delta	5.7	3.48

Por otra parte, la Figura 48 muestra los espectros de respuesta correspondientes a los 66 pares de registros seleccionados para los tres niveles de intensidad sísmica considerados, observándose una adecuada compatibilidad entre los espectros promedio ajustados y los respectivos espectros objetivo definidos para la estructura rehabilitada.



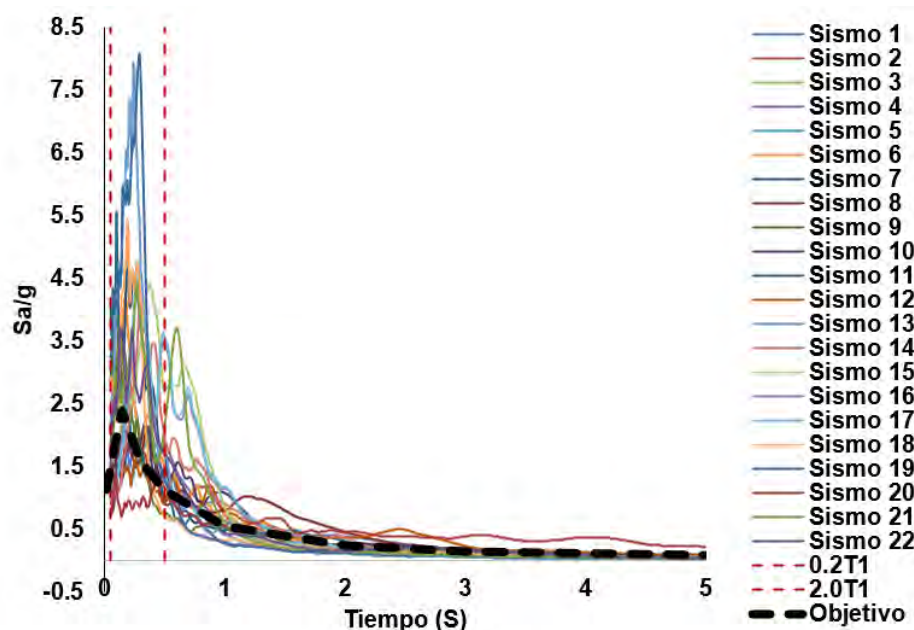


Figura 48. Compatibilidad espectral de los registros sísmicos seleccionados para la estructura rehabilitada para los periodos de retorno de 72, 475 y 975 años.

4.9. Modelado no lineal de la edificación rehabilitada para análisis dinámicos no lineales

Los análisis dinámicos no lineales de la estructura rehabilitada se realizaron mediante el software ETABS v21 [89], utilizando un modelo numérico tridimensional desarrollado con el propósito de representar adecuadamente la respuesta sísmica inelástica tanto de los elementos estructurales existentes como de los sistemas de rehabilitación implementados. El modelo considera la interacción entre los marcos de concreto reforzado de la planta baja, los muros de mampostería confinada de los niveles superiores y los dispositivos de disipación de energía incorporados en la estructura rehabilitada.

Debido a que la planta baja continúa representando la región con mayor concentración de demanda sísmica asociada al mecanismo de planta baja débil, las columnas de concreto reforzado fueron modeladas mediante elementos tipo barra con rótulas no lineales P-M2-M3 basadas en secciones de fibras. Este tipo de formulación discretiza la sección transversal en múltiples fibras de concreto y acero, permitiendo representar explícitamente la distribución no lineal de esfuerzos y deformaciones, así como la interacción entre carga axial y flexión biaxial bajo acciones sísmicas cíclicas. Las rótulas asignadas permiten reproducir fenómenos asociados con fluencia, degradación de rigidez y deterioro resistente durante la respuesta inelástica de la estructura.

Por otra parte, las vigas de concreto reforzado fueron modeladas mediante rótulas no lineales de flexión tipo M3 localizadas en ambos extremos de los elementos. Esta consideración permite representar el desarrollo de mecanismos plásticos por flexión y la

redistribución de fuerzas internas conforme incrementa la inestabilidad del movimiento sísmico.

El comportamiento constitutivo del concreto confinado se definió mediante una relación esfuerzo-deformación no lineal capaz de representar adecuadamente la respuesta del material bajo cargas cíclicas. Asimismo, la respuesta histerética fue modelada mediante reglas de histéresis de tipo cinemático, permitiendo simular fenómenos asociados con degradación de rigidez y disipación de energía durante ciclos sucesivos de carga y descarga. De manera similar, el acero de refuerzo fue representado mediante una relación esfuerzo-deformación bilineal con endurecimiento por deformación y reglas histeréticas de tipo cinemático, permitiendo capturar los procesos de fluencia, descarga y recarga del material bajo condiciones inelásticas.

Respecto a los muros de mampostería confinada que permanecieron sin modificaciones dentro de la estructura rehabilitada, estos fueron modelados siguiendo el procedimiento de calibración descrito previamente en la Sección 4.4, donde se definieron las propiedades histeréticas y parámetros de comportamiento no lineal mediante el método de la columna ancha calibrado con evidencia experimental.

Los contravientos restringidos al pandeo (CRPs) implementados en la planta baja fueron modelados mediante elementos tipo Link no lineales gobernados por una formulación histerética de *Bouc-Wen* [164]. Este modelo permite representar el comportamiento axial global de los dispositivos, incluyendo la rigidez elástica inicial, fluencia, endurecimiento post-fluencia, respuesta cíclica estable y disipación histerética de energía tanto en tensión como en compresión. La estrategia de modelado adoptada resulta consistente con investigaciones previas relacionadas con la caracterización no lineal y evaluación sísmica de CRPs [165], [166], [167]. Los parámetros del modelado, incluyendo la rigidez inicial K_1 , fuerza de fluencia F_y , rigidez post-fluencia K_2 , relación de rigidez $r = K_2/K_1$ y exponente histerético n , fueron definidos a partir de información técnica proporcionada por el fabricante, ensayos de calibración y literatura especializada asociada con la configuración adoptada en esta investigación.

De manera similar, los dispositivos Shear Link Bozzo (SLB) incorporados en los niveles superiores fueron modelados mediante elementos Link no lineales con comportamiento histerético Plastic Wen [164], siguiendo las recomendaciones reportadas por Bozzo et al. [168] y el *CSI Analysis Reference Manual* [89]. El modelado constitutivo incorpora parámetros asociados con la rigidez elástica inicial, fuerza de fluencia, rigidez post-fluencia, transición histerética y respuesta cíclica del disipador. Las propiedades adoptadas corresponden directamente a los dispositivos seleccionados durante el proceso de diseño presentado en la Sección 4.7.

En las regiones asociadas con la implementación del sistema SLB, los muros de mampostería confinada fueron modelados mediante elementos tipo Shell multicapa con comportamiento no lineal, mientras que los elementos de confinamiento de concreto reforzado fueron representados mediante elementos tipo *Frame* no lineales. Esta formulación permitió representar a los paneles de mampostería como medios continuos equivalentes con rigidez distribuida en su plano y capacidad de transferencia de fuerzas compatible con los elementos estructurales circundantes. La interacción entre muros, elementos de confinamiento y dispositivos disipadores se garantizó mediante

compatibilidad cinemática en los nodos compartidos entre elementos *Shell* y *Frame*. No se incorporaron elementos explícitos de contacto o separación en la interfaz mampostería-marco; sin embargo, esta aproximación se consideró adecuada para los análisis dinámicos no lineales globales desarrollados en la presente investigación. Asimismo, debido a que los dispositivos SLB comienzan a disipar energía desde niveles relativamente pequeños de deformación, se espera que una parte importante de la respuesta histerética y disipación de energía se concentre directamente en los disipadores, reduciendo parcialmente la demanda no lineal transmitida hacia los muros de mampostería y elementos de confinamiento circundantes.

4.10. Evaluación del desempeño sísmico de la edificación rehabilitada

La presente sección muestra los resultados de la evaluación del desempeño sísmico de la edificación rehabilitada mediante la implementación de CRPs en la planta baja y dispositivos SLB en los niveles superiores. La evaluación se desarrolló a partir de análisis dinámicos no lineales en el dominio del tiempo, utilizando los registros sísmicos seleccionados para los tres niveles de amenaza considerados en esta investigación

El objetivo principal de esta etapa consiste en analizar la efectividad del sistema de rehabilitación propuesto para modificar la respuesta sísmica global de la estructura, particularmente en términos de control de distorsiones de entrepiso, redistribución de demandas laterales y reducción de la concentración de deformaciones asociadas al mecanismo de planta baja débil identificado en la estructura original.

La evaluación del desempeño estructural se realizó considerando los niveles establecidos por SEAOC Vision 2000 [94], correspondientes a ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso, asociados respectivamente a periodos de retorno de 72, 475 y 975 años. Como parámetro principal de evaluación se utilizó la distorsión de entrepiso, debido a que esta variable representa uno de los indicadores más relevantes para identificar niveles de daño estructural y comportamiento inelástico en edificaciones sometidas a excitaciones sísmicas.

A diferencia del comportamiento observado en la estructura original, donde las deformaciones se concentraban predominantemente en la planta baja, la incorporación de los sistemas de rehabilitación modificó la distribución de rigidez, resistencia y disipación de energía de la edificación. En consecuencia, los resultados presentados en las siguientes subsecciones permiten evaluar no solamente la reducción global de las demandas sísmicas, sino también la capacidad del sistema híbrido de rehabilitación para controlar y mejorar el desempeño sísmico integral de la estructura ante distintos niveles de intensidad sísmica.

4.10.1. Desempeño sísmico para el nivel de ocupación inmediata (OI)

La respuesta sísmica de la estructura rehabilitada para el nivel de desempeño de ocupación inmediata fue evaluada mediante análisis dinámicos no lineales utilizando los registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 72 años. Los resultados se expresan en términos de distorsión máxima de entrepiso, considerando como respuesta representativa la mediana obtenida a partir de los 22 registros sísmicos analizados.

Las Figuras 49 y 50 muestran los perfiles de distorsión de entrepiso correspondientes a ambas direcciones principales de análisis. En comparación con la configuración original

de la estructura, se observa una reducción significativa y consistente de las demandas de deformación a lo largo de la altura del edificio. La mejora más importante se presenta en la planta baja, nivel donde previamente se concentraban las mayores deformaciones debido al mecanismo de planta baja débil identificado en la estructura sin rehabilitación.

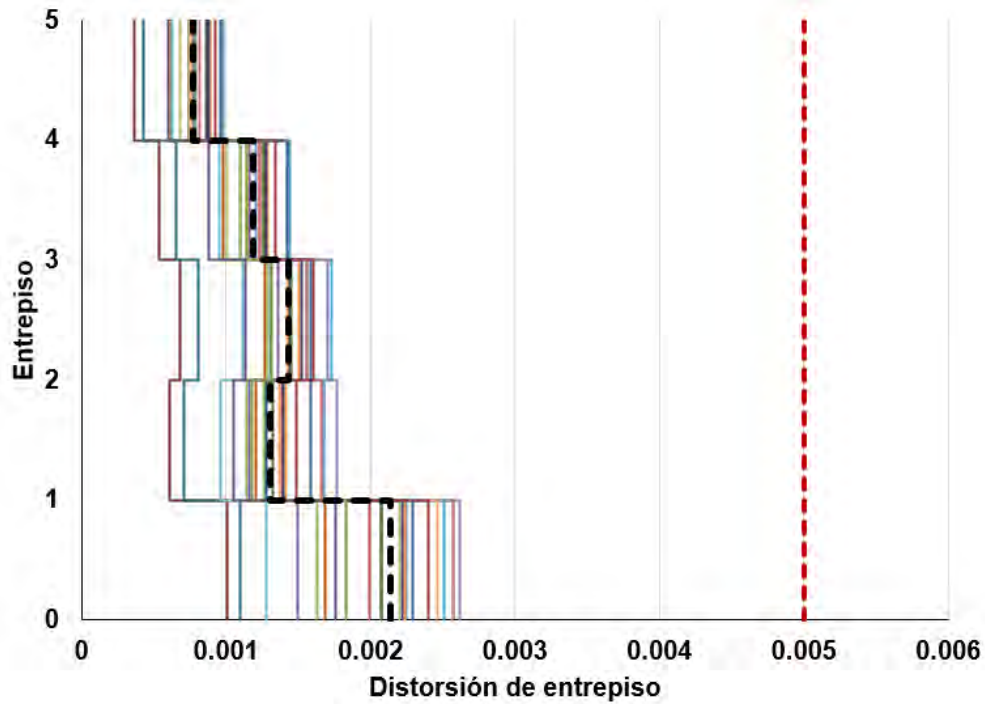


Figura 49. Perfil de distorsión de entrepiso de la estructura rehabilitada en la dirección EW para el nivel de ocupación inmediata.

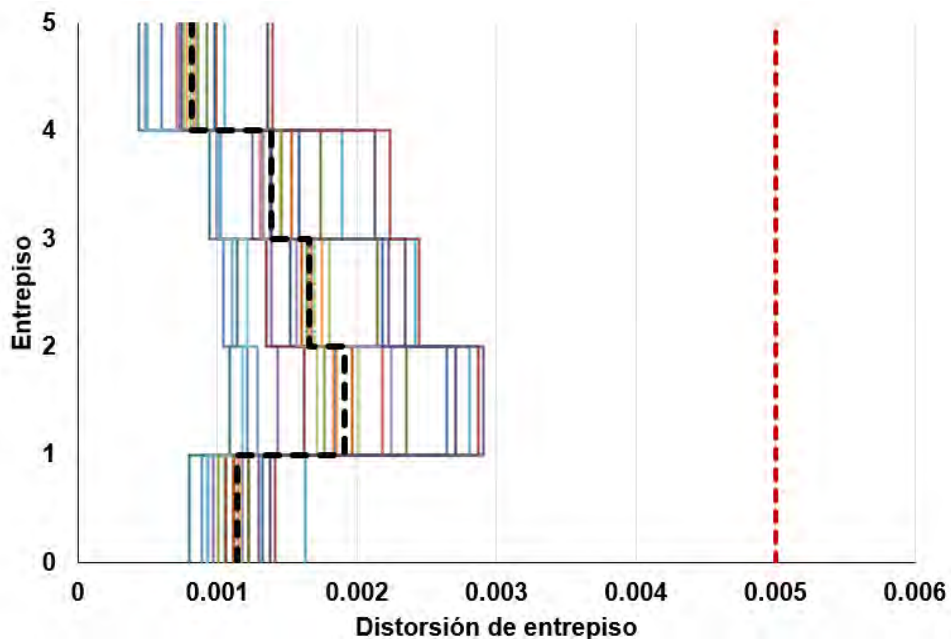


Figura 50. Perfil de distorsión de entrepiso de la estructura rehabilitada en la dirección NS para el nivel de ocupación inmediata.

Posterior a la implementación del sistema híbrido de rehabilitación, las distorsiones de entrepiso permanecen por debajo de los límites establecidos para el nivel de ocupación inmediata, evidenciando una redistribución más uniforme entre los diferentes elementos resistentes. Este comportamiento indica que la incorporación de los CRP y dispositivos SLB logró modificar favorablemente la respuesta dinámica global de la estructura, reduciendo la concentración localizada de demanda sísmica observada originalmente.

Desde el punto de vista direccional, la componente NS presenta una distribución de deformaciones más uniforme a lo largo de la altura del edificio, mientras que en la dirección EW aún se observa una ligera concentración de distorsión en el primer nivel. No obstante, en ambos sentidos de análisis las demandas permanecen dentro de rangos aceptables y no se identifica patrones de amplificación significativa ni respuestas asociadas con inestabilidad estructural.

El comportamiento local de los sistemas de rehabilitación se presenta mediante las Figuras 51 y 52, donde se muestran respuestas histeréticas representativas de los dispositivos implementados. Los CRP localizados en la planta baja desarrollaron ciclos histeréticos estables y prácticamente simétricos, con incursiones moderadas en el rango inelástico y sin evidencia significativa de degradación de rigidez o resistencia. Este comportamiento confirma la activación temprana de los dispositivos y su adecuada capacidad de disipación de energía incluso antes niveles moderados de demanda sísmica.

Por otra parte, los dispositivos SLB instalados en los niveles superiores presentaron una respuesta predominantemente elástica, caracterizada por ciclos histeréticos reducidos y limitada disipación de energía. Este comportamiento sugiere que, para el nivel de desempeño de ocupación inmediata, la principal contribución de los dispositivos SLB se relaciona con el incremento de rigidez lateral y el control de deformaciones más que con una disipación histerética significativa.

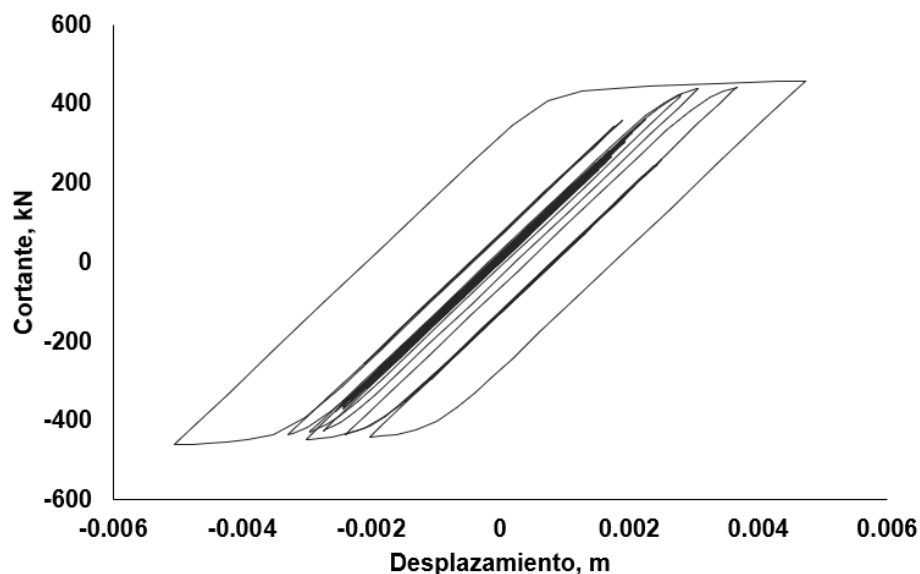


Figura 51. Respuesta histerética representativa de los dispositivos CRP para el nivel de ocupación inmediata.

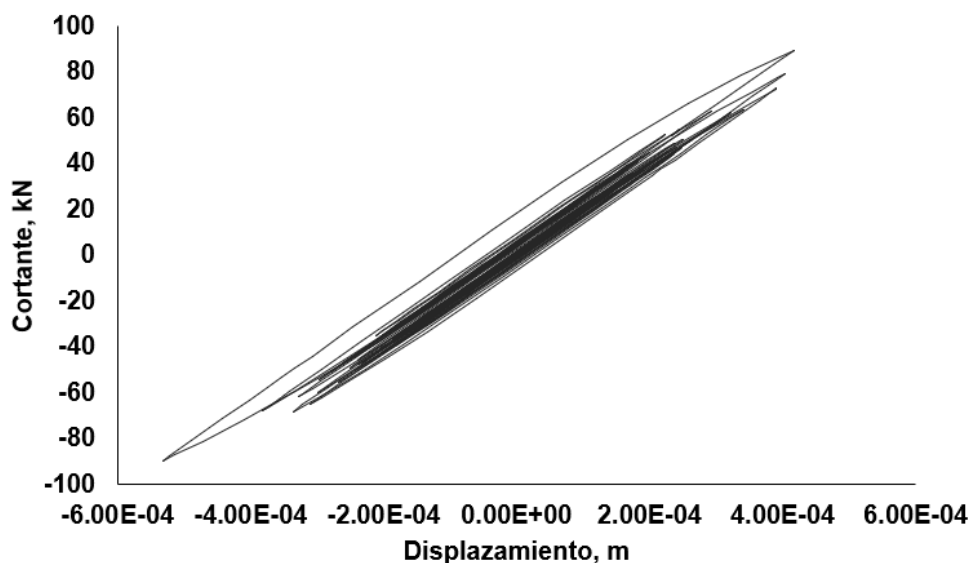


Figura 52. Respuesta histerética representativa de los dispositivos SLB para el nivel de ocupación inmediata.

En conjunto, los resultados obtenidos indican que la estrategia de rehabilitación implementada logró mitigar de manera efectiva el mecanismo de planta baja débil presente en la estructura original, estableciendo una respuesta sísmica más controlada, estable y compatible con los objetivos de desempeño asociados al nivel de ocupación inmediata.

4.10.2. Desempeño sísmico para el nivel de seguridad de vida (SV)

Bajo el nivel de amenaza sísmica asociado a un periodo de retorno de 475 años, la estructura rehabilitada mantiene una respuesta global estable y adecuadamente controlada, aun cuando la demanda sísmica representa un incremento significativo respecto al nivel de ocupación inmediata. Los resultados obtenidos mediante los análisis dinámicos no lineales muestran que las tendencias de comportamiento identificadas para sismos frecuentes se conservan incluso ante niveles de excitación más severos.

Las Figuras 53 y 54 presentan los perfiles de distorsión máxima de entrepiso correspondientes a ambas direcciones principales de análisis. Se observa que las demandas de deformación permanecen por debajo de los límites establecidos para el nivel de desempeño de seguridad de vida en prácticamente toda la altura de la estructura, lo cual evidencia que el sistema híbrido de rehabilitación conserva una relación demanda-capacidad favorable bajo condiciones sísmicas de mayor intensidad.

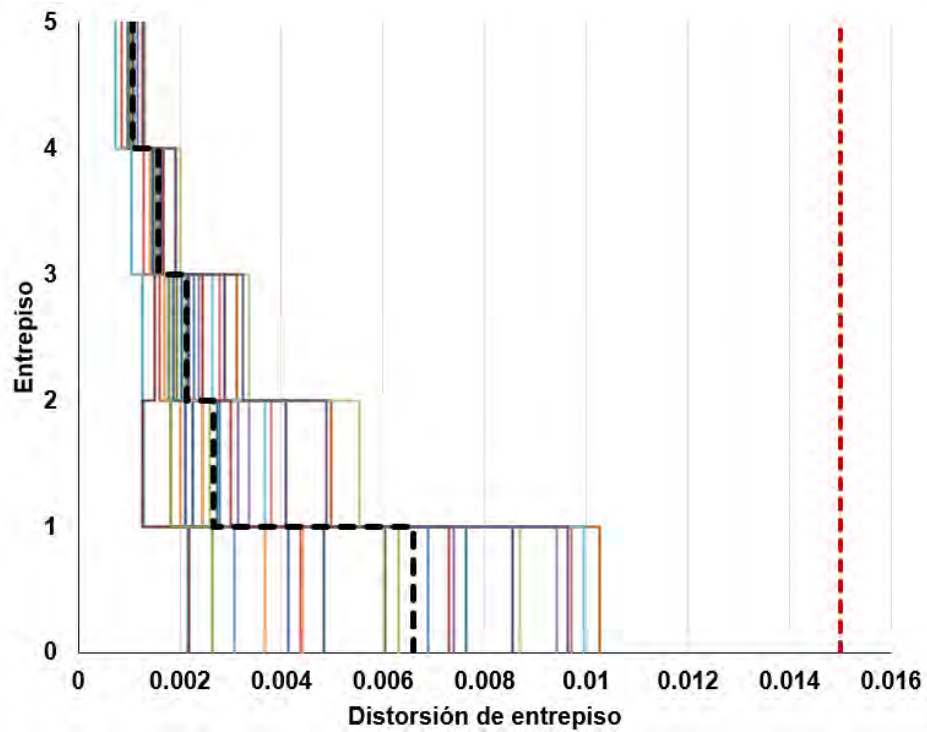


Figura 53. Perfil de distorsión de entrepiso de la estructura rehabilitada en la dirección EW para el nivel de seguridad de vida.

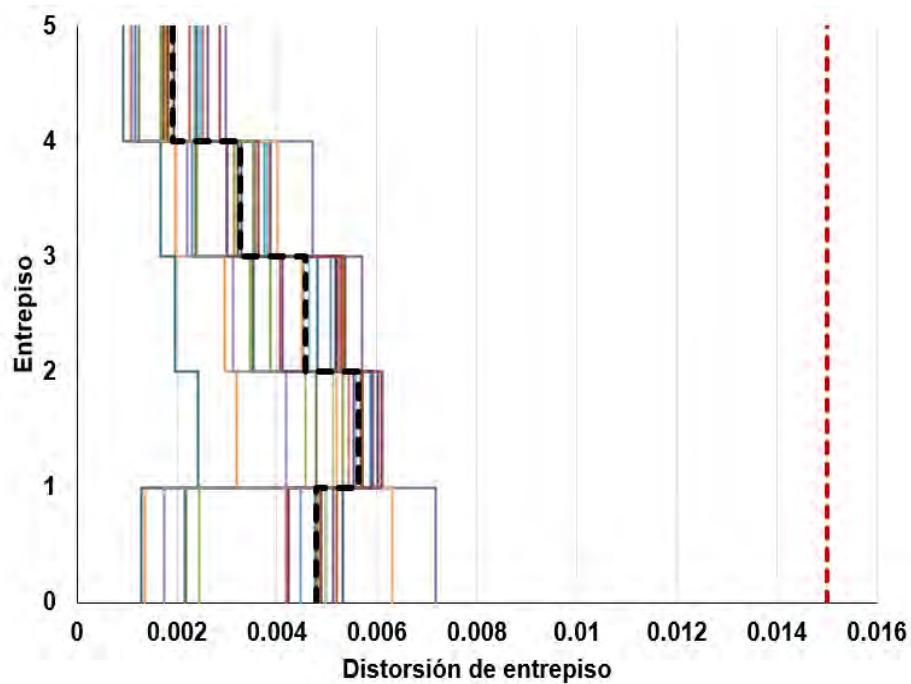


Figura 54. Perfil de distorsión de entrepiso de la estructura rehabilitada en la dirección NS para el nivel de seguridad de vida.

En comparación con el nivel de ocupación inmediata, se observa un incremento moderado en las deformaciones laterales, principalmente en la planta baja. Sin embargo,

a diferencia del comportamiento identificado en la estructura original, no se desarrolla un mecanismo crítico de concentración de deformaciones ni se evidencian patrones asociados con inestabilidad estructural. Este comportamiento sugiere que la incorporación de los CRPs permitió controlar de manera efectiva la vulnerabilidad originalmente asociada al mecanismo de planta baja débil.

Desde el punto de vista direccional, la componente NS continúa presentando una distribución de deformaciones relativamente uniforme a lo largo de la altura del edificio. Por su parte, la dirección EW mantiene una ligera concentración de distorsión en el primer nivel, consistente con las características dinámicas y de rigidez propias de dicha dirección. No obstante, las demandas obtenidas permanecen dentro de márgenes estructuralmente aceptables y significativamente inferiores a las observadas en la configuración original de la edificación.

La evolución del comportamiento local de los sistemas de disipación se presenta mediante las Figuras 55 y 56, donde se muestran respuestas histeréticas representativas de los dispositivos implementados. En este nivel de desempeño, los CRP desarrollan ciclos histeréticos más amplios y pronunciados en comparación con los observados para el nivel de ocupación inmediata, reflejando una mayor incursión en el rango inelástico. A pesar del incremento en la demanda, los dispositivos mantienen una respuesta cíclica estable, sin evidencia significativa de degradación de rigidez o pérdida importante de resistencia, confirmando su capacidad para disipar energía de manera eficiente bajo excitaciones sísmicas severas.

Por otra parte, los SLB presentan una participación más activa respecto al nivel de desempeño anterior, mostrando incursiones inelásticas más evidentes y una mayor contribución a la disipación histerética de energía. Sin embargo, la respuesta de estos dispositivos continúa siendo menos pronunciada que la desarrollada por los CRP de la planta baja, lo cual confirma que el mecanismo principal de disipación continúa concentrándose en los elementos diseñados específicamente para controlar para controlar la respuesta crítica del primer nivel.

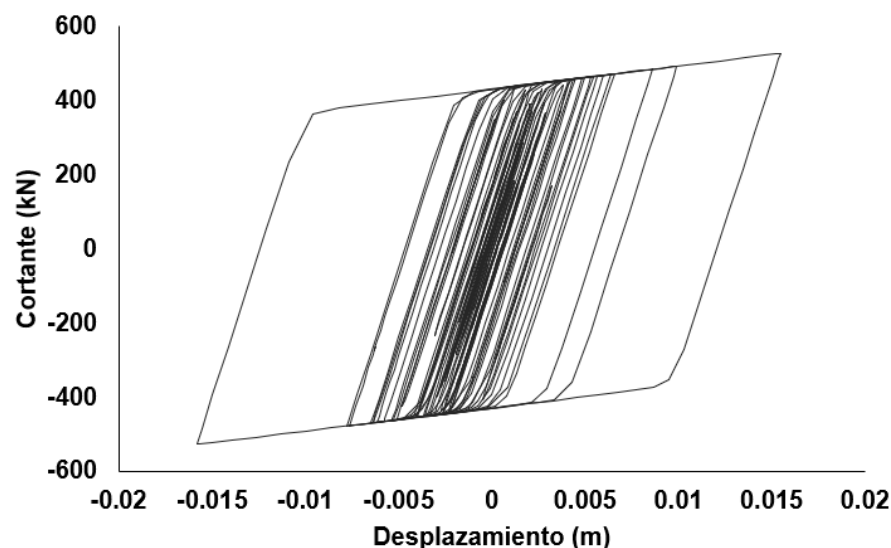


Figura 55. Respuesta histerética representativa de los dispositivos CRP para el nivel de seguridad de vida.

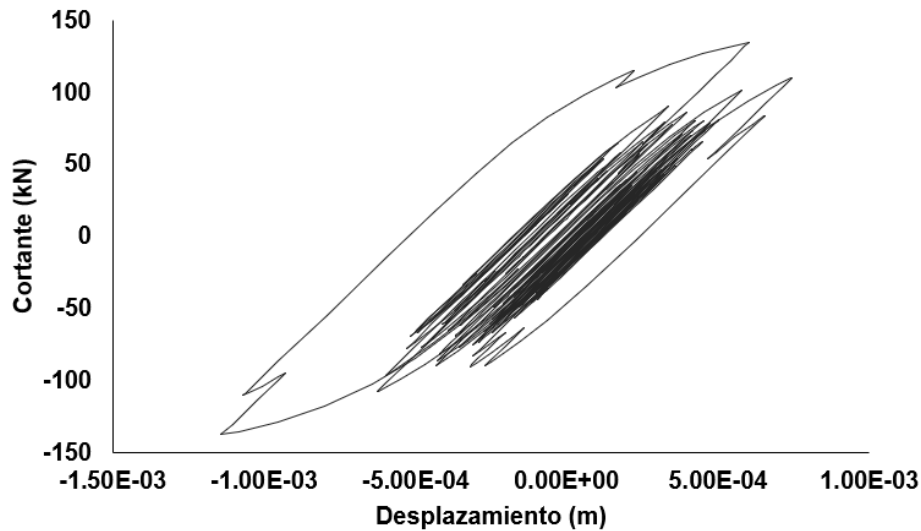


Figura 56. Respuesta histerética representativa de los dispositivos SLB para el nivel de seguridad de vida.

En términos generales, los resultados obtenidos demuestran que la estrategia de rehabilitación implementada logra preservar una respuesta no lineal controlada incluso bajo niveles importantes de demanda sísmica, evitando el desarrollo de mecanismos de daño no deseados y mejorando sustancialmente el desempeño global de la estructura respecto a la condición original.

4.10.3. Desempeño sísmico para el nivel de prevención de colapso (PC)

Los escenarios sísmicos correspondientes al nivel de prevención de colapso representan una condición cercana al límite máximo de capacidad de la estructura, donde el comportamiento global depende directamente de la eficiencia de los mecanismos de disipación implementados y de la capacidad del sistema para evitar pérdidas abruptas de estabilidad. Bajo este nivel de intensidad sísmica, la estructura rehabilitada desarrolla incursiones en el rango no lineal; sin embargo, la respuesta obtenida evidencia que el sistema mantiene un comportamiento global estable y sin manifestaciones asociadas con mecanismos frágiles de falla.

Las respuestas de distorsión máxima de entrepiso presentadas en las Figuras 57 y 58 muestran que la demanda sísmica ya no se concentra exclusivamente en la planta abaja, como ocurría en la configuración original, sino que tiende a distribuirse de manera más uniforme dentro del sistema estructural rehabilitado. Este comportamiento indica que la incorporación de los sistemas disipativos modifica sustancialmente la dinámica estructural de la edificación, reduciendo la vulnerabilidad asociada con la irregularidad vertical de rigidez presente originalmente.

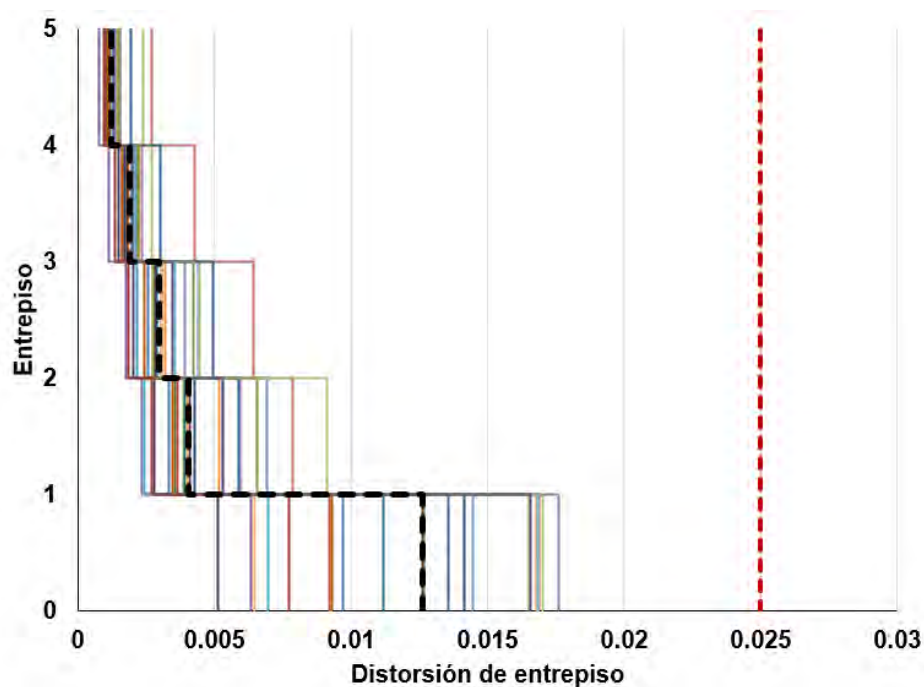


Figura 57. Perfil de distorsión de entrepiso de la estructura rehabilitada en la dirección EW para el nivel de prevención de colapso.

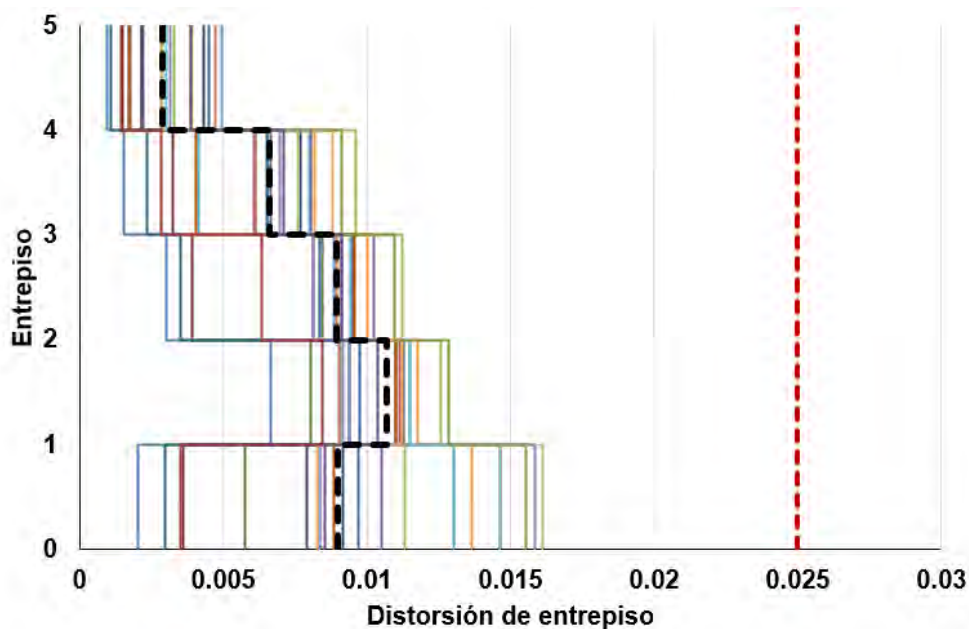


Figura 58. Perfil de distorsión de entrepiso de la estructura rehabilitada en la dirección NS para el nivel de prevención de colapso.

Aun cuando las demandas de deformación alcanzan valores considerablemente superiores a los observados para los niveles de desempeño anteriores, la respuesta estructural no evidencia patrones asociados con amplificación inestable de deformaciones ni pérdidas significativas de rigidez global. Desde una perspectiva sísmica, esto sugiere que la estrategia de rehabilitación permitió transformar un sistema

originalmente susceptible a falla localizada en una estructura con mayor capacidad de redistribución inelástica y disipación energética.

La respuesta histerética de los dispositivos implementados se presenta en las Figuras 59 y 60. Los CRP muestran ciclos completamente desarrollados y una disipación de energía considerablemente más intensa que la observada en los niveles de desempeño anteriores. La estabilidad de dichos ciclos evidencia que los dispositivos continúan trabajando de manera eficiente incluso bajo demandas extremas permitiendo absorber una parte importante de la energía sísmica inducida en la estructura.

En el caso de los dispositivos SLB, se observa una participación más significativa dentro de la respuesta global del sistema, particularmente en el control de deformaciones de los niveles superiores. Aunque estos dispositivos desarrollan incursiones inelásticas importantes, su comportamiento permanece estable y complementa el mecanismo de disipación principal proporcionado por los CRP localizados en la planta baja.

Los resultados obtenidos permiten observar que, incluso bajo condiciones sísmicas severas, la estructura rehabilitada conserva capacidad resistente y estabilidad global, evitando la formación de mecanismos de colapso prematuro. En este sentido, el sistema híbrido de rehabilitación no solamente reduce la demanda estructural, sino que modifica de manera favorable la forma en que la edificación responde ante excitaciones extremas, promoviendo un comportamiento sísmico más robusto y controlado.

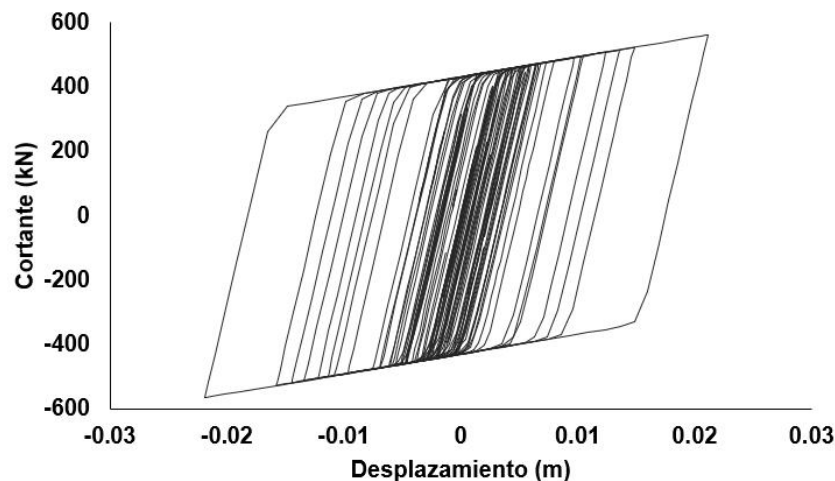


Figura 59. Respuesta histerética representativa de los dispositivos CRP para el nivel de prevención de colapso.

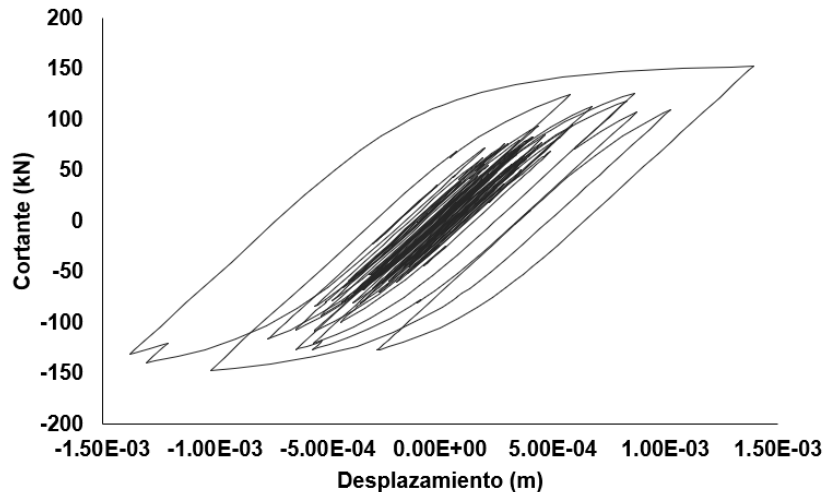


Figura 60. Respuesta histerética representativa de los dispositivos SLB para el nivel de prevención de colapso.

4.11. Evaluación probabilista del desempeño sísmico de la edificación rehabilitada

La presente sección muestra los resultados de la evaluación probabilista del desempeño sísmico de la edificación rehabilitada, considerando la respuesta estructural obtenida a partir de los análisis dinámicos no lineales desarrollados para los distintos niveles de amenaza sísmica estudiados. Al igual que en la evaluación realizada para la estructura original, la variable principal de análisis corresponde a la distorsión de entrepiso, debido a que este parámetro permite identificar de manera directa el nivel de demanda sísmica y el posible desarrollo de mecanismos de daño estructural.

La evaluación probabilista se desarrolló utilizando los historiales de distorsión de entrepiso obtenidos para cada uno de los registros sísmicos considerados en los análisis tiempo-historia, prestando especial atención a la respuesta de los niveles estructurales más demandados. A partir de dicha información, se realizó el ajuste estadístico mediante funciones de densidad de probabilidad, permitiendo estimar la probabilidad de excedencia de los límites de desempeño establecidos conforme a los criterios de SEAOC Vision 2000 [94] para los niveles de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso.

Posteriormente, con base en las probabilidades de desempeño excedentes obtenidas para cada nivel de intensidad sísmica, se determinaron los correspondientes índices de confiabilidad estructural β , con el propósito de cuantificar el nivel de seguridad y confiabilidad alcanzado por la estructura después de la implementación del sistema híbrido de rehabilitación conformado por CRPs y dispositivos SLB.

A diferencia de la condición original del edificio, donde los resultados probabilistas evidenciaron una elevada vulnerabilidad sísmica y una limitada capacidad para satisfacer los objetivos de desempeño establecidos, la estructura rehabilitada busca desarrollar una respuesta más robusta y controlada frente a la variabilidad inherente de los movimientos sísmicos analizados. En este sentido, la evaluación probabilista permite verificar no solamente la reducción de las demandas máximas de deformación, sino también el efecto

del sistema de rehabilitación sobre la estabilidad y confiabilidad global de la estructura bajo diferentes escenarios de amenaza sísmica.

En las siguientes subsecciones se presentan y analizan los resultados probabilistas obtenidos para cada uno de los niveles de desempeño considerados en esta investigación.

4.11.1. Evaluación probabilista para el nivel de ocupación inmediata (OI)

La evaluación probabilista correspondiente al nivel de desempeño de ocupación inmediata se desarrolló utilizando los registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 72 años. Los resultados obtenidos muestran un incremento considerable en la capacidad confiable del sistema estructural respecto a la condición original del edificio, alcanzándose valores de β ampliamente superiores al umbral de referencia $\beta = 3.5$ adoptado en esta investigación.

Para la componente EW, se obtuvo un valor promedio $\beta = 7.76$, mientras que para la componente NS la media alcanzó $\beta = 7.65$. Estos resultados indican que la probabilidad de exceder el límite de distorsión de entrepiso asociado al nivel de ocupación inmediata es extremadamente reducida, lo que evidencia que la estructura rehabilitada presenta una respuesta altamente confiable frente a eventos sísmicos frecuentes o moderados. Desde una perspectiva probabilista, el incremento observado en los índices de confiabilidad refleja una reducción significativa de la vulnerabilidad sísmica identificada previamente en la configuración original de la estructura. Esto sugiere que la implementación del sistema híbrido de rehabilitación no solamente disminuyó las demandas máximas de deformación, sino que logró estabilizar la respuesta estructural frente a la variabilidad inherente de los distintos registros sísmicos analizados.

La Tabla 27 presenta los índices de confiabilidad estructural obtenidos para cada uno de los registros sísmicos analizados, así como las funciones de densidad de probabilidad seleccionadas para representar estadísticamente la respuesta de distorsión de entrepiso.

Tabla 27. Índices de confiabilidad estructural β para el nivel de ocupación inmediata de la estructura rehabilitada.

Registros sísmicos componentes EW					Registros sísmicos componentes NS				
Registro	Función	x^2	Valor-p	β	Registro	Función	x^2	Valor-p	β
E1-IO-EW	Kernel	1.18	0.97	7.97	E1-IO-NS	Kernel	2.92	0.97	7.66
E2-IO-EW	Kernel	3.39	0.94	7.83	E2-IO-NS	Kernel	1.82	0.99	7.42
E3-IO-EW	Kernel	4.06	0.90	7.26	E3-IO-NS	Kernel	1.51	0.99	7.69
E4-IO-EW	Kernel	1.14	0.99	7.32	E4-IO-NS	Kernel	1.83	0.99	7.65

E5-IO-EW	Kernel	1.60	0.97	7.73	E5-IO-NS	Kernel	3.09	0.88	7.53
E6-IO-EW	Kernel	2.05	0.99	7.92	E6-IO-NS	Kernel	2.60	0.98	7.91
E7-IO-EW	Kernel	1.06	0.98	8.08	E7-IO-NS	Kernel	0.46	0.94	7.78
E8-IO-EW	Kernel	2.80	0.97	7.76	E8-IO-NS	Kernel	0.82	0.91	7.59
E9-IO-EW	Kernel	2.28	0.97	7.70	E9-IO-NS	Kernel	2.00	0.98	7.81
E10-IO-EW	Kernel	0.88	0.99	7.81	E10-IO-NS	Kernel	2.43	0.98	7.76
E11-IO-EW	Kernel	2.85	0.96	7.74	E11-IO-NS	Kernel	2.33	0.98	7.56
E12-IO-EW	Kernel	0.64	0.98	7.64	E12-IO-NS	Kernel	2.67	0.97	7.65
E13-IO-EW	Kernel	0.32	0.99	>8.5*	E13-IO-NS	Kernel	0.87	0.99	7.60
E14-IO-EW	Kernel	1.53	0.98	>8.5*	E14-IO-NS	Kernel	0.95	0.99	7.73
E15-IO-EW	Kernel	1.05	0.98	7.72	E15-IO-NS	Kernel	2.24	0.97	>8.5*
E16-IO-EW	Kernel	0.67	0.99	7.45	E16-IO-NS	Kernel	0.91	0.95	7.74
E17-IO-EW	Kernel	3.30	0.95	7.84	E17-IO-NS	Kernel	1.89	0.93	>8.5*
E18-IO-EW	Kernel	1.89	0.97	>8.5*	E18-IO-NS	Kernel	4.79	0.78	>8.5*
E19-IO-EW	Kernel	1.21	0.99	7.63	E19-IO-NS	Kernel	0.43	0.98	7.34
E20-IO-EW	Kernel	1.05	0.99	7.51	E20-IO-NS	Kernel	2.61	0.96	7.51
E21-IO-EW	Kernel	0.84	0.93	7.37	E21-IO-NS	Kernel	2.79	0.97	7.68
E22-IO-EW	Kernel	1.02	0.90	7.64	E22-IO-NS	Kernel	0.89	0.99	7.74
Media β				7.76	Media β				7.65

La selección de las funciones de densidad de probabilidad se realizó considerando los menores valores de la estadística χ^2 y valores-p mayores o iguales a 0.05, garantizando así un ajuste estadísticamente aceptable de los datos de distorsión de entrepiso utilizados para el cálculo probabilista. En la totalidad de los registros analizados, la distribución Kernel presentó el mejor ajuste estadístico, lo cual evidencia un comportamiento no paramétrico consistente en la representación probabilista de la respuesta estructural.

Para varios registros sísmicos, el índice de confiabilidad calculado excedió el límite superior computacional adoptado, por lo que dichos casos se reportan en la tabla como $\beta > 8.5$. Esta condición se presenta cuando la probabilidad estimada de excedencia es numéricamente despreciable dentro de la precisión computacional utilizada, provocando que los valores de β alcancen magnitudes superiores al rango numérico representable. Por claridad y estabilidad numérica, estos casos fueron reportados conservadoramente como $\beta > 8.5$.

La ausencia de valores negativos de β y la predominancia de índices elevados de confiabilidad permiten concluir que la estrategia de rehabilitación implementada logró modificar de manera favorable el desempeño probabilista de la estructura, proporcionando niveles de seguridad significativamente superiores a los observados en la edificación original para el nivel de ocupación inmediata.

4.11.2. Evaluación probabilista para el nivel de seguridad de vida (SV)

La evaluación probabilista correspondiente al nivel de desempeño de seguridad de vida se realizó utilizando los registros sísmicos asociados a un periodo de retorno de 475 años, representando un nivel de amenaza sísmica considerablemente superior al analizado para el estado de ocupación inmediata. En este nivel de desempeño, el objetivo principal consiste en evitar condiciones de inestabilidad estructural y daños que comprometan la seguridad de los ocupantes ante eventos sísmicos severos.

Los resultados obtenidos, presentados en la Tabla 28, muestran que la estructura rehabilitada mantiene índices de confiabilidad elevados en ambas direcciones principales de análisis. Para la componente EW se obtuvo un valor promedio de $\beta = 7.43$, mientras que para la componente NS la media alcanzó $\beta = 7.73$. Estos valores permanecen ampliamente por encima del umbral de referencia $\beta = 3.5$ adoptado en esta investigación, evidenciando que la estructura conserva un margen de seguridad considerable aún bajo demandas sísmicas asociadas a eventos raros de alta intensidad.

Tabla 28. Índices de confiabilidad estructural β para el nivel de seguridad de vida de la estructura rehabilitada.

Registros sísmicos componentes EW					Registros sísmicos componentes NS				
Registro	Función	χ^2	Valor-p	β	Registro	Función	χ^2	Valor-p	β
E1-LS	Kernel	1.36	0.99	7.57	E1-LS	Kernel	3.25	0.95	7.67
E2-LS	Kernel	1.44	0.99	6.75	E2-LS	Kernel	1.14	0.99	7.21
E3-LS	Kernel	1.14	0.99	7.12	E3-LS	Kernel	2.28	0.98	7.89

E4-LS	Kernel	1.13	0.96	7.73	E4-LS	Kernel	3.23	0.92	7.75
E5-LS	Kernel	0.74	0.92	7.91	E5-LS	Kernel	0.85	0.99	7.91
E6-LS	Kernel	1.76	0.89	7.62	E6-LS	Kernel	0.98	0.99	>8.5*
E7-LS	Kernel	0.75	0.91	7.43	E7-LS	Kernel	0.82	0.97	7.64
E8-LS	Kernel	2.21	0.97	7.21	E8-LS	Kernel	1.19	0.99	7.72
E9-LS	Kernel	1.79	0.99	6.58	E9-LS	Kernel	2.89	0.97	7.65
E10-LS	Kernel	1.38	0.93	7.64	E10-LS	Kernel	1.02	0.99	7.48
E11-LS	Kernel	0.58	0.99	7.73	E11-LS	Kernel	0.65	0.99	7.70
E12-LS	Kernel	1.08	0.99	7.69	E12-LS	Kernel	3.26	0.95	7.81
E13-LS	Kernel	1.00	0.98	>8.5*	E13-LS	Kernel	3.58	0.93	7.73
E14-LS	Kernel	6.77	0.56	7.68	E14-LS	Kernel	1.26	0.99	8.13
E15-LS	Kernel	0.42	0.95	7.73	E15-LS	Kernel	0.97	0.98	7.76
E16-LS	Kernel	0.58	0.99	7.78	E16-LS	Kernel	0.51	0.91	7.92
E17-LS	Kernel	0.42	0.99	7.77	E17-LS	Kernel	2.84	0.94	7.39
E18-LS	Kernel	1.48	0.97	7.60	E18-LS	Kernel	0.99	0.99	7.63
E19-LS	Kernel	2.30	0.97	7.80	E19-LS	Kernel	3.32	0.95	7.80
E20-LS	Kernel	1.17	0.99	7.55	E20-LS	Kernel	1.44	0.98	8.21
E21-LS	Kernel	3.21	0.95	7.68	E21-LS	Kernel	1.05	0.99	7.69
E22-LS	Kernel	1.67	0.98	5.51	E22-LS	Kernel	0.83	0.99	7.69
Media β				7.43	Media β				7.73

A pesar del incremento en la intensidad sísmica asociado al periodo de retorno de 475 años, el límite permisible de distorsión de entrepiso correspondiente al nivel de seguridad de vida es significativamente mayor que el considerado para ocupación inmediata. Como consecuencia, la relación probabilista entre demanda sísmica y capacidad de deformación permanece en un rango similar al observado previamente, lo cual explica que los índices de confiabilidad mantengan magnitudes comparables a las obtenidas para niveles de amenaza menores.

Desde una perspectiva estructural, este comportamiento sugiere que la estrategia de rehabilitación implementada no solamente incrementó la rigidez y resistencia global del sistema, sino que además permitió estabilizar la respuesta no lineal frente a distintos niveles de intensidad sísmica. La ausencia de valores críticos de β y la consistencia observada en ambas direcciones indican que la respuesta estructural permanece controlada, evitando concentraciones severas de deformación y reduciendo significativamente la probabilidad de desarrollar mecanismos locales de inestabilidad.

El ajuste estadístico de las distorsiones de entrepiso se realizó mediante el mismo procedimiento de bondad de ajuste empleado en las secciones anteriores, seleccionando en cada caso la distribución de probabilidad asociada con los menores valores de x^2 y valores-p mayores o iguales a 0.05. De manera consistente, la distribución Kernel proporcionó el mejor ajuste estadístico para la totalidad de los registros analizados, reforzando la robustez del enfoque probabilista utilizado en esta investigación.

Asimismo, para varios registros sísmicos el índice de confiabilidad calculado excedió el límite superior computacional adoptado, por lo que dichos casos fueron reportados como $\beta > 8.5$. Esta condición se presenta cuando la probabilidad estimada de excedencia es numéricamente despreciable dentro de la precisión computacional utilizada, provocando que los valores de β alcancen magnitudes superiores al rango numérico representable. Por claridad y estabilidad numérica, estos casos fueron reportados conservadoramente como $\beta > 8.5$. En términos generales, los resultados obtenidos demuestran que la estrategia de rehabilitación sísmica permite satisfacer de manera adecuada el objetivo de desempeño correspondiente.

4.11.3. Evaluación probabilista del nivel de prevención de colapso (PC)

El comportamiento probabilista obtenido para el estado límite de prevención de colapso evidencia que la vulnerabilidad crítica previamente identificada en la planta baja fue controlada de manera efectiva mediante la estrategia de rehabilitación implementada. Mientras que en la estructura original los análisis mostraban una tendencia clara hacia concentraciones severas de distorsión y pérdida progresiva de estabilidad, el sistema rehabilitado logró mantener una respuesta estadísticamente estable aún bajo el escenario sísmico más severo considerado en esta investigación.

Los resultados resumidos en la Tabla 29 muestran valores promedio de $\beta = 7.42$ para la dirección EW y $\beta = 7.32$ para la dirección NS, magnitudes considerablemente superiores al umbral de referencia $\beta = 3.5$. Desde el punto de vista probabilista, esto indica que la probabilidad de exceder el límite de distorsión asociado al estado de prevención de colapso permanece extremadamente baja incluso bajo demandas sísmicas extremas.

Tabla 29. Índices de confiabilidad estructural β para el nivel de prevención de colapso de la estructura rehabilitada.

Registros sísmicos componentes EW					Registros sísmicos componentes NS				
Registro	Función	x^2	Valor-p	β	Registro	Función	x^2	Valor-p	β
E1-CP	Kernel	2.46	0.98	7.97	E1-CP	Kernel	3.32	0.95	7.84
E2-CP	Kernel	1.88	0.99	7.75	E2-CP	Kernel	3.74	0.92	7.90
E3-CP	Kernel	4.13	0.90	7.73	E3-CP	Kernel	5.43	0.79	7.65
E4-CP	Kernel	0.39	0.99	7.64	E4-CP	Kernel	0.49	0.99	7.12
E5-CP	Kernel	0.63	0.99	7.73	E5-CP	Kernel	0.46	0.99	7.64
E6-CP	Kernel	0.13	0.99	7.51	E6-CP	Kernel	0.28	0.99	7.84

E7-CP	Kernel	1.86	0.93	7.86	E7-CP	Kernel	0.54	0.99	6.32
E8-CP	Kernel	0.68	0.99	7.70	E8-CP	Kernel	1.93	0.96	7.74
E9-CP	Kernel	1.58	0.97	7.43	E9-CP	Kernel	0.43	0.99	7.24
E10-CP	Kernel	1.74	0.99	7.54	E10-CP	Kernel	2.74	0.97	>8.5*
E11-CP	Kernel	4.16	0.84	>8.5*	E11-CP	Kernel	1.50	0.99	7.43
E12-CP	Kernel	1.60	0.99	7.62	E12-CP	Kernel	0.46	0.99	7.58
E13-CP	Kernel	1.26	0.98	7.77	E13-CP	Kernel	1.94	0.98	6.73
E14-CP	Kernel	2.27	0.94	7.80	E14-CP	Kernel	0.79	0.99	7.27
E15-CP	Kernel	2.76	0.95	6.04	E15-CP	Kernel	0.35	0.99	6.87
E16-CP	Kernel	1.77	0.88	5.52	E16-CP	Kernel	2.87	0.96	>8.5*
E17-CP	Kernel	2.51	0.98	7.74	E17-CP	Kernel	0.95	0.99	7.32
E18-CP	Kernel	1.35	0.99	7.56	E18-CP	Kernel	1.16	0.99	7.60
E19-CP	Kernel	1.69	0.97	7.71	E19-CP	Kernel	0.60	0.98	7.71
E20-CP	Kernel	1.72	0.97	>8.5*	E20-CP	Kernel	1.58	0.93	7.57
E21-CP	Kernel	0.70	0.99	6.59	E21-CP	Kernel	1.14	0.90	5.23
E22-CP	Kernel	2.39	0.93	7.11	E22-CP	Kernel	0.20	0.87	7.75
Media β				7.42	Media β				7.32

Un aspecto particularmente relevante es que el incremento de intensidad sísmica no produjo una reducción de los índices de confiabilidad respecto al nivel de seguridad de vida. Este comportamiento sugiere que la rehabilitación no solamente incrementó la resistencia lateral del sistema, sino que modificó de manera importante el mecanismo global de respuesta estructural, evitando que la demanda sísmica se concentrara nuevamente en la planta baja.

Asimismo, la similitud observada entre ambas direcciones principales indica que la estructura rehabilitada desarrolla una respuesta más equilibrada y menos sensible a variaciones direccionales de la excitación sísmica. Esto resulta relevante debido a que estructuras con irregularidad de planta baja suelen presentar respuestas altamente dependientes de la dirección de análisis cuando el mecanismo vulnerable no ha sido adecuadamente controlado.

En términos globales, los resultados probabilistas muestran que la intervención estructural fue capaz de transformar un sistema originalmente propenso a mecanismos de inestabilidad local en una configuración con capacidad suficiente para mantener márgenes elevados de seguridad aún bajo condiciones cercanas al estado límite último.

4.12. Comparación probabilista del desempeño sísmico entre la estructura original y rehabilitada

La Figura 61 presenta una comparación global de los índices de confiabilidad estructural obtenidos para la edificación original y la estructura rehabilitada bajo los tres niveles de desempeño considerados en esta investigación. Los resultados evidencian que la configuración original presenta valores de β significativamente inferiores al umbral de referencia $\beta = 3.5$, confirmando una condición de vulnerabilidad sísmica importante, particularmente en el estado límite asociado a prevención de colapso.

En contraste, la estructura rehabilitada muestra un incremento sustancial de los índices de confiabilidad en todos los niveles de amenaza sísmica y en ambas direcciones principales de análisis. Este comportamiento demuestra que la estrategia híbrida de rehabilitación implementada no solamente redujo las demandas de distorsión de entrepiso, sino que modificó de manera significativa el mecanismo global de respuesta estructural, eliminando la condición crítica asociada al mecanismo de planta baja débil.

Asimismo, la estabilidad observada en los valores de β de la estructura rehabilitada frente al incremento progresivo de la intensidad sísmica indica que el sistema reforzado mantiene una relación demanda-capacidad consistente incluso bajo escenarios cercanos al estado límite último. Desde una perspectiva probabilista, estos resultados confirman que la intervención estructural permitió transformar un sistema originalmente vulnerable en una configuración con elevados márgenes de seguridad y una respuesta sísmica significativamente más robusta.

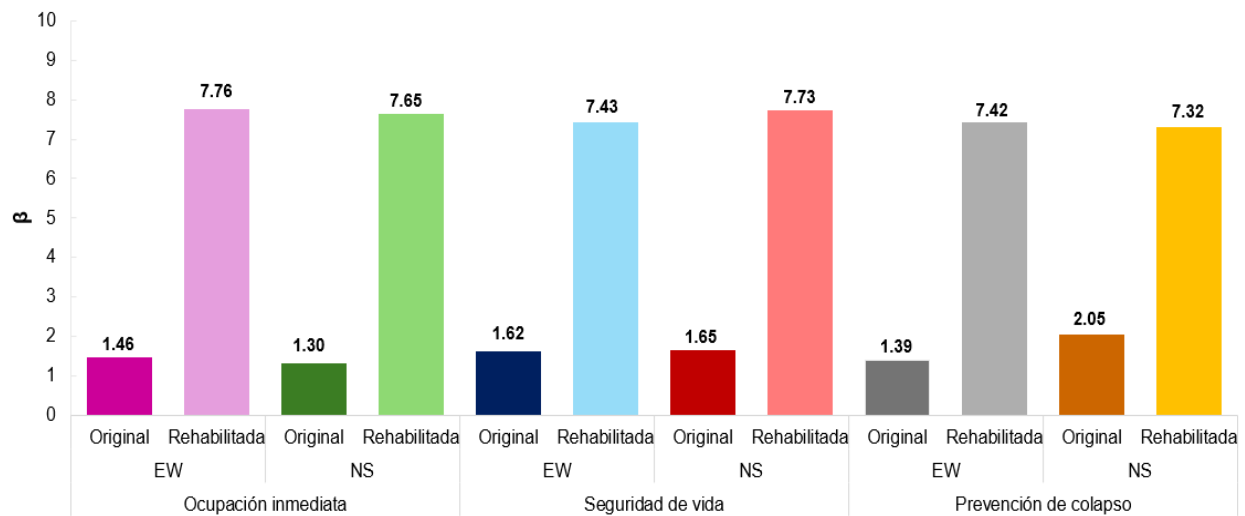


Figura 61. Comparación de los índices de confiabilidad estructural β entre la edificación original y la estructura rehabilitada para los distintos niveles de desempeño sísmico.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en la metodología desarrollada, los análisis dinámicos no lineales realizados y los resultados obtenidos en la presente investigación, se derivan las siguientes conclusiones y recomendaciones:

5.1. Conclusiones

- La evaluación del desempeño sísmico de la estructura original confirmó la elevada vulnerabilidad asociada al mecanismo de planta baja débil. Los análisis dinámicos no lineales evidenciaron una concentración de distorsiones de entrepiso en el primer nivel que superó los límites establecidos por SEAOC Vision 2000 para los tres niveles de desempeño analizados. Las distorsiones máximas promedio alcanzaron aproximadamente 0.030 y 0.027 para el nivel de seguridad de vida, y 0.045 y 0.038 para prevención de colapso en las direcciones X y Y, respectivamente. Asimismo, la evaluación probabilista mostró índices de confiabilidad estructural comprendidos entre $\beta = 1.30$ y $\beta = 2.05$, inferiores al valor objetivo de $\beta = 3.5$, confirmando que la edificación presenta una elevada probabilidad de exceder los estados límite de desempeño considerados.
- Durante el desarrollo de la investigación se comprobó que la incorporación exclusiva de contravientos restringidos al pandeo (CRPs) en la planta baja no constituía una solución integral, ya que, aunque reducía las deformaciones en el nivel crítico, provocaba una redistribución desfavorable de la demanda sísmica hacia los niveles superiores. Este hallazgo condujo al desarrollo de una estrategia híbrida basada en la incorporación conjunta de CRPs en la planta baja y dispositivos shear link bozzo (SLB) en los pisos superiores, constituyendo la principal aportación técnica de esta investigación.
- La estrategia híbrida propuesta permitió modificar favorablemente el mecanismo resistente de la estructura, eliminando la concentración de deformaciones característica del mecanismo de planta baja débil y promoviendo una distribución más uniforme de la respuesta sísmica. Los CRPs concentraron la mayor parte de la disipación de energía en el primer nivel, mientras que los dispositivos SLB contribuyeron al control de las deformaciones en los niveles superiores, permitiendo que la estructura mantuviera un comportamiento estable incluso bajo el nivel de desempeño de prevención de colapso.
- La rehabilitación sísmica produjo un incremento sustancial de la confiabilidad estructural de la edificación. Los índices promedio de confiabilidad aumentaron desde valores comprendidos entre $\beta = 1.30$ y $\beta = 2.05$ en la estructura original hasta valores entre $\beta = 7.32$ y $\beta = 7.76$ después de la rehabilitación, superando ampliamente el valor objetivo de $\beta = 3.5$ en los niveles de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. Estos resultados demuestran que la estrategia propuesta reduce significativamente la probabilidad de exceder los estados límite de desempeño considerados.

- La integración de análisis dinámicos no lineales con herramientas de confiabilidad estructural permitió evaluar el desempeño sísmico desde una perspectiva probabilista, incorporando explícitamente la incertidumbre asociada a la respuesta estructural. Asimismo, la distribución Kernel proporcionó el mejor ajuste estadístico para representar las distorsiones de entrepiso, validando su aplicación para la estimación de probabilidades de excedencia e índices de confiabilidad estructural en estudios de evaluación sísmica basada en desempeño.
- Se concluye que el objetivo general de la investigación fue cumplido satisfactoriamente, al cuantificar la confiabilidad estructural de una edificación con planta baja débil antes y después de su rehabilitación mediante análisis dinámicos no lineales y un enfoque probabilista basado en desempeño. Asimismo, la hipótesis fue validada y ampliada durante el desarrollo de la investigación, al demostrarse que la estrategia híbrida conformada por CRPs y dispositivos SLB constituye una alternativa eficaz para mejorar el desempeño sísmico y la confiabilidad estructural de edificaciones con esta tipología, aportando una metodología que puede emplearse como apoyo en futuros proyectos de evaluación y rehabilitación sísmica.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda extender la metodología propuesta a edificaciones con distintas configuraciones estructurales, alturas y sistemas resistentes, con el propósito de evaluar la aplicabilidad y efectividad del sistema híbrido de rehabilitación sísmica en otros tipos de estructuras vulnerables localizadas en regiones de alta peligrosidad sísmica.
- Se recomienda incorporar en futuras investigaciones fuentes adicionales de incertidumbre asociadas a propiedades mecánicas de materiales, amortiguamiento estructural, variabilidad estructural y modelado numérico, así como considerar metodologías probabilistas complementarias basadas en curvas de fragilidad y análisis y riesgo sísmico, con el fin de desarrollar evaluaciones de confiabilidad estructural más integrales.
- Se recomienda considerar más estudios experimentales que permitan validar el comportamiento conjunto entre los CRP y los dispositivos SLB bajo condiciones de carga cíclica, particularmente respecto a la interacción entre mecanismos de disipación de energía y redistribución de deformaciones en sistemas estructurales híbridos.
- Finalmente, se recomienda ampliar el enfoque probabilista implementado en esta investigación hacia otros parámetros de respuesta estructural, tales como fuerzas internas, daño acumulado, rotaciones plásticas y demandas locales en elementos específicos, con el objetivo de obtener una caracterización más completa del desempeño sísmico y de los mecanismos de daño presentes en edificaciones rehabilitadas.

6. REFERENCIAS

- [1] A. Tena-Colunga and D. A. Hernández-García, "Peak seismic demands on soft and weak stories models designed for required code nominal strength," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 129, p. 105698, Feb. 2020, doi: 10.1016/j.soildyn.2019.05.037.
- [2] D. A. Hernández García and A. Tena Colunga, "ESTUDIO PARAMÉTRICO DE MODELOS REPRESENTATIVOS DE ESTRUCTURAS PROPENSAS A DESARROLLAR PISOS SUAVES ANTE EXCITACIONES SÍSMICAS DE SUELO BLANDOS," *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 95, pp. 53–80, Dec. 2016, doi: 10.18867/ris.95.405.
- [3] A. Tena-Colunga, "Review of the Soft First Story Irregularity Condition of Buildings for Seismic Design," *The Open Civil Engineering Journal*, vol. 4, no. 1, pp. 1–15, Jan. 2010, doi: 10.2174/18741495010040100001.
- [4] Y. Demirtaş, Ö. Avşar, A. Bozer, and A. A. Dindar, "Investigation of code based criteria for soft-story irregularity," *Structures*, vol. 80, p. 109668, Oct. 2025, doi: 10.1016/j.istruc.2025.109668.
- [5] H. Ulutaş, "Investigation of the Causes of Soft-Storey and Weak-Storey Formations in Low- and Mid-Rise RC Buildings in Türkiye," *Buildings*, vol. 14, no. 5, p. 1308, May 2024, doi: 10.3390/buildings14051308.
- [6] F. A. Galvis, E. Miranda, P. Heresi, H. Dávalos, and J. Ruiz-García, "Overview of collapsed buildings in Mexico City after the 19 September 2017 (M_w 7.1) earthquake," *Earthquake Spectra*, vol. 36, no. 2_suppl, pp. 83–109, Dec. 2020, doi: 10.1177/8755293020936694.
- [7] A. Tena-Colunga, H. Hernández-Ramírez, E. A. Godínez-Domínguez, L. E. Pérez-Rocha, A. Grande-Vega, and L. A. Urbina-Californias, "Seismic behavior of buildings in Mexico City during the 2017 Puebla–Morelos earthquake," *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 22, no. 4, pp. 649–675, Jun. 2021, doi: 10.1007/s42107-020-00338-9.
- [8] E. Reinoso, P. Quinde, L. Buendía, and S. Ramos, "Intensity and damage statistics of the September 19, 2017 Mexico earthquake: Influence of soft story and corner asymmetry on the damage reported during the earthquake," *Earthquake Spectra*, vol. 37, no. 3, pp. 1875–1899, Aug. 2021, doi: 10.1177/8755293020981981.
- [9] R. Ordaz, E. Espinosa, O. Ortiz, and E. Reinoso, "Métodos de reforzamiento para edificios con planta baja débil en la Ciudad de México," in *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, Cancún, Quintana Roo, 2024.
- [10] G. Mondal and S. Tesfamariam, "Effects of vertical irregularity and thickness of unreinforced masonry infill on the robustness of RC framed buildings," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 43, no. 2, pp. 205–223, Feb. 2014, doi: 10.1002/eqe.2338.
- [11] H. B. Ozmen, M. Inel, and Y. Demirtas, "Evaluation of different cases of soft story formation for mid-rise RC buildings," *Research on Engineering Structures and Materials*, 2020, doi: 10.17515/resm2019.168ea1204.

- [12] D. Páez, J. Zabala, and Y. Rodríguez, "PISO BLANDO, UNA FALLA COMÚN EN EL TERREMOTO DE PEDERNALES," *Ciencia*, vol. 19, no. 1, p. 58, Mar. 2018, doi: 10.24133/ciencia.v19i1.327.
- [13] S. E. Ruiz and R. Diederich, "The Mexico Earthquake of September 19, 1985—The Seismic Performance of Buildings with Weak First Storey," *Earthquake Spectra*, vol. 5, no. 1, pp. 89–102, Feb. 1989, doi: 10.1193/1.1585512.
- [14] R. W. Anderson, "The San Salvador Earthquake of October 10, 1986—Review of Building Damage," *Earthquake Spectra*, vol. 3, no. 3, pp. 497–541, Aug. 1987, doi: 10.1193/1.1585444.
- [15] Salvador de Jesus Alvarez, "Informe Técnico Sismológico del Terremoto de San Salvador del 10 de octubre de 1986," San Salvador, 1987.
- [16] M. Saatcioglu *et al.*, "Performance of reinforced concrete buildings during the 27 February 2010 Maule (Chile) earthquake," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 40, no. 8, pp. 693–710, Aug. 2013, doi: 10.1139/cjce-2012-0243.
- [17] A. E. Castañeda and Y. Mieles Bravo, "Una mirada al comportamiento estructural de columnas, vigas, entrepisos y edificaciones durante el sismo de Ecuador 2016," *Revista ingeniería de construcción*, vol. 32, no. 3, pp. 157–172, Dec. 2017, doi: 10.4067/S0718-50732017000300157.
- [18] J. M. Jara, E. J. Hernández, B. A. Olmos, and G. Martínez, "Building damages during the September 19, 2017 earthquake in Mexico City and seismic retrofitting of existing first soft-story buildings," *Eng. Struct.*, vol. 209, p. 109977, Apr. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109977.
- [19] C. Rodriguez, I. Antonio De La Rosa, R. Pérez Martínez, and H. I. Navarro Gómez, "Análisis no lineal de edificios de concreto reforzado con piso suave," *Pädi Boletín Científico de Ciencias Básicas e Ingenierías del ICBI*, vol. 10, no. Especial2, pp. 197–206, Jun. 2022, doi: 10.29057/icbi.v10iespecial2.8720.
- [20] S. Manohar and S. Madhekar, "Performance-Based Seismic Design," 2015, pp. 417–437. doi: 10.1007/978-81-322-2319-1_11.
- [21] J. R. Gaxiola-Camacho, H. Azizsoltani, F. J. Villegas-Mercado, and A. Haldar, "A novel reliability technique for implementation of Performance-Based Seismic Design of structures," *Eng. Struct.*, vol. 142, pp. 137–147, Jul. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.03.076.
- [22] O. Z. Cuevas, Y. Amador, and T. Gilmore, "EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA," 2008.
- [23] E. Fernando Espinosa Cazarín, A. Terán Gilmore, O. Zúñiga Cuevas, and R. Jean Perilliat, "CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS ALTOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA UBICADOS EN ZONAS SÍSMICAS," 2014.
- [24] P. B. Shing, J. L. Noland, E. Klammerus, and H. Spaeh, "Inelastic Behavior of Concrete Masonry Shear Walls," *Journal of Structural Engineering*, vol. 115, no. 9, pp. 2204–2225, Sep. 1989, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:9(2204).

- [25] A. Gutierrez-Lopez, D. Tolentino, F. Valenzuela-Beltran, J. M. Leal-Graciano, J. Bojorquez, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Probabilistic Seismic Performance Assessment of a Representative Soft-First-Story Building in an Earthquake-Prone Region," *CivilEng*, vol. 6, no. 4, p. 64, Nov. 2025, doi: 10.3390/civileng6040064.
- [26] S. Ruggieri and G. Uva, "Accounting for the Spatial Variability of Seismic Motion in the Pushover Analysis of Regular and Irregular RC Buildings in the New Italian Building Code," *Buildings*, vol. 10, no. 10, p. 177, Oct. 2020, doi: 10.3390/buildings10100177.
- [27] S. Ruggieri and G. Uva, "Extending the concepts of response spectrum analysis to nonlinear static analysis: Does it make sense?," *Innovative Infrastructure Solutions*, vol. 9, no. 7, p. 235, Jul. 2024, doi: 10.1007/s41062-024-01561-y.
- [28] F. A. Galvis, E. Miranda, P. Heresi, H. Dávalos, and J. Ruiz-García, "Overview of collapsed buildings in Mexico City after the 19 September 2017 (M_w 7.1) earthquake," *Earthquake Spectra*, vol. 36, no. 2_suppl, pp. 83–109, Dec. 2020, doi: 10.1177/8755293020936694.
- [29] A. Tena-Colunga, H. Hernández-Ramírez, E. A. Godínez-Domínguez, L. E. Pérez-Rocha, A. Grande-Vega, and L. A. Urbina-Californias, "Seismic behavior of buildings in Mexico City during the 2017 Puebla–Morelos earthquake," *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 22, no. 4, pp. 649–675, Jun. 2021, doi: 10.1007/s42107-020-00338-9.
- [30] E. Reinoso *et al.*, "Medición de la vulnerabilidad sísmica de los edificios en la CDMX y recomendaciones de mitigación (etapa 1)," Ciudad de México, 2018.
- [31] J. M. Jara-Guerrero, E. J. Hernández-Mazariegos, B. A. Olmos-Navarrete, G. Martínez-Ruiz, and M. I. Roa-García, "Seismic Vulnerability and Retrofit Alternatives for Typical Soft-story Buildings in Earthquake Prone Areas," *Structural Engineering International*, vol. 30, no. 1, pp. 33–42, Jan. 2020, doi: 10.1080/10168664.2019.1605865.
- [32] A. Shahsahebi, Z. Waezi, and M. J. Hashemi, "Seismic performance assessment of multi-story RC buildings with soft-story collapse mechanism equipped with gapped inclined bracing (GIB)," *Structures*, vol. 28, pp. 2448–2466, Dec. 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.10.068.
- [33] A. F. C. Dya and A. W. C. Oretaa, "Seismic Vulnerability Assessment of Soft Story Irregular Buildings Using Pushover Analysis," *Procedia Eng.*, vol. 125, pp. 925–932, 2015, doi: 10.1016/j.proeng.2015.11.103.
- [34] L. M. Buendía Sánchez and E. Reinoso Angulo, "ANÁLISIS DE LOS DAÑOS EN VIVIENDAS Y EDIFICIOS COMERCIALES DURANTE LA OCURRENCIA DEL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017," *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 101, pp. 19–35, Dec. 2019, doi: 10.18867/ris.101.508.
- [35] J. J. Pérez-Gavilán, J. Aguirre, and L. Ramírez, "Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México," *Salud Publica Mex.*, vol. 60, no. Supl.1, p. 41, Mar. 2018, doi: 10.21149/9300.

- [36] K. W. Franke *et al.*, “Observed building damage patterns and foundation performance in Mexico City following the 2017 M7.1 Puebla-Mexico City earthquake,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 125, p. 105708, Oct. 2019, doi: 10.1016/j.soildyn.2019.105708.
- [37] İ. Kazaz, Ö. Avşar, and A. Dilsiz, “Importance of building inspection on the seismic response of a severely damaged RC structure during the February 6, 2023 Kahramanmaraş earthquake sequence,” *Eng. Fail. Anal.*, vol. 162, p. 108410, Aug. 2024, doi: 10.1016/j.engfailanal.2024.108410.
- [38] Ö. Yurdakul, B. Duran, O. Tunaboyu, and Ö. Avşar, “Field reconnaissance on seismic performance of RC buildings after the January 24, 2020 Elazığ-Sivrice earthquake,” *Natural Hazards*, vol. 105, no. 1, pp. 859–887, Jan. 2021, doi: 10.1007/s11069-020-04340-x.
- [39] W. Pang and E. Ziaei, “Nonlinear Dynamic Analysis of Soft-Story Light-Frame Wood Buildings,” in *Structures Congress 2012*, Reston, VA: American Society of Civil Engineers, Mar. 2012, pp. 1767–1777. doi: 10.1061/9780784412367.156.
- [40] J. Ruiz-García and Y. Cárdenas, “Seismic performance assessment of weak first-storey RC buildings designed with old and new seismic provisions for Mexico City,” *Eng. Struct.*, vol. 232, p. 111803, Apr. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111803.
- [41] J. M. Jara, C. García-Calzada, B. A. Olmos, and G. Martínez, “Seismic response and reliability index of RC weak story buildings on soft soils of Mexico city,” *Journal of Building Engineering*, vol. 50, p. 104199, Jun. 2022, doi: 10.1016/j.jobbe.2022.104199.
- [42] S. Mota-Páez, D. Escolano-Margarit, and A. Benavent-Climent, “Seismic Response of RC Frames with a Soft First Story Retrofitted with Hysteretic Dampers under Near-Fault Earthquakes,” *Applied Sciences*, vol. 11, no. 3, p. 1290, Feb. 2021, doi: 10.3390/app11031290.
- [43] S. E. Ruiz *et al.*, “BRB retrofit of mid-rise soft-first-story RC moment-frame buildings with masonry infill in upper stories,” *Journal of Building Engineering*, vol. 38, p. 101783, Jun. 2021, doi: 10.1016/j.jobbe.2020.101783.
- [44] S. Ruiz Gomez, R. Jiménez Jordán, M. A. Santos Santiago, and M. A. Orellana Ojeda, “EVALUACIÓN DE LA FRAGILIDAD DE DOS SOLUCIONES DE REHABILITACIÓN PARA UN EDIFICIO CON PLANTA BAJA DÉBIL DAÑADO DURANTE EL SISMO 19/S17,” *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 102, pp. 1–25, Jul. 2020, doi: 10.18867/ris.102.513.
- [45] N. Mashhadiali, S. Saadati, S. A. M. Mohajerani, and P. Ebadi, “Hybrid braced frame with buckling-restrained and strong braces to mitigate soft story,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 181, p. 106610, Jun. 2021, doi: 10.1016/j.jcsr.2021.106610.
- [46] Á. Zsarnóczyay and L. G. Vigh, “EFFECTIVE DESIGN MEASURES AGAINST SOFT STORY DEVELOPMENT IN BUCKLING RESTRAINED BRACED FRAMES,” 2017.
- [47] H. Guerrero, A. Teran-Gilmore, E. Zamora, J. A. Escobar, and R. Gómez, “Hybrid Simulation Tests of a Soft Storey Frame Building Upgraded with a Buckling-

- Restrained Brace (BRB)," *Exp. Tech.*, vol. 44, no. 5, pp. 553–572, Oct. 2020, doi: 10.1007/s40799-020-00378-5.
- [48] M. Morales-Beltran, "Understanding 60 years of soft storey in Türkiye: an interdisciplinary perspective," *Natural Hazards*, vol. 121, no. 10, pp. 11297–11336, Jun. 2025, doi: 10.1007/s11069-025-07258-4.
- [49] Paulay T.; Priestley MJN, "Introduction: Concepts of Seismic Design," in *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Wiley, 1992, pp. 1–46. doi: 10.1002/9780470172841.ch1.
- [50] O. C. Celik *et al.*, "Multidisciplinary reconnaissance investigation covering structural, geotechnical, and architectural based damage to mid-rise residential buildings following the February 6th, 2023 Kahramanmaraş, Türkiye earthquake doublets (Mw 7.8, Mw 7.6)," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 182, p. 108738, Jul. 2024, doi: 10.1016/j.soildyn.2024.108738.
- [51] F. Aras, "Monitoring the dynamic properties of a reinforced concrete building through its seismic strengthening," *Measurement*, vol. 216, p. 112907, Jul. 2023, doi: 10.1016/j.measurement.2023.112907.
- [52] O. Ozturkoglu, T. Ucar, and Y. Yesilce, "Effect of masonry infill walls with openings on nonlinear response of reinforced concrete frames," *Earthquakes and Structures*, vol. 12, no. 3, pp. 333–347, Mar. 2017, doi: 10.12989/eas.2017.12.3.333.
- [53] M. T. Cogurcu, "Construction and design defects in the residential buildings and observed earthquake damage types in Turkey," *Natural Hazards and Earth System Sciences*, vol. 15, no. 4, pp. 931–945, Apr. 2015, doi: 10.5194/nhess-15-931-2015.
- [54] M. Inel, H. B. Ozmen, and H. Bilgin, "Re-evaluation of building damage during recent earthquakes in Turkey," *Eng. Struct.*, vol. 30, no. 2, pp. 412–427, Feb. 2008, doi: 10.1016/j.engstruct.2007.04.012.
- [55] E. F. Espinosa-Cazarín, A. Terán-Gilmore, and E. Tapia-Hernández, "Seismic performance assessment of mid-rise confined masonry buildings," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 21, no. 10, pp. 5017–5039, Aug. 2023, doi: 10.1007/s10518-023-01731-w.
- [56] V. V. Bertero, "Identification of research needs for improving the aseismic design of building structures," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 9, no. 1, pp. 1–31, Mar. 1976, doi: 10.5459/bnzsee.9.1.1-31.
- [57] N. B. Green, "Flexible First-Story Construction for Earthquake Resistance," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol. 100, no. 1, pp. 645–652, Jan. 1935, doi: 10.1061/TACEAT.0004638.
- [58] A. K. Chopra, D. P. Clough, and R. W. Clough, "Earthquake resistance of buildings with a 'soft' first storey," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 1, no. 4, pp. 347–355, Jan. 1972, doi: 10.1002/eqe.4290010405.
- [59] J. M. Kelly, "Aseismic base isolation: review and bibliography," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 5, no. 4, pp. 202–216, Oct. 1986, doi: 10.1016/0267-7261(86)90006-0.

- [60] R. E. Scholl, "Observations of the performance of buildings during the 1985 Mexico earthquake, and structural design implications," *International Journal of Mining and Geological Engineering*, vol. 7, no. 1, pp. 69–99, Mar. 1989, doi: 10.1007/BF01552841.
- [61] B. Gómez González, R. Jean Perrilliant, J. Á. Pérez Gómez, and E. L. Treviño Treviño, *Edificaciones de Mampostería*, Segunda. Ciudad de México, 2019.
- [62] J. J. Pérez-Gavilán, "Guía para el análisis de estructuras de mampostería," Mexico City, 2015.
- [63] J. M. Jara, E. Florio, B. A. Olmos, and G. Martínez, "Factors influencing soft-story building failures during the September 19, 2017 earthquake in Mexico," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 21, no. 9, pp. 4589–4614, Jul. 2023, doi: 10.1007/s10518-023-01701-2.
- [64] A. Terán-Gilmore, O. Zuñiga-Cuevas, and J. Ruiz-García, "Displacement-Based Seismic Assessment of Low-Height Confined Masonry Buildings," *Earthquake Spectra*, vol. 25, no. 2, pp. 439–464, May 2009, doi: 10.1193/1.3111149.
- [65] Z. Cuevas and T. Gilmore, "Evaluación Basada Desplazamientos De Edificaciones," 2008. [Online]. Available: <http://redalyc.uaemex.mx/src/inicio/ArtPdfRed.jsp?iCve=61812162002>
- [66] RCDF, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal: Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería," Ciudad de México, México, 2004. Accessed: Jun. 09, 2025. [Online]. Available: https://paot.org.mx/centro/gaceta/2004/octubre04/06octubre04_bis.pdf
- [67] H. B. Kaushik, D. C. Rai, and S. K. Jain, "Effectiveness of Some Strengthening Options for Masonry-Infilled RC Frames with Open First Story," *Journal of Structural Engineering*, vol. 135, no. 8, pp. 925–937, Aug. 2009, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:8(925).
- [68] D. R. Sahoo and D. C. Rai, "Design and evaluation of seismic strengthening techniques for reinforced concrete frames with soft ground story," *Eng. Struct.*, vol. 56, pp. 1933–1944, Nov. 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2013.08.018.
- [69] S. Beigi, "Maximal entanglement — A new measure of entanglement," in *2014 Iran Workshop on Communication and Information Theory (IWCIT)*, IEEE, May 2014, pp. 1–6. doi: 10.1109/IWCIT.2014.6842486.
- [70] A. Benavent-Climent and S. Mota-Páez, "Earthquake retrofitting of R/C frames with soft first story using hysteretic dampers: Energy-based design method and evaluation," *Eng. Struct.*, vol. 137, pp. 19–32, Apr. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.01.053.
- [71] P. Javadi and T. Yamakawa, "Strength and ductility type retrofit of soft-first-story RC frames through the steel-jacketed non-reinforced thick hybrid wall," *Eng. Struct.*, vol. 186, pp. 255–269, May 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.02.013.

- [72] S. Matiyas, N. Workeluel, T. Mohanty, and P. Saha, "Review of different analysis and strengthening techniques of soft story buildings," *Mater. Today Proc.*, Apr. 2023, doi: 10.1016/j.matpr.2023.04.231.
- [73] R. Ordaz, E. Espinosa, O. Ortiz, and E. Reinoso, "Métodos de reforzamiento para edificios con planta baja débil en la Ciudad de México," in *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, Cancún, Quintana Roo, 2024.
- [74] K. Timsina, C. G. Krishna, and K. Meguro, "Sociotechnical Evaluation of the Soft Story Problem in Reinforced Concrete Frame Buildings in Nepal," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 35, no. 4, Aug. 2021, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001582.
- [75] Y. Zhuge, X. Ma, and J. Zeng, "Recent progress in buckling restrained braces: A review on material development and selection," *Advances in Structural Engineering*, vol. 25, no. 7, pp. 1549–1564, May 2022, doi: 10.1177/13694332221082730.
- [76] R. Vargas and M. Bruneau, "Analytical Response and Design of Buildings with Metallic Structural Fuses. I," *Journal of Structural Engineering*, vol. 135, no. 4, pp. 386–393, Apr. 2009, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:4(386).
- [77] A. Terán Gilmore and N. Virto Cambray, "DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DE EDIFICACIONES BAJAS RIGIDIZADAS CON CONTRAVIENTOS DESADHERIDOS," *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 80, p. 1, Jan. 2009, doi: 10.18867/ris.80.55.
- [78] H. Guerrero, T. Ji, A. Teran-Gilmore, and J. A. Escobar, "A method for preliminary seismic design and assessment of low-rise structures protected with buckling-restrained braces," *Eng. Struct.*, vol. 123, pp. 141–154, Sep. 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.05.015.
- [79] V. A. Segovia and S. E. Ruiz, "Direct Displacement-Based Design for Buildings with Hysteretic Dampers, using Best Combinations of Stiffness and Strength Ratios," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 21, no. 5, pp. 752–775, Jul. 2017, doi: 10.1080/13632469.2016.1185054.
- [80] H. Hussain and D.-K. Kim, "Advancements and Future Prospects of Buckling Restrained Braces for Corrosive-Environments: A Comprehensive Literature Review," *Buildings*, vol. 13, no. 9, p. 2156, Aug. 2023, doi: 10.3390/buildings13092156.
- [81] Y. O. Özkılıç, M. B. Bozkurt, and C. Topkaya, "Evaluation of seismic response factors for BRBFs using FEMA P695 methodology," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 151, pp. 41–57, Dec. 2018, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.09.015.
- [82] Y. O. ÖZKILIÇ, "The Effects of Steel Core Imperfection, Gap Size and Friction Coefficient on the Behavior of All-Steel Buckling Restrained Braces," *Düzce Üniversitesi Bilim ve Teknoloji Dergisi*, vol. 9, no. 4, pp. 1342–1357, Jul. 2021, doi: 10.29130/dubited.843214.
- [83] R. Tremblay, P. Bolduc, R. Neville, and R. DeVall, "Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 33, no. 2, pp. 183–198, Feb. 2006, doi: 10.1139/I05-103.

- [84] G. Metelli, G. Bregoli, and F. Genna, "Experimental study on the lateral thrust generated by core buckling in bolted-BRBs," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 122, pp. 409–420, Jul. 2016, doi: 10.1016/j.jcsr.2016.04.004.
- [85] Y. Zhou, H. Shao, Y. Cao, and E. M. Lui, "Application of buckling-restrained braces to earthquake-resistant design of buildings: A review," *Eng. Struct.*, vol. 246, p. 112991, Nov. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112991.
- [86] L. M. Bozzo and G. Gaxiola, "EL CONCEPTO 'RIGIDO-FLEXIBLE-DUCTIL' Y LAS CONEXIONES SLB."
- [87] E. Muñoz, "Protección Sísmica al bloque C del Hospital Regional de Lambayeque con disipadores SLB," Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Lambayeque Perú, 2022.
- [88] L. Bozzo, H. Gonzales, M. Pantoja, E. Muñoz, and J. Ramirez Machado, "Modeling, analysis and seismic design of structures using energy dissipators SLB," *TECNIA*, vol. 29, no. 2, Aug. 2019, doi: 10.21754/tecnia.v29i2.713.
- [89] ETABS, "ETABS 2023 – Integrated Software for Structural Analysis & Design," 2023, *Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA*. Accessed: Mar. 23, 2025. [Online]. Available: <https://www.csiamerica.com/products/etabs>
- [90] A. Chifla, "Análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio con disipadores SLB," Universidad Técnica de Ambato, Ecuador, 2023.
- [91] M. Gil-oulbé, F. A. N. A. Al-Shaibani, and A. S. Lina, "Performance-Based Seismic Design for buildings," *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, vol. 16, no. 2, pp. 161–166, Dec. 2020, doi: 10.22363/1815-5235-2020-16-2-161-166.
- [92] H. Krawinkler and E. Miranda, *Earthquake Engineering*. CRC Press, 2004. doi: 10.1201/9780203486245.
- [93] Mohd. Zameeruddin and K. K. Sangle, "Performance-based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Moment Resisting Frame," *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, vol. 33, no. 3, pp. 153–165, Mar. 2021, doi: 10.1016/j.jksues.2020.04.005.
- [94] SEAOC, "Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Engineering. of Buildings," Sacramento, USA, 1995.
- [95] ASCE 41-23, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2023. doi: 10.1061/9780784416112.
- [96] J. R. Gaxiola-Camacho, A. Haldar, and A. Gutierrez-Lopez, "Reliability Evaluation of Structures Excited by Earthquakes in Time Domain Using a Novel Concept," in *Science and Technology: Developments and Applications Vol. 3*, BP International, 2025, pp. 45–68. doi: 10.9734/bpi/stda/v3/4011.
- [97] O. E. Alvarado-Valle, A. Gutierrez-Lopez, D. Tolentino, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Reliability of steel structures with Chevron bracing systems considering the performance-based seismic design philosophy," *Discover Mechanical Engineering*, vol. 2, no. 1, p. 14, Aug. 2023, doi: 10.1007/s44245-023-00022-7.

- [98] A. Gutierrez-Lopez, O. E. Alvarado-Valle, D. Tolentino, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Structural reliability of steel buildings with X-bracing systems considering the performance-based seismic design philosophy," *Applied Research*, vol. 3, no. 3, Jun. 2024, doi: 10.1002/appl.202300040.
- [99] M. Lemaire, *Structural Reliability*, John Wiley & Sons. 2013.
- [100] A. Haldar, H. Azizsoltani, J. R. Gaxiola-Camacho, S. M. Vazirizade, and J. Huh, *Reliability evaluation of dynamic systems excited in time domain-redset: alternative to random vibration and simulation*. John Wiley & Sons., 2023.
- [101] J. R. Gaxiola-Camacho, H. Azizsoltani, F. J. Villegas-Mercado, and A. Haldar, "A novel reliability technique for implementation of Performance-Based Seismic Design of structures," *Eng. Struct.*, vol. 142, pp. 137–147, Jul. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.03.076.
- [102] A. S. Nowak and K. R. Collins, *Reliability of structures*. CRC press., 2012.
- [103] V. Bolshakov, P. Gaidáyev, and D. Araiza, *Teoría de la elaboración matemática de mediciones geodésicas*. 1989.
- [104] J. R. Vazquez-Ontiveros, G. E. Vazquez-Becerra, J. A. Quintana, F. J. Carrion, G. M. Guzman-Acevedo, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Implementation of PPP-GNSS measurement technology in the probabilistic SHM of bridge structures," *Measurement*, vol. 173, p. 108677, Mar. 2021, doi: 10.1016/j.measurement.2020.108677.
- [105] F. Pliego and L. Ruiz-Maya, *Estadística I: Probabilidad*, Thomson (Madrid). 2004.
- [106] R. Kissell and J. Poserina, "Advanced Math and Statistics," in *Optimal Sports Math, Statistics, and Fantasy*, 2017, ch. 4, pp. 103–135.
- [107] A. Gutierrez-Lopez, O. E. Alvarado-Valle, D. Tolentino, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Structural reliability of steel buildings with X-bracing systems considering the performance-based seismic design philosophy," *Applied Research*, vol. 3, no. 3, Jun. 2024, doi: 10.1002/appl.202300040.
- [108] O. E. Alvarado-Valle, A. Gutierrez-Lopez, D. Tolentino, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Reliability of steel structures with Chevron bracing systems considering the performance-based seismic design philosophy," *Discover Mechanical Engineering*, vol. 2, no. 1, p. 14, Aug. 2023, doi: 10.1007/s44245-023-00022-7.
- [109] D. L. Galindo-Lopez, M. M. Castro-Carrillo, A. Gutierrez-Lopez, A. Reyes-Salazar, D. Tolentino, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Structural Reliability of Steel and Reinforced Concrete Buildings Designed for Earthquake-Prone Areas: Performance-Based Approach," *Arab. J. Sci. Eng.*, vol. 51, no. 4, pp. 4253–4277, Feb. 2026, doi: 10.1007/s13369-025-10199-6.
- [110] G. Canavos, *Probabilidad y Estadística*, McGraw Hill. México, 1987.
- [111] R. Walpole, R. Myers, and S. Myers, *Probabilidad y estadística para ingenieros*, Sexta. México: PRENTICE-HALL HISPANOAMERICANA, 1999.
- [112] F. Pliego and L. Ruiz-Maya, *Estadística: Probabilidad*, Thomson. 2004.

- [113] Z. W. Birnbaum and S. C. Saunders, "A new family of life distributions," *J. Appl. Probab.*, vol. 6, no. 2, pp. 319–327, Aug. 1969, doi: 10.2307/3212003.
- [114] E. Gumbel, *Statistical Theory of Floods and Droughts*. 1958.
- [115] S. Coles, J. Bawa, L. Trenner, and P. Dorazio, *An introduction to statistical modeling of extreme values*, vol. 208. Springer, 2001.
- [116] S. Kotz and S. Nadarajah, *Extreme value distributions: theory and applications*. World Scientific, 2000.
- [117] Jenq-Neng Hwang, Shyh-Rong Lay, and A. Lippman, "Nonparametric multivariate density estimation: a comparative study," *IEEE Transactions on Signal Processing*, vol. 42, no. 10, pp. 2795–2810, 1994, doi: 10.1109/78.324744.
- [118] J. R. Vázquez-Ontiveros, "Implementación de la técnica PPP-GNSS para el monitoreo de la salud estructural en puentes," Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa, 2019.
- [119] A. A. Al-Shomrani, A. I. Shawky, O. H. Arif, and M. Aslam, "Log-logistic distribution for survival data analysis using MCMC," *Springerplus*, vol. 5, no. 1, p. 1774, Dec. 2016, doi: 10.1186/s40064-016-3476-7.
- [120] J. Voit, *The statistical mechanics of financial markets*. Springer Science & Business Media, 2013.
- [121] S. Etemad and M. Amirmazlaghani, "Additive watermark detector in contourlet domain using the t location-scale distribution," in *2016 2nd International Conference of Signal Processing and Intelligent Systems (ICSPIS)*, IEEE, Dec. 2016, pp. 1–5. doi: 10.1109/ICSPIS.2016.7869887.
- [122] J. Monjardín-Quevedo, "Desarrollo e implementación de metodología alternativa para el cálculo de confiabilidad estructural de edificios sometidos a terremotos considerando niveles de desempeño," Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa, 2023.
- [123] L. Esteva, "Nonlinear Seismic Response of Soft-First-Story Buildings Subjected to Narrow-Band Accelerograms," *Earthquake Spectra*, vol. 8, no. 3, pp. 373–389, Aug. 1992, doi: 10.1193/1.1585686.
- [124] J. N. Arlekar, S. K. Jain, and C. V. R. Murty, "Seismic Response of RC Frame Buildings with Soft First Storeys," 1997.
- [125] A. S. Scarlat, "8. Design of Soft Stories—A Simplified Energy Approach," *Earthquake Spectra*, vol. 13, no. 2, pp. 305–315, May 1997, doi: 10.1193/1.1585947.
- [126] R. J. Perrilliat and J. C. Farah, "RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA."
- [127] A. Tena-Colunga, "EVALUACIÓN SÍSMICA DE LA CONDICIÓN DE IRREGULARIDAD POR PISO SUAVE DE ESTRUCTURAS MIXTAS DISEÑADAS CONFORME AL RCDF-93," 2001.

- [128] A. Tena-Colunga, "Reflexiones sobre la definición y evaluación de la condición de irregularidad por piso suave de acuerdo con lo establecido por las NTCS-95 del RCDF-93," 2000. [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/259487512>
- [129] D. Ko and H. Lee, "Shaking table tests on a high-rise RC building model having torsional eccentricity in soft lower storeys," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 35, no. 11, pp. 1425–1451, Sep. 2006, doi: 10.1002/eqe.590.
- [130] F. Michalis, V. Dimitrios, and P. Manolis, "Evaluation of the influence of vertical irregularities on the seismic performance of a nine-storey steel frame," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 35, no. 12, pp. 1489–1509, Oct. 2006, doi: 10.1002/eqe.591.
- [131] T. Nagae, K. Suita, and M. Nakashima, "Performance for reinforced concrete buildings with soft first stories," 2006.
- [132] S. M. Vukazich, G. Selvaduray, and J. Tran, "Conducting a Soft First-Story Multifamily Dwelling Survey: An Example Using Santa Clara County, California," *Earthquake Spectra*, vol. 22, no. 4, pp. 1063–1079, Nov. 2006, doi: 10.1193/1.2359004.
- [133] D. Guney and E. Aydin, "The Nonlinear Effect of Infill Walls Stiffness to Prevent Soft Story Collapse of RC Structures," *The Open Construction and Building Technology Journal*, vol. 06, no. 1, pp. 74–80, Oct. 2012, doi: 10.2174/1874836801206010074.
- [134] K. S. Goh and T. Pan, "Torsional response of nonductile structures with soft-first-storey," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 44, no. 1, pp. 1–21, Jan. 2015, doi: 10.1002/eqe.2452.
- [135] A. Shahsahebi, Z. Waezi, and M. J. Hashemi, "Seismic performance assessment of multi-story RC buildings with soft-story collapse mechanism equipped with gapped inclined bracing (GIB)," *Structures*, vol. 28, pp. 2448–2466, Dec. 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.10.068.
- [136] V. Manfredi, A. Masi, G. Nicodemo, and A. Digrisolo, "Seismic fragility curves for the Italian RC residential buildings based on non-linear dynamic analyses," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 21, no. 4, pp. 2173–2214, Mar. 2023, doi: 10.1007/s10518-022-01605-7.
- [137] M. Fakhouri and A. Igarashi, "Upgrading the seismic performance of soft first story frame structures by isolators with multiple sliding surfaces," in *Memorias, Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Society, Auckland, Nueva Zelanda, Nueva Zelanda*, 2011.
- [138] M. Y. Fakhouri and A. Igarashi, "Multiple-slider surfaces bearing for seismic retrofitting of frame structures with soft first stories," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 42, no. 1, pp. 145–161, Jan. 2013, doi: 10.1002/eqe.2198.
- [139] D. R. Sahoo and D. C. Rai, "Design and evaluation of seismic strengthening techniques for reinforced concrete frames with soft ground story," *Eng. Struct.*, vol. 56, pp. 1933–1944, Nov. 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2013.08.018.

- [140] E. Jennings, J. W. van de Lindt, E. Ziaei, G. Mochizuki, W. Pang, and X. Shao, "Retrofit of a soft-story woodframe building using SMA devices with full-scale hybrid test verification," *Eng. Struct.*, vol. 80, pp. 469–485, Dec. 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.09.021.
- [141] H. Agha Beigi, C. Christopoulos, T. Sullivan, and M. Calvi, "Seismic response of a case study soft story frame retrofitted using a GIB system," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 44, no. 7, pp. 997–1014, Jun. 2015, doi: 10.1002/eqe.2496.
- [142] E. Hernández, M. Jara, M. Roa, and B. Olmos, "Uso de dispositivos de control para el refuerzo de edificios con planta baja flexible," in *Memorias, XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Monterrey, Nuevo León, 2019.
- [143] M. Izadpanah, M. S. Shahidzadeh, and H. Zibasokhan, "Retrofitting stepped gravity load designed RC buildings with soft-story irregularity by installing hysteretic damper braces," *Structures*, vol. 78, p. 109383, Aug. 2025, doi: 10.1016/j.istruc.2025.109383.
- [144] W. Lie, Y. Zhou, Q. Zhang, J. Hong, and Z. Chen, "Potential use of rotational metallic dampers for seismic enhancement of infilled RC frames with open first story," *Eng. Struct.*, vol. 322, p. 119080, Jan. 2025, doi: 10.1016/j.engstruct.2024.119080.
- [145] S. Jiang, Q. Chen, C. Li, H. Song, E. Lin, and C. Fu, "Assessment of Soft-First-Floor Structures Reinforced by Rocking Frame Based on Seismic Resilience," *Buildings*, vol. 14, no. 1, p. 197, Jan. 2024, doi: 10.3390/buildings14010197.
- [146] Inc. Computers and Structures, "SAP2000 – Integrated Software for Structural Analysis and Design," 2023, *Berkeley, CA, USA*. Accessed: Mar. 23, 2025. [Online]. Available: <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>.
- [147] NTCS, "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo," Ciudad de México, Nov. 2023. Accessed: Jun. 11, 2025. [Online]. Available: https://data.consejeria.cdmx.gob.mx/portal_old/uploads/gacetas/b3c4f4ff37241d0a93cc6742a8b0bf2f.pdf
- [148] J. W. Baker and C. Allin Cornell, "Spectral shape, epsilon and record selection," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 35, no. 9, pp. 1077–1095, Jul. 2006, doi: 10.1002/eqe.571.
- [149] J. W. Baker, "Conditional Mean Spectrum: Tool for Ground-Motion Selection," *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, no. 3, pp. 322–331, Mar. 2011, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000215.
- [150] L. A. Fahnestock, J. M. Ricles, and R. Sause, "Experimental Evaluation of a Large-Scale Buckling-Restrained Braced Frame," *Journal of Structural Engineering*, vol. 133, no. 9, pp. 1205–1214, Sep. 2007, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:9(1205).
- [151] V. Segovia, "Criterio de diseño sísmico óptimo por desplazamiento para edificios con disipadores histeréticos," Tesis Maestría, Universidad Autónoma Nacional de México, Ciudad de México, 2015.

- [152] NTC-Acero, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero,” Ciudad de México, Nov. 2023. Accessed: Dec. 14, 2025. [Online]. Available: https://data.consejeria.cdmx.gob.mx/portal_old/uploads/gacetas/b3c4f4ff37241d0a93cc6742a8b0bf2f.pdf
- [153] A. Flores, “Efecto de los dispositivos metálicos SLB (Shear Link Bozzo) en la respuesta sísmica del hospital ‘Pedro Sánchez Meza’ provincia de Chupaca - Junín 2022,” Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo, Perú, 2025.
- [154] B. M. Ayyub and R. H. McCuen, *Probability, statistics, and reliability for engineers and scientists*. CRC press, 2016.
- [155] Municipio de Acapulco de Juárez, “Reglamento de Construcciones para el municipio de Acapulco de Juárez, Guerrero ,” Acapulco de Juárez, 2002.
- [156] MDOC-CFE, “Manual de Diseño para Obras Civiles. Diseño por Sismo.,” Mexico City, 1993.
- [157] NTC-Concreto, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto,” Distrito Federal, México, 2004. Accessed: May 12, 2026. [Online]. Available: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfefindmkaj/https://transparencia.cdmx.gob.mx/storage/app/uploads/public/83_N_C/ONC/83_N_CONCRETO.pdf
- [158] NTC-Mampostería, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería,” Distrito Federal, México, 2004. Accessed: May 13, 2026. [Online]. Available: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfefindmkaj/https://paot.org.mx/centro/gaceta/2004/octubre04/06octubre04_bis.pdf
- [159] ATC-40, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings,” Redwood City, California, 1996.
- [160] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, Sep. 1988, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804).
- [161] S. Corrales, “ENSAYES ANTE CARGA LATERAL DE MUROS CONFINADOS DE MAMPOSTERÍA DE BLOCK REFORZADOS CON FIBRA DE VIDRIO: 50%,” Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Rosales, 2023.
- [162] NTC-Mampostería, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería,” Ciudad de México, México, 2023. Accessed: May 15, 2026. [Online]. Available: https://data.consejeria.cdmx.gob.mx/portal_old/uploads/gacetas/b3c4f4ff37241d0a93cc6742a8b0bf2f.pdf
- [163] J. J. Perez Gavilan, L. E. Flores, and S. M. Alcocer, “An Experimental Study of Confined Masonry Walls with Varying Aspect Ratios,” *Earthquake Spectra*, vol. 31, no. 2, pp. 945–968, May 2015, doi: 10.1193/090712EQS284M.

- [164] Y.-K. Wen, "Method for Random Vibration of Hysteretic Systems," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, vol. 102, no. 2, pp. 249–263, Apr. 1976, doi: 10.1061/JMCEA3.0002106.
- [165] C. Black, N. Makris, and I. Aiken, "Component Testing, Seismic Evaluation and Characterization of Buckling-Restrained Braces," Berkeley, 2002.
- [166] R. Kersting, L. Fahnestock, and W. Lopez, "Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames: A Guide for Practicing Engineers. ," 2016.
- [167] A. Catalán, F. Rizzo, X. Cahís, M. F. Sabba, and D. Foti, "Modelling and Application of Bucking Restrained Braces for Performance-Based Earthquake Engineering Frameworks," *Journal of Vibration Engineering & Technologies*, vol. 13, no. 2, p. 167, Feb. 2025, doi: 10.1007/s42417-024-01698-1.
- [168] L. Bozzo, H. Gonzales, M. Pantoja, E. Muñoz, and J. Ramirez Machado, "Modeling, analysis and seismic design of structures using energy dissipators SLB," *TECNIA*, vol. 29, no. 2, Aug. 2019, doi: 10.21754/tecnia.v29i2.713.

7. ANEXO A

Publicaciones durante este estudio de doctorado

Publicaciones en revistas revisadas por pares derivadas de este trabajo doctoral

- [1] **A. Gutierrez-Lopez**, D. Tolentino, F. Valenzuela-Beltran, J. M. Leal-Graciano, J. Bojorquez, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Probabilistic Seismic Performance Assessment of a Representative Soft-First-Story Building in an Earthquake-Prone Region," *CivilEng*, vol. 6, no. 4, p. 64, Nov. **2025**, doi: 10.3390/civileng6040064.
- [2] **A. Gutierrez-Lopez**, D. Tolentino, F. Valenzuela-Beltran, J. G. Monjardin-Quevedo, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Probabilistic evaluation of seismic performance of a soft-first story building retrofitted with BRBs and shear links", *International Journal of Protective Structures*, Jun **2026**, doi: 10.1177/20414196261461707.

Colaboración en trabajos durante estudio de doctorado

- [1] O. E. Alvarado-Valle, **A. Gutierrez-Lopez**, D. Tolentino, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Reliability of steel structures with Chevron bracing systems considering the performance-based seismic design philosophy," *Discover Mechanical Engineering*, vol. 2, no. 1, p. 14, Aug. **2023**, doi: 10.1007/s44245-023-00022-7.
- [2] **A. Gutierrez-Lopez**, O. E. Alvarado-Valle, D. Tolentino, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Structural reliability of steel buildings with X-bracing systems considering the performance-based seismic design philosophy," *Applied Research*, vol. 3, no. 3, Jun. **2024**, doi: 10.1002/appl.202300040.
- [3] J. R. Gaxiola-Camacho, A. Haldar, and **A. Gutierrez-Lopez**, "Performance-based Seismic Design Using REDSET: A Novel Reliability Evaluation Approach," in *Science and Technology: Developments and Applications Vol. 3*, BP International, **2025**, pp. 98–112. doi: 10.9734/bpi/stda/v3/4039.
- [4] J. R. Gaxiola-Camacho, A. Haldar, and **A. Gutierrez-Lopez**, "Performance-based Seismic Design Using REDSET: A Novel Reliability Evaluation Approach," in *Science and Technology: Developments and Applications Vol. 3*, BP International, **2025**, pp. 98–112. doi: 10.9734/bpi/stda/v3/4039.
- [5] D. L. Galindo-Lopez, M. M. Castro-Carrillo, **A. Gutierrez-Lopez**, A. Reyes-Salazar, D. Tolentino, and J. R. Gaxiola-Camacho, "Structural Reliability of Steel and Reinforced Concrete Buildings Designed for Earthquake-Prone Areas: Performance-Based Approach," *Arab. J. Sci. Eng.*, vol. 51, no. 4, pp. 4253–4277, Feb. **2025**, doi: 10.1007/s13369-025-10199-6.
- [6] I. M. Baez-Ortiz, J. Felix-Aispuro, **A. Gutierrez-Lopez**, M. Soto-Felix, J. R. Gaxiola-Camacho, and J. G. Monjardin-Quevedo, "Seismic Risk of Steel and Reinforced

Concrete Buildings Considering Floor Accelerations: A Novel Performance-Based Assessment Approach,” *Applied Sciences*, vol. 16, no. 10, p. 4824, May **2026**, doi: 10.3390/app16104824.

- [7] L. Vega-Gonzalez et al., “Structural Performance Assessment of the Miguel Hidalgo Bridge Based on AASHTO Provisions,” *Eng*, vol. 7, no. 8, p. 377, Aug. 2026, doi: 10.3390/eng7080377.

8. ANEXO B

Participación en congresos durante este estudio de doctorado

Participación en congresos derivado de este trabajo doctoral

- [1] **A. Gutierrez-Lopez**, J. R. Gaxiola-Camacho, and D. Tolentino, “Evaluación del desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de mediana altura propensa al desarrollo de planta baja débil ubicada en Acapulco, Guerrero, México”, Congreso: XXIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructura, At: Cancún, Quintana Roo, Mexico, **2024**.
- [2] **A. Gutierrez-Lopez**, I. M. Báez-Ortíz, J. R. Gaxiola-Camacho, D. Tolentino, M. Soto-Félix, and S. A. Rentería-Guevara, “Evaluación de la confiabilidad estructural de un edificio con planta baja débil en Acapulco, Guerrero, México”, Congreso: XXV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, At: Ciudad de México, Mexico, **2025**.

Colaboración en participación de congresos durante estudio de doctorado

- [1] J. R. Gaxiola-Camacho, D. Tolentino, F. Valenzuela-Beltran, and, **A. Gutierrez-Lopez**, “Structural Reliability of Buildings Subjected to Simulated Ground Motions using a Novel Probabilistic Approach”, Conference: 14th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP14, At: Dublin, Ireland, **2023**.
- [2] L. Vega-Gonzalez, G. M. Guzman-Acevedo, J. Quintana, M. Anaya-Díaz, **A. Gutierrez-Lopez**, “Monitoreo estructural bajo cargas de servicio en el puente antiguo Miguel Hidalgo, de acuerdo con el Reglamento AASHTO”, Congreso: XXIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructura, At: Cancún, Quintana Roo, Mexico, **2024**.
- [3] I. M. Báez-Ortíz, E. Amaya-Gallardo, **A. Gutierrez-Lopez**, J. R. Gaxiola-Camacho, F. Valenzuela-Beltran, and J. M. Leal-Graciano, “Desempeño y costos de un edificio de acero localizado en Cancún considerando diversos escenarios de carga por viento”, Congreso: XXV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, At: Ciudad de México, Mexico, **2025**.