



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE
ESTRUCTURAS

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE EDIFICIOS DE
CONCRETO REFORZADO PREFABRICADOS DE MEDIANA
ALTURA CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN ZONAS DE
ALTA SISMICIDAD.

TESIS

PRESENTA

ING. ESTRELLA TORRES GARCÍA

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRA EN INGENIERÍA EN EL
ÁREA DE ESTRUCTURAS**

ASESORA

DRA. BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE

COASESOR

DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA MICH. AGOSTO 2025



RESUMEN

El presente trabajo evalúa el comportamiento sísmico de un edificio de concreto reforzado prefabricado de mediana altura con la implementación de sistemas de aislamiento sísmico en la base. Se analizan tres tipos de dispositivos: LRB (Lead Rubber Bearing), HDR (High Damping Rubber) y FPS (Friction Pendulum System), con el objetivo de comparar su efectividad en la reducción de demandas sísmicas. Se modeló un edificio de cuatro niveles con base rígida y posteriormente con cada uno de los sistemas de aislamiento, realizando análisis no lineales de historia de tiempo (ANLHT) para una demanda sísmica representada por veinte registros sísmicos escalados. La única fuente de no linealidad considerada corresponde al comportamiento de los aisladores. Se evaluaron parámetros como distorsiones angulares, desplazamientos, fuerzas cortantes, velocidades y aceleraciones en entrepisos, así como la respuesta cíclica de los dispositivos. Adicionalmente, se revisaron las conexiones viga-columna conforme a los requisitos establecidos en la norma NTC-C-2023, verificando que las fuerzas actuantes no excedieran la resistencia permitida. Los resultados indican que todos los sistemas de aislamiento reducen significativamente la demanda sísmica en comparación con el modelo sin aislamiento, siendo el sistema FPS el que presenta el mayor control de distorsiones, cortantes y aceleraciones. Se concluye que la integración de aislamiento sísmico en estructuras prefabricadas es una estrategia viable para mitigar el riesgo sísmico y mejorar su desempeño estructural ante sismos severos.

Palabras clave: edificios prefabricados, aislamiento sísmico, análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo, registros sísmicos, aisladores LRB, HDR y FPS.

ABSTRACT

The current study evaluates the seismic performance of a medium-rise precast reinforced concrete building by implementing base isolation systems. Three types of devices are examined: LRB (Lead Rubber Bearing), HDR (High Damping Rubber), and FPS (Friction Pendulum System), with the aim of comparing their effectiveness in reducing seismic demands. A four-story model was created, first with a fixed base and then with each isolation system, using nonlinear time history analyses (NLTHA) with twenty scaled ground motion records. The only source of nonlinearity considered was the behavior of the isolators. Parameters such as interstory drifts, displacements, shear forces, velocities, and accelerations were evaluated, along with the hysteretic response of the devices. Additionally, beam-column connections were assessed in accordance with the NTC-C-2023 building code, verifying that the acting shear forces did not exceed the allowable strength. The results show that all isolation systems significantly reduce seismic demands compared to the fixed-base model, with the FPS system demonstrating the best control over interstory drifts, shear forces, and accelerations. It is concluded that incorporating seismic isolation into precast structures is a viable strategy for reducing seismic risk and improving structural performance during severe earthquakes.

Keywords: precast buildings, seismic isolation, nonlinear time history analysis, seismic records, Isolator type LRB, HDR, and FPS.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, por su inmenso apoyo, amor incondicional y constante motivación a lo largo de todas las etapas de mi formación, desde la licenciatura hasta el posgrado.

A mi novio Alejandro, por ser un pilar fundamental en este proceso, brindándome siempre su apoyo, comprensión y aliento en los momentos más difíciles.

A la Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete y al Dr. José Manuel Jara Guerrero, por compartir conmigo su invaluable conocimiento, por su guía académica y por el apoyo moral que me ofrecieron en cada etapa del desarrollo de esta tesis. Su acompañamiento constante fue clave para culminar este trabajo.

A mis compañeros de posgrado: Eduardo, Manuel, Juan Ignacio y Juan Luis, por su disposición, amabilidad y orientación siempre que lo necesité. Agradezco profundamente su compañerismo y generosidad al compartir sus conocimientos.

A mi amiga Diana, por tantos años de amistad y por su apoyo moral incondicional durante nuestros estudios de posgrado.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y al CONACYT, por brindarme la oportunidad de continuar mi formación académica.

CONTENIDO

RESUMEN.....	2
ABSTRACT	3
AGRADECIMIENTOS.....	4
ÍNDICE DE FIGURAS.....	7
ÍNDICE DE TABLAS.....	10
INTRODUCCIÓN.....	12
OBJETIVOS	14
Objetivo General.....	14
Objetivos Particulares	14
1. ANTECEDENTES	15
1.1 Historia del concreto prefabricado y su implementación en zonas sísmicas	15
1.2 Prefabricados alrededor del mundo.....	19
1.2 Industria del concreto prefabricado en México	25
1.3 Historia del aislamiento de base.....	27
2. BASES TEÓRICAS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO.....	39
2.1 Tipos de aisladores.....	39
2.1.1 Aisladores de base tipo elastoméricos.....	40
2.1.2 Aisladores basados en deslizamiento	43
2.2 Principios básicos	45
2.3 Características de los sistemas de aislamiento	48
2.4 Criterios de diseño de los aisladores de base	58
2.5 Aspecto Normativo.....	59
2.5 Tipos de análisis para estructuras aisladas.....	62
3. ANTECEDENTES SOBRE CONEXIONES TRABE-COLUMNA PREFABRICADAS.....	74
3.1 Conexiones Prefabricadas Innovadoras: Factibilidad y Desempeño en México	81
3.2 Aspecto normativo de conexiones trabe-columna de acuerdo con las NTC-2023....	82
3.3 Consideraciones Generales de las NTCC-2023.....	82
3.4 Revisión del Nudo por Cortante de acuerdo con las NTCC-2023	83
3.5 Conexiones en Elementos Prefabricados de acuerdo con las NTC-2023.....	84
3.6 Los prefabricados en México	85
CAPÍTULO 4. DEMANDA SÍSMICA.....	89
4.1 Selección de registros sísmicos	89

4.2. Espectros de respuesta	91
4.3 Método de escalamiento.....	93
CAPITULO 5. DISEÑO DEL EDIFICIO PREFABRICADO CON AISLAMIENTO – CASO DE ESTUDIO.	98
5.1 Análisis y diseño para el edificio con base rígida	98
5.1.1 Análisis sísmico.....	104
5.1.2 Predimensionamiento	106
5.1.3 Revisión de estado límite de servicio	111
5.1.4 Revisión de la conexión trabe-columna:	112
5.2 Diseño de los aisladores.....	115
5.2.1 Aislador LRB.....	117
5.2.2 Aislador HDR.....	129
5.2.3 Aisladores tipo péndulo de fricción	134
CAPÍTULO 6. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO – CASO DE ESTUDIO	141
6.1 Comparación y discusión de resultados del aislador LRB	143
6.2 Comparación y discusión de resultados del aislador HDR	167
Conclusiones.....	202
Referencias	207

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.2 Estructura con marcos prefabricados compuesta por entrepisos de grandes claros, con conexiones coladas in situ y columnas reforzadas por muros de corte prefabricados (Modificada de Elliott y Hamid, 2017).	18
Figura 1.3 Muros prefabricados para uso residencial y comercial en Sídney, Australia (Modificada de Elliott y Hamid, 2017).....	18
Figura 1.4 Estructura de marco prefabricado (Modificada de Elliott y Hamid, 2017).	19
Figura 1.5. Cantidad de edificios con aisladores de base que se tenían para septiembre de 2013 en los países más activos en este tema (Tomada de Martelli y col., 2014).....	30
Figura 1.6. Número anual de edificios sísmicamente aislados de acuerdo con la Sociedad Japonesa de Aislamiento Sísmico (JSSI) (Tomada de KONDO, 2024)	32
Figura 1.7. Crecimiento del número de estructuras con aislamiento sísmico en Nueva Zelanda (Tomada de Whittaker, 2024)	34
Figura 1.8. Estructuras aisladas en Chile (Adaptada de Retamales y Boroschek, 2024) .	38
Figura 1.9. Tecnología del tipo de aislamiento implementado en Chile (Adaptada de Retamales y Col., 2024)	38
Figura 2.1. Espectro de respuesta para un sistema sin aisladores y con aisladores	46
Figura 2.2. Espectro de desplazamientos para un sistema sin aisladores y con aisladores	47
Figura 2.3. Deformación lateral y área de traslape indicada como A_r (tomada de MDOC 2015)	50
Figura 2.4. Variación de λ en función de los radios exterior e interior del aislador (tomada de Naeim y Kelly, 2003)	52
Figura 2.5. Modelo bilineal con comportamiento histérico (tomada de Jara y Col., 2006)	53
Figura 2.6 Funcionamiento de un aislador tipo péndulo de fricción (adaptada de Bucle y Col., 2006)	56
Figura 2.7 Modelo idealizado de un aislador tipo péndulo de fricción (tomada de Bucle y Col., 2006)	57
Figura 3.1 Detalle de conexión emulativa viga-columna prefabricada, (imagen adaptada de Park y col., 1986)	76
Figura 3.2 Sección transversal de la viga prefabricada tipo “U” del edificio terminado, no se muestra el acero de refuerzo, (adaptada de Park y col., 1986)	77
Figura 3.3 Edificio prefabricado en México por ITISA Prefabricados. https://www.itisa.com.mx/productos-y-servicios/itisa-prefabricados/sector-comercial	88
Figura 4.1. Ubicación geográfica de las estaciones sísmicas y de los epicentros que definen la demanda sísmica	91
Figura 4.2. Espectros de respuesta de los registros de Acapulco: (a) espectros de pseudoaceleraciones y (b) Espectros de desplazamientos.	92

Figura 4.3. Comparación de los espectros de respuesta de Acapulco con el espectro de peligro uniforme correspondiente.....	96
Figura 4.4. Espectros de respuesta escalados: (a) espectro de aceleración y (b) espectros de desplazamientos.....	97
Figura 5.1. (a)Vista en planta del edificio de 4 niveles y (b) Vista en elevación del edificio de 4 niveles (cotas en metros).....	100
Figura 5.2. Espectros de diseño con los criterios del MDOC 2015, obtenido de PRODISIS.....	103
Figura 5.3. Primer modo de vibrar del edificio en base rígida (ETABS).....	105
Figura 5.4. Segundo modo de vibrar del edificio en base rígida (ETABS).....	106
Figura 5.5 Tercer modo de vibrar del edificio en base rígida (ETABS).....	106
Figura 5.6. Configuración estructural del edificio: a) planta estructural, b) secciones armadas.....	110
Figura 5.8. Espectros de diseño para el sistema de aislamiento LRB.....	119
Figura 5.9. Modelo bilineal del aislador LRB (adaptada de Mayes y col., 2001).....	121
Figura 5.10. Definición de las propiedades lineales y no lineales del aislador LRB en el programa ETABS.....	128
Figura 5.11. Espectros de diseño para el sistema de aislamiento HDR.....	130
Figura 5.12. Definición de las propiedades lineales y no lineales del aislador HDR en el programa ETABS.....	133
Figura 5.13. Espectros de diseño para el sistema de aislamiento FPS.....	135
Figura 6.1. Definición de los casos de ANLHT en las dos direcciones ortogonales del edificio aislado (ETABS).....	142
Figura 6.2. Definición de los factores de escala en el programa ETABS.....	142
Figura 6.3. Distorsiones de entrepiso del modelo aislado LRB en la dirección "X".....	144
Figura 6.4. Distorsiones de entrepiso del modelo aislado LRB en la dirección "Y".....	145
Figura 6.7. Distorsiones de entrepiso del modelo con aislamiento LRB y sin aislamiento: a) dirección X y b) dirección Y.....	147
Figura 6.8. Demanda de cortantes en entrepisos del modelo con aislamiento LRB y sin aislamiento: a) dirección X y b) dirección Y.....	149
Figura 6.9. Demanda de velocidades en entrepisos del modelo con aislamiento LRB y sin aislamiento: a) dirección X y b) dirección Y.....	151
Figura 6.10. Demanda de aceleraciones en entrepisos del modelo con aislamiento LRB y sin aislamiento: a) dirección X y b) dirección Y.....	152
Figura 6.11. Distribución de los aisladores LRB, vista en planta.....	153
Figura 6.12. Respuesta cíclica del aislador LRB-K5: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.....	156

Figura 6.13. Respuesta cíclica del aislador LRB-K4: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.	158
Figura 6.14. Respuesta cíclica del aislador LRB-K13: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.	159
Figura 6.15. Respuesta cíclica del aislador LRB-K12: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.	161
Figura 6.16. Respuesta cíclica del aislador LRB-K15: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.	162
Figura 6.17. Distorsiones de entrepiso modelo con aislamiento HDR en la dirección "X".	169
Figura 6.18. Distorsiones de entrepiso modelo con aislamiento HDR en la dirección "Y".	170
Figura 6.19. Distorsiones de entrepiso del modelo C/A HDR y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.	171
Figura 6.20. Demanda de cortantes en entrepisos modelo C/A HDR y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.	173
Figura 6.21. Demanda de velocidades en entrepisos modelo C/A HDR y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.	175
Figura 6.22. Demanda de aceleraciones en entrepisos modelo C/A HDR y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.	176
Figura 6.23. Distorsiones de entrepiso modelo con aislamiento FPS en la dirección "X".	183
Figura 6.24. Distorsiones de entrepiso modelo con aislamiento FPS en la dirección "Y".	184
Figura 6.25. Distorsiones de entrepiso del modelo C/A FPS y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.	186
Figura 6.26. Demanda de cortantes en entrepisos modelo C/A FPS y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.	187
Figura 6.27. Demanda de velocidades en entrepisos modelo C/A FPS y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.	189
Figura 6.28. Demanda de aceleraciones en entrepisos modelo C/A FPS y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.	190
Figura 6.29. Respuesta cíclica del aislador FPS-K13: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.	193
Figura 6.30. Respuesta cíclica del aislador FPS-K12: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.	195
Figura 6.31. Respuesta cíclica del aislador FPS-K15: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.	196

ÍNDICE DE TABLAS

Figura 1.1 Muros prefabricados y losas alveolares utilizadas en edificios residenciales de la década de los 50's demolidos en 2002 (Tomada de Elliott y Hamid, 2017).	16
Tabla 1.1 Avances en la construcción de estructuras prefabricadas en Canadá	19
Tabla 1.2 Proyectos con aislamiento de base construidos en México (Adaptada de Tena-Colunga, 2007).	35
Tabla 1.3 Proyectos con disipación pasiva de energía construidos en México (Adaptada de Tena-Colunga y col., 2007).	35
Tabla 1.4 Proyectos con sistemas de aislamiento sísmico de la Ciudad de México.	37
Tabla 2.1 Condiciones de irregularidades estructurales horizontales (adaptada de ASCE 7-16)	63
Tabla 2.2 Condiciones de irregularidades estructurales verticales (adaptada de ASCE 7-16)	64
Tabla 2.3 Factor de reducción de desplazamiento por amortiguamiento (adaptada de ASCE 7-16)	67
Tabla 4.1. Información de los acelerogramas seleccionados.....	90
Tabla 4.2. Factores de escalamiento.....	96
Tabla 5.1. Análisis de cargas para losa maciza de azotea.	101
Tabla 5.2. Análisis de cargas para la losa de entrepiso.	101
Tabla 5.3. Parámetros utilizados para la elaboración del espectro de diseño sísmico empleado en el edificio sin aislamiento.	102
Tabla 5.4. Características de los materiales de los elementos estructurales principales.	103
Tabla 5.5. Características de la mampostería correspondiente a elementos estructurales secundarios.	104
Tabla 5.6. Periodos de vibrar y porcentaje de participación de las masas (ETABS)	105
Tabla 5.7. Verificación del área de acero de refuerzo longitudinal para las vigas en la dirección transversal de la planta baja.	107
Tabla 5.8. Verificación del área de acero de refuerzo longitudinal para las vigas en la dirección longitudinal de la planta baja.	108
Tabla 5.9. Revisión de M_u vs. M_R en las vigas con mayor área de acero de la planta baja.	108
Tabla 5.10. Verificación del área de acero de refuerzo longitudinal para las columnas de la planta baja.	109
Tabla 5.11. Distorsiones angulares de entrepiso debido a la combinación de acciones accidentales (ETABS).	111
Tabla 5.12. Desplazamientos debido a la combinación de acciones accidentales (ETABS).	111

Tabla 5.13 Cortantes de entrepiso debido a la combinación de acciones accidentales (ETABS).....	112
Tabla 5.14. Fuerzas cortantes en vigas de la planta baja del modelo sin aislamiento	113
Figura 5.7. Identificación de los nodos críticos del edificio en base rígida (ETABS).	113
Tabla 5.15. Revisión de las uniones viga-columna, nodos B2 y B5 del N1, del edificio en base rígida de acuerdo con las NTC-C- 2023.	114
Tabla 5.16. Cargas axiales en las columnas a nivel de cimentación del edificio en base rígida.	116
Tabla 5.17. Propiedades mecánicas del hule natural, adaptada del MDOC 2015.	117
Tabla 5.18. Revisión del desplazamiento total y volcamiento del aislador LRB.	125
Tabla 5.19. Resumen de las propiedades geométricas, lineales y no lineales del aislador LRB.	127
Tabla 5.20. Revisión del desplazamiento total y volcamiento del aislador HDR.	132
Tabla 5.21. Resumen de las propiedades geométricas, lineales y no lineales del aislador HDR.....	133
Tabla 5.22. Coeficientes de fricción en las placas de PTFE, adaptada del MDOC 2015.	134
Tabla 5.23. Esfuerzos admisibles de contacto en placas de PTFE, adaptada del MDOC 2015.	134
Tabla 5.24. Revisión del desplazamiento total del aislador FPS.....	139
Tabla 5.25. Resumen de las propiedades geométricas, lineales y no lineales del aislador FPS.	140
Tabla 6.1. Demanda de ductilidad del aislador LRB en la dirección X y Y.....	153
Tabla 6.2. Desplazamiento máximo en los aisladores LRB ante el sismo LLAV9005.	164
Tabla 6.3. Revisión de los nodos B3 y B5 del N1 del edificio con aislamiento LRB de acuerdo con las NTC-C- 2023.	166
Tabla 6.4. Comparación de esfuerzos cortantes en vigas de la planta baja entre el modelo con aislamiento LRB y el modelo sin aislamiento.....	167
Tabla 6.5. Desplazamiento máximo de los aisladores HDR ante el sismo LLAV9005. ...	178
Tabla 6.6. Revisión de los nodos B3 Y B5 del N1 del edificio C/A HDR de acuerdo con las NTC-C- 2023.	180
Tabla 6.7. Comparación de esfuerzos cortantes en vigas de la planta baja modelos C/A HDR y S/A.	181
Tabla 6.8. Desplazamiento máximo de los aisladores FPS ante el sismo LLAV9005.	198
Tabla 6.9. Revisión de los nodos B3 y B5 del N1 del edificio C/A FPS de acuerdo con las NTC-C- 2023.	200
Tabla 6.10. Comparación de esfuerzos cortantes en vigas de la planta baja modelos C/A FPS y S/A.....	201

INTRODUCCIÓN

En zonas de alta sismicidad como Acapulco, México, garantizar la seguridad estructural de las edificaciones representa un reto constante para la ingeniería civil. La recurrencia de eventos sísmicos intensos en esta región ha puesto en evidencia la necesidad de adoptar soluciones constructivas más eficientes y resilientes, que no solo aseguren la estabilidad estructural durante un sismo, sino que también minimicen el daño y permitan una rápida recuperación operativa de los edificios.

En este contexto, el aislamiento sísmico se ha consolidado como una de las tecnologías más efectivas para mitigar la demanda sísmica que actúa sobre las estructuras. Dispositivos como los aisladores de núcleo de plomo (LRB), los de hule de alto amortiguamiento (HDR) y el tipo péndulo de fricción (FPS) han demostrado ser capaces de reducir significativamente las aceleraciones y fuerzas transmitidas desde el suelo hacia la superestructura, mejorando así el desempeño sísmico global del edificio.

Por otro lado, los sistemas constructivos prefabricados de concreto reforzado han ganado popularidad debido a su capacidad para agilizar la ejecución de obras, reducir costos y mejorar el control de calidad en los procesos de producción. Sin embargo, su comportamiento frente a cargas sísmicas aún representa un área de preocupación, especialmente en lo referente al desempeño de las conexiones viga-columna, que pueden constituir puntos críticos de falla durante un sismo.

Este trabajo de investigación tiene como objetivo principal evaluar la factibilidad de integrar ambas tecnologías: sistemas prefabricados de concreto reforzado y aislamiento sísmico mediante dispositivos LRB, HDR y FPS, en el diseño de un edificio de cuatro niveles ubicado en Acapulco. A través del desarrollo de modelos numéricos y análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo (ANLHT), se busca determinar el impacto de esta combinación en la respuesta sísmica del edificio.

Cabe señalar que, en este estudio, no se realizaron modelos detallados de las conexiones viga-columna; en su lugar, se llevó a cabo una revisión conforme a lo establecido en la normativa NTC-C-2023, la cual consiste en verificar que el cortante actuante en el nodo de la unión no exceda el cortante resistente (V_R) permitido por la norma. Esta evaluación normativa permite determinar, de manera práctica, si las uniones estructurales cumplen con los requisitos mínimos de seguridad bajo la demanda sísmica considerada. Además, se hizo énfasis en la reducción de las demandas estructurales en términos de distorsiones angulares, desplazamientos, cortantes, aceleraciones y fuerzas internas, con el objetivo de valorar la eficacia del sistema de aislamiento en el desempeño del edificio.

OBJETIVOS

Objetivo General

Evaluar la factibilidad de usar aislamiento sísmico y prefabricados de concreto reforzado para la construcción de edificios de mediana altura en zonas de alta sismicidad.

Objetivos Particulares

- Realizar el diseño de un edificio de concreto reforzado prefabricado con aislamiento sísmico que sea representativo de los edificios que se construyen o pudiesen construirse con mayor frecuencia en la zona de mayor sismicidad de la República Mexicana, costa del pacífico, los cuales se consideran como casos de estudio.
- Identificar los problemas que se tienen en el proceso de diseño estructural para este tipo de edificios.
- Realizar análisis inelásticos en la historia del tiempo de edificios de concreto reforzado prefabricado con aislamiento sísmico, sometidos a una demanda sísmica representativa de la zona de estudio, conjunto de acelerogramas reales registrados en la costa del Pacífico.
- Demostrar que los prefabricados de concreto reforzado son una buena alternativa, práctica, económica y rápida, en la industria de la construcción.

1. ANTECEDENTES

1.1 Historia del concreto prefabricado y su implementación en zonas sísmicas

Un progreso destacado en la evolución del concreto prefabricado fue la invención del "cemento Portland" en 1824 por Joseph Aspdin. Esta innovación representó un avance crucial al proporcionar una base más confiable y consistente para la producción de concreto prefabricado.

De acuerdo con López y Fernández (2015), la historia de los prefabricados se divide en tres épocas:

La primera se encuentra en el periodo de 1850 a 1940, donde la prefabricación se llevaba a cabo de forma manual y directamente en el lugar de la construcción. En esta época se destaca la trascendencia de Eugene Freyssinet, ingeniero civil y estructurista francés, quien en 1928 presentó la primera patente sobre el concreto pretensado; este concepto marcó una revolución en la forma de construir desde esa época.

Este enfoque revolucionó completamente la industria de la construcción. Antes de su implementación, el concreto se consideraba un material inerte y pasivo, con baja resistencia a la tensión que inevitablemente causaba grietas, siendo este su principal problema para su deterioro. Sin embargo, con la introducción del pretensado, el concreto se convierte en un material activo, con una alta resistencia a la compresión. Esta innovación condujo al desarrollo de aceros de alta resistencia y concreto que alcance una alta resistencia a edad temprana, marcando un avance en la durabilidad y eficiencia de los materiales de construcción.

Unos años después, en 1936 se construyó el primer puente pretensado con elementos prefabricados, con un claro de 19 m en la presa Pontes de Fer; en este caso, también se prefabricaron las losas que unían las vigas.

La segunda época abarca de 1940 a 1970, donde la prefabricación con elementos de concreto se convirtió en uno de los principales medios de industrialización en la

construcción. Esto se debió a la necesidad de una reconstrucción rápida y económica después de los devastadores efectos de la Segunda Guerra Mundial en varias regiones de Europa. En los procesos de construcción se utilizaron principalmente muros prefabricados y losas alveolares pretensadas, como se muestra en la Figura 1.1, lo que condujo al desarrollo de "estructuras de construcción nacionales" modulares. En España se atribuye a Eduardo Vert Sanz la fabricación de losas alveolares.



Figura 1.1 Muros prefabricados y losas alveolares utilizadas en edificios residenciales de la década de los 50's demolidos en 2002 (Tomada de Elliott y Hamid, 2017).

La tercera época se considera del último tercio del siglo XX donde los procesos constructivos de la prefabricación mejoraron gracias a la industria con el desarrollo de nuevas máquinas. Con lo que se incrementó la demanda de estructuras prefabricadas para cubrir las necesidades de ejecución rápida y con un amplio rango de aplicaciones, como viviendas, escuelas, centros comerciales, estacionamientos, estadios, hospitales, etc.

Los prefabricados también ofrecen soluciones estéticas para los elementos, especialmente mediante el uso de paneles y elementos decorativos de fachada. Un ejemplo emblemático de esta época es la construcción de la Ópera de Sídney en Australia, donde se utilizaron grandes conchas prefabricadas que conforman los techos de la estructura.

En una investigación de Elliott y Hamid, (2017) se examinan tres tipos de estructuras prefabricadas, los cuales, se analizan a lo largo de varios periodos de evolución y desarrollo que abarcan el periodo comprendido de 1920-2000. Los tres tipos principales de estructuras prefabricadas de concreto y sus elementos compuestos que constituyen el enfoque central del libro y son:

Estructuras de marco: formadas por vigas y columnas que de acuerdo con su altura pueden necesitar muros para su estabilización. Un ejemplo se ve en la Figura 1.2 compuesto por vigas principales de concreto pretensado de gran claro que soportan directamente las cargas de la losa y vigas secundarias de concreto pretensado de alta resistencia diseñadas para ayudar en la distribución de cargas, esto permite que la losa tenga un peralte menor. Las columnas, fabricadas con concreto de alta resistencia, tienen el ancho mínimo posible para evitar esbeltez, ya que el marco se estabiliza con sólo unos pocos muros prefabricados de concreto.

Estructuras de muros: se caracterizan por utilizar los muros no solo como elementos divisorios de espacios, sino también como componentes estructurales que contribuyen significativamente a la estabilidad y resistencia del edificio. Estos muros están estratégicamente distribuidos en una o ambas direcciones para proporcionar estabilidad lateral adicional. Este tipo de estructura se conoce por ser inherentemente insonorizado, lo cual significa que ofrece un buen aislamiento acústico, siendo adecuado para espacios como alojamientos estudiantiles, hoteles, hospitales y edificios universitarios donde el confort acústico es importante. La Figura 1.3 muestra un ejemplo de uso residencial y comercial.

Estructuras de marco rígido: columnas y vigas que forman grandes espacios abiertos para almacenes industriales o fábricas. La Figura 1.4 muestra vigas pretensadas de gran claro con sección transversal I, simplemente apoyadas sobre columnas.



Figura 1.2 Estructura con marcos prefabricados compuesta por entrepisos de grandes claros, con conexiones coladas in situ y columnas reforzadas por muros de corte prefabricados (Modificada de Elliott y Hamid, 2017).



Figura 1.3 Muros prefabricados para uso residencial y comercial en Sídney, Australia (Modificada de Elliott y Hamid, 2017).



Figura 1.4 Estructura de marco prefabricado (Modificada de Elliott y Hamid, 2017).

1.2 Prefabricados alrededor del mundo

El desarrollo de la construcción de estructuras prefabricadas ha sido notable en varios países. Por ejemplo, en Canadá, la década de los 50 marcó un avance significativo con el inicio de la construcción de una serie de edificaciones destacadas. De acuerdo con Park y col., (2003), estas se resumen en la Tabla 1.1, donde se detallan los diferentes tipos de estructuración utilizados a lo largo de los años.

Tabla 1.1 Avances en la construcción de estructuras prefabricadas en Canadá

Año	Tipo de Estructuración
1955	Sistemas prefabricados de columnas y vigas con losa doble T.
1962	Sistemas prefabricados que incluyen muros, vigas, columnas y losas pretensadas.
Década de 1980	Sistemas de varios pisos prefabricados de vigas y columnas con conexiones de transferencia a momento y muros estructurales prefabricados o colados in situ

A lo largo de estos años, Canadá ha sido testigo de una evolución en la construcción de estructuras prefabricadas, desde las primeras estructuras simples hasta sistemas más complejos utilizados en edificios comerciales y estacionamientos, gracias a la implementación de reglamentos como el Canadian Standard for Prestressed Concrete y el Manual de Diseño CPCI, que han proporcionado directrices claras para el diseño, fabricación y uso de estas estructuras, otorgando legitimidad y confianza a esta técnica constructiva.

Park y col. (2003), señalan que a finales de la década de los 50 en Japón comenzó el uso de losas pretensadas como las secciones tipo T simples o dobles y secciones huecas, marcando un avance significativo en la construcción de los prefabricados. Más tarde en los años 70, se adoptó el sistema de losas compuestas bidireccionales de concreto reforzado, con algunas partes prefabricadas y otras de concreto colado in situ. Desde entonces, la mayoría de las losas se construyen con estos dos sistemas. Durante esta época también empezaron a construir edificios bajos y medianos usando concreto reforzado prefabricado incorporando marcos resistentes a momentos y muros estructurales. Debido a la creciente popularidad de este tipo de construcción, se necesitaban guías de diseño claras. En 1986, el Instituto de Arquitectura de Japón publicó "Diseño y Construcción de Edificios de Concreto Reforzado Prefabricado", un libro que consolidó los principios y prácticas de diseño que habían aparecido en las décadas anteriores.

Sin embargo, no fue hasta 1999 que la Ley de Normas de Construcción en Japón incorporó el uso del concreto prefabricado. Antes de esa fecha, los métodos de diseño y construcción tenían que ser aprobados por el Centro de Construcción de Japón para asegurar su equivalencia con la construcción de concreto colado in situ. La introducción de un método de diseño basado en el desempeño, conforme a la Ley de Normas de Construcción de 1999, permitió mayor flexibilidad en los diseños prefabricados que cumplían con los estándares de seguridad y funcionalidad.

Estas normativas no solamente cubrieron la construcción de concreto colado in situ, sino también la construcción prefabricada de concreto pretensado, lo que llevó a una rápida expansión de este tipo de construcción en Japón.

En 1995, Japón sufrió el terremoto de Kobe, uno de los terremotos más intensos registrados y el más notable en cuanto se refiere a movimientos del terreno. Muguruma y col., (1995) evaluaron el desempeño de edificios sujetos a este evento, donde se analizaron 163 edificios prefabricados de concreto pretensado localizados en la zona afectada. Los resultados indicaron que en general, estos edificios tuvieron buen comportamiento durante el terremoto. De acuerdo con Muguruma y col., (1995) las razones del buen comportamiento de las edificaciones se deben a: 1) en Japón, los edificios prefabricados de concreto reforzado se diseñan para resistir fuerzas sísmicas mayores que las estructuras de concreto colado in situ comparables; 2) este tipo de construcción corresponde generalmente a estructuras regulares simétricas en planta y una distribución uniforme de masas y elementos de refuerzo; y 3) se utiliza concreto de alta resistencia y calidad, además de que la construcción es mucho más cuidadosa.

En Italia, hasta la década de los 40, el uso de concreto prefabricado era limitado debido a costos laborales bajos y poca industrialización. Sin embargo, según Park y col. (2003), en los años 50, la introducción del pretensado y el aumento de costos laborales impulsaron el rápido crecimiento del uso del concreto prefabricado, especialmente en edificaciones industriales. La adopción de agregados ligeros facilitó la producción en plantas. Surgieron numerosos fabricantes que expandieron su oferta a edificios comerciales, industriales complejos, y viviendas, adaptándose a necesidades específicas mediante soluciones flexibles. Esto implicó la implementación extendida de muros estructurales prefabricados y estructuras parcialmente prefabricadas, las cuales se volvieron comunes en diversos campos de la construcción.

En Italia, las losas prefabricadas dominan la construcción de sistemas de pisos debido a su eficiencia y menor necesidad de mano de obra especializada. La prefabricación ofrece ventajas ambientales y de rendimiento del concreto,

manteniendo una posición sólida en el mercado italiano, a pesar de la preferencia histórica por estructuras coladas in situ.

De acuerdo con Park y col. (2003), en Chile, el desarrollo de las estructuras prefabricadas de concreto se tiene desde la década de los 50's hasta nuestros días. Inicialmente se implementó en viviendas y naves industriales de una sola planta, su aplicación se expandió posteriormente a edificios industriales de un nivel y oficinas de dos niveles. Se emplearon columnas y vigas prefabricadas para la construcción, aunque su uso como sistema principal de resistencia a cargas laterales ha sido limitado debido a preocupaciones sobre su desempeño en terremotos. Actualmente, estas estructuras se utilizan principalmente como sistemas resistentes a cargas gravitacionales, combinadas con concreto reforzado colado in situ, especialmente en muros. Aunque el uso de concreto prefabricado en losas se popularizó en la década de los 80's, la mayoría de los edificios todavía se construyen con losas de concreto reforzado.

Por otro lado, en Nueva Zelanda, el uso de concreto prefabricado se hizo común en los años 60's, especialmente en sistemas de losas unidireccionales pretensadas. Desde entonces, la construcción de losas coladas in situ ha sido menos frecuente y competitiva. Durante esa época, en ocasiones se utilizaban elementos prefabricados postensados entre sí para formar marcos continuos resistentes a momentos. Durante el auge de la construcción en los años 80's, Nueva Zelanda adoptó ampliamente el concreto prefabricado en marcos resistentes a momentos, siendo ahora muy común. Estos marcos están diseñados para comportarse como estructuras coladas in situ durante terremotos. Los muros de concreto prefabricado se utilizan frecuentemente en edificios comerciales e industriales de baja altura. Actualmente, no son comunes las estructuras de concreto pretensado, excepto en sistemas de losas pretensadas. Las normativas de diseño sísmico se han actualizado para incluir aspectos específicos de las estructuras de concreto prefabricado. Para facilitar el diseño y la construcción, se han desarrollado directrices para el uso del concreto prefabricado estructural en

edificaciones por parte de la Sociedad Nacional de Ingeniería Sísmica de Nueva Zelanda, publicadas por la Universidad de Canterbury en 1999.

Park y col. (2003), destacan que en Estados Unidos la aplicación del concreto pretensado prefabricado cobró impulso en la década de los 50's cuando se utilizó por primera vez en la construcción del Walnut Lane Memorial Bridge en Filadelfia, Pensilvania, en 1950, con la introducción de los torones de 7 alambres y el concreto de alta resistencia, desde entonces, la industria de los prefabricados ha crecido en los Estados Unidos mediante las aplicaciones estructurales de los prefabricados de concreto pretensado. En la década de los 70 se desarrollaron aplicaciones innovadoras en puentes y más tarde, en la década de los 80, soluciones a problemas de durabilidad, introduciéndose dobles tees y pre-matados para estructuras de estacionamiento.

Desde la década de los 90's hasta la actualidad, la industria de los prefabricados ha realizado un esfuerzo significativo en el desarrollo de sistemas capaces de resistir fuerzas sísmicas, especialmente diseñados para regiones propensas a terremotos. Este esfuerzo se refleja en la construcción de la estructura de concreto prefabricado más alta localizada en una zona altamente sísmica de los Estados Unidos, de acuerdo con Englekirk (2002). El edificio de apartamentos prefabricados y pretensados, conocido como "The Paramount", se encuentra en San Francisco, California, tiene 39 pisos y una altura de 128 metros. En esta construcción también incorporaron acabados arquitectónicos en los marcos de momento resistente a fuerzas sísmicas.

En la industria de concreto prefabricado tienen presencia las guías y manuales de diseño recomendados para su uso a nivel nacional Precast/ Prestressed Concrete Institute (PCI). Algunos factores que influyen en el diseño de elementos prefabricados son: limitaciones por medios prácticos a las distancias del transporte, costos de mano de obra y materiales, la competencia en el mercado, el clima y el nivel de riesgo sísmico

La industria de los prefabricados utiliza la fabricación de productos estandarizados y equipos especializados en la construcción para ofrecer productos duraderos a

precios competitivos. Aunque los muros, vigas y columnas prefabricados se suelen fabricar según el proyecto debido a las variaciones en dimensiones, también cuenta con un conjunto estándar de vigas y columnas adecuadas para sistemas de estructuras por gravedad.

Las conexiones de elementos prefabricados no solo garantizan que las estructuras sean fuertes, sino que también hacen que el montaje sea más fácil y duradero, por lo que la industria de los prefabricados considera a estas como un factor importante. Estas conexiones se diseñan para cumplir con los requisitos del código, garantizando resistencia, ductilidad, adaptabilidad a cambios de volumen, fluencia, efectos térmicos, durabilidad ante condiciones ambientales y se considera la protección contra incendios para asegurar el rendimiento del sistema. Además, se ofrecen productos estándar que mejoran la constructibilidad y reducen los costos de construcción.

En los últimos años, se han creado alternativas en concreto prefabricado para edificaciones en zonas sísmicas. Una de estas alternativas es el sistema PRESSS (Precast Seismic Structural System), que se originó en la Universidad de San Diego, California. Este sistema lo desarrollaron en el programa de investigación dirigido por el profesor M.J.N Priestley, donde se evaluaron varios tipos de conexiones con diferentes comportamientos estructurales.

Priestley y col. (2001), brindan una visión general del programa de investigación PRESSS, detallando los sistemas estructurales prefabricados empleados en un edificio de prueba de cinco pisos. Este edificio incluye cuatro sistemas de marcos de concreto prefabricado y un sistema de muros de corte de concreto prefabricado articulado postensado, el cual se sometió a pruebas sísmicas rigurosas a finales de 1999 en el laboratorio estructural de la Universidad de California en San Diego. Los resultados de estas pruebas confirmaron la eficacia de los procedimientos de diseño y análisis desarrollados en las etapas anteriores del programa PRESSS. Además, demostraron que los sistemas estructurales de concreto prefabricado, cuando están correctamente diseñados, pueden funcionar de manera excelente bajo cargas sísmicas elevadas.

1.2 Industria del concreto prefabricado en México

Las losas prefabricadas fueron introducidas en la década de los 50's en México como una innovación para la construcción de viviendas, buscando mejorar la eficiencia y la rapidez en los proyectos. Park y col. (2003), mencionan que en la década de los 60's se construyeron algunos edificios con marcos resistentes a momentos que incorporan elementos prefabricados de concreto reforzado. Los códigos de construcción de la Ciudad de México en ese momento no tenían disposiciones para los elementos prefabricados de concreto. El Código de Edificaciones de la Ciudad de México de 1976 introdujo por primera vez algunas normas para la construcción de elementos prefabricados, sugiriendo básicamente el concepto de emulación.

Es notable que la industria de la prefabricación en los Estados Unidos se inició en la región Este, donde los efectos sísmicos son mínimos. Esto ha llevado a que en dicha zona no se considere la resistencia sísmica en el diseño de edificaciones. Lamentablemente, esta falta de énfasis en aspectos sísmicos ha influenciado la práctica de construcción en México, resultando en soluciones de conexiones entre elementos prefabricados que no cumplen con los estándares de resistencia y ductilidad requeridos en zonas sísmicas.

En 1992, Zermeño realizó una de las primeras investigaciones donde se ensayó un espécimen que representa a una conexión prefabricada trabe-columna típica de la construcción de esa época. Los resultados de estos ensayos fueron insatisfactorios, el espécimen presentó una respuesta poco dúctil, lo cual no es deseable para edificios localizados en zonas sísmicas.

El 19 de septiembre de 1985 la Ciudad de México experimentó uno de los terremotos más devastadores, donde se observó el colapso y diversos niveles de daños en cientos de estructuras con diferentes tipologías, incluyendo edificaciones prefabricadas de concreto reforzado. No hay estadísticas sobre el número de edificios prefabricados existentes y dañados para la fecha del terremoto en

mención, pero es aceptado que este tipo de estructuras era una minoría con respecto de las edificaciones existentes de concreto reforzado.

Camba y Meli (1993) reportan análisis detallados sobre el comportamiento sísmico de cinco edificaciones prefabricadas en la ciudad de México durante el terremoto de 1985, de las cuales solamente una estaba ubicada en la zona de mayor actividad sísmica. Este conjunto de edificaciones seleccionadas para su investigación experimentó el terremoto de 1985 y reportan que presentó un comportamiento estructuralmente aceptable

Hacia la década del año 2000, se observó un aumento en la implementación de un tipo de marco prefabricado que presenta columnas continuas a lo largo de varios niveles, caracterizadas por un refuerzo longitudinal continuo. La conexión entre la trabe y la columna en este tipo de marco se ha abordado mediante las soluciones propuestas por Carranza y col. (1996), la cual se compone de una conexión trabe-columna prefabricada tipo ventana donde se colocó acero de refuerzo en el lecho inferior para resistir momento positivo (lecho inferior en tensión) y se utilizaron estribos cerrados alrededor del acero de refuerzo para dar continuidad al lecho inferior mencionado. Esta solución se aplicó a un edificio destinado a supermercado en la Ciudad de México.

En 1990 Rioboo propuso otro tipo de solución de prefabricación de edificaciones de concreto reforzado que consiste en emplear una distribución de columnas formando núcleos resistentes; lo que permite una estructuración donde en un sentido se tienen marcos de grandes dimensiones, y en el otro sentido los núcleos de columnas forman marcos esbeltos. La implementación de este tipo de estructuración prefabricada aplicada a un edificio de cinco niveles localizado en la ciudad de México se detalla en ese trabajo.

Desde los primeros indicios donde se muestra interés de la ingeniería mexicana en el desarrollo de estructuras prefabricadas y elementos prefabricados, fue que se creó en 1967 la Asociación Nacional de Industriales del Prefuerzo y la Prefabricación A.C. (ANIPPAC). Es importante destacar que el objetivo principal de esta asociación es fomentar y desarrollar el uso de estas tecnologías en la

construcción de edificaciones, infraestructura y obras en general en México. Esta asociación reúne a industrias dedicadas al presfuerzo y la prefabricación, tanto en aspectos estructurales como arquitectónicos.

En los últimos años se ha visto el crecimiento de estructuras prefabricadas en México, ya que empresas, como la Freyssinet México, han desarrollado proyectos importantes como la Escuela Judicial Resiliente en el estado de Oaxaca, considerada como el primer plantel educativo con aislamiento sísmico donde se emplearon aisladores de base en su cimentación tipo péndulo de fricción, y lasas postensadas que permitieron librar grandes claros. Otro ejemplo es el Edificio Yama Insurgentes, proyecto estructural de lasas postensadas con servicio de presfuerzo en las lasas de planta baja y ocho niveles de sótano, que dan un total de 32,600 m² de lasas postensadas construidas con sistema Top-Down.

SEPSA es otra empresa importante en el país que se ha especializado en el desarrollo de estructuras prefabricadas. Sus aplicaciones abarcan una amplia gama de proyectos, incluyendo edificaciones, infraestructura y obras especiales. Desde la década de los 60's, SEPSA ha estado involucrada en la construcción de varios proyectos importantes, como son el edificio Link Belt en Querétaro, el Mercado de Chilpancingo en Guerrero, la Planta Pemex en Tabasco, el Palacio de Justicia en Morelos construido en solo dos meses, la Unidad habitacional "Hectómetro Vallejo" construida en 160 días, el edificio IMTA en Jiutepec, Morelos, y el edificio Casa Verde en Acapulco, Guerrero, entre otros proyectos notables. Estos proyectos destacan por un uso eficiente de elementos prefabricados, como trabes doble T, trabes portantes y columnas, demostrando la capacidad de SEPSA para completar proyectos de manera rápida y eficiente.

1.3 Historia del aislamiento de base

Kelly (2001) describe que el aislamiento de base se compone de dos partes: "aislamiento", que implica que la estructura está separada de los efectos del sismo, y "base", que se refiere a la cimentación de la estructura.

De acuerdo con Naeim y Kelly (2003), el inicio del aislamiento de base es bastante simple: el sistema separa el edificio del movimiento horizontal del suelo mediante la instalación de aisladores entre la estructura y la cimentación. Esto permite que la estructura tenga una frecuencia menor que si estuviera fijada a la base, pero también menor que la frecuencia predominante de vibración del suelo. Por lo tanto, el primer modo de vibración de una estructura con aislamiento implica que solo se moverá el sistema de aislamiento, manteniendo la parte superior de la estructura rígida.

Por otro lado, la estructura puede vibrar en los modos superiores sin afectar significativamente al primer modo de vibración o al movimiento del suelo asociado con el primer modo. Se considera que estos modos superiores no participan en el movimiento ya que la energía del suelo a esas altas frecuencias no se puede transmitir a la estructura a través del aislador. En resumen, el sistema de aislamiento no absorbe la energía del terremoto, sino que la redirige mediante las propiedades dinámicas del sistema. Aunque el funcionamiento del aislamiento no depende necesariamente del amortiguamiento, es aconsejable contar con un cierto nivel de amortiguamiento para prevenir posibles efectos de resonancia en la frecuencia del aislador.

Se tienen registros de que desde antes de 1960 se desarrollaron diversas propuestas de sistemas de aislamiento; de acuerdo con la información recopilada, se sabe que ninguna de estas se llegó a construir, quizá porque muchos sistemas resultaban poco efectivos debido a la tecnología con que se contaba en esa época.

El primer sistema moderno donde se implementó aislamiento en edificaciones mediante apoyos de hule se realizó en una escuela localizada en la ciudad de Skopje, Yugoslavia, en 1969, el cual corresponde a un edificio de 3 niveles, diseñado y construido por ingenieros suizos, a través de un método llamado Swiss Full Base Insolation-3D (FBI-3D), donde no se incluía ningún tipo de refuerzo mediante placas de acero, causando que el peso del edificio aplastara los apoyos.

En la Universidad de Tokio, el profesor inglés John Milne desarrolló un experimento notable donde instaló aislamiento en un edificio, demostrando su profundo interés en la sismicidad y sus efectos en las estructuras. Este interés lo llevó a dedicar varios años de su vida a investigar y perfeccionar modelos de sismógrafos, así como a publicar sobre criterios de construcción para edificaciones resilientes a los terremotos. Por sus significativas contribuciones, se le reconoce como el padre de la sismología moderna. A partir de este proyecto, puede decirse que iniciaron esfuerzos concentrados en la experimentación, implementación y patentado de sistemas de aislamiento a nivel internacional. En Países como Estados Unidos y Japón el concepto de aislamiento de base es bien aceptado y se ha implementado para proteger estructuras importantes. En Nueva Zelanda e Italia se han construido un número menor de edificios con base aislada, principalmente para edificios grandes e importantes. En Chile, la República Popular China, Indonesia y Armenia se han realizado proyectos para demostrar la aplicabilidad de sistemas básicos de aislamiento de bajo costo en viviendas públicas en países en desarrollo.

En una investigación realizada por Martelli y col., (2014) se indica que Japón es el país líder en el número total de aplicaciones de sistemas con aislamiento de base, seguido por la República Popular (RP) de China, Estados Unidos, la Federación de Rusia e Italia. La gráfica que se presenta en la Figura 1.5 indica el número de edificios aislados que se tenían en estos países para septiembre de 2013.

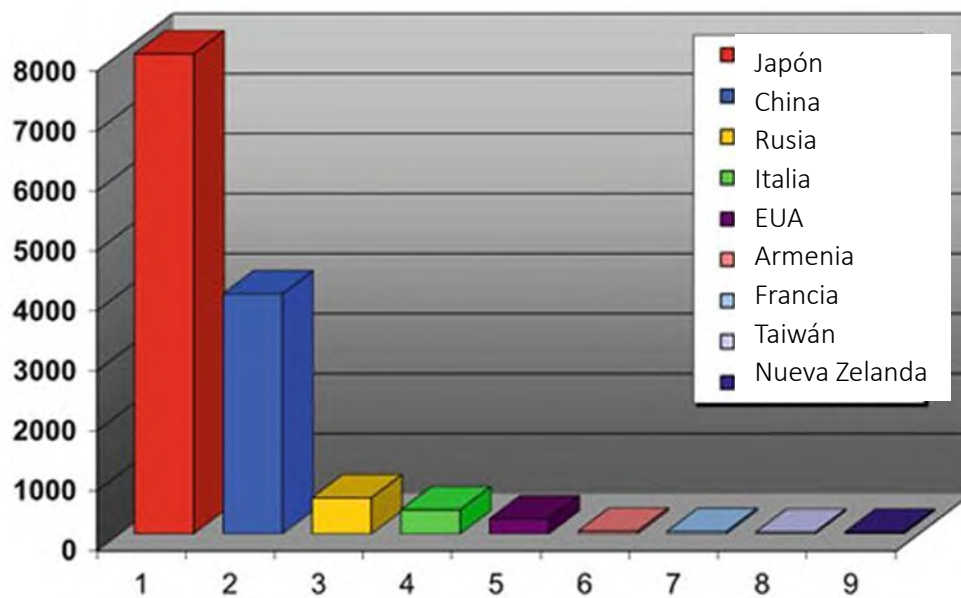


Figura 1.5. Cantidad de edificios con aisladores de base que se tenían para septiembre de 2013 en los países más activos en este tema (Tomada de Martelli y col., 2014).

El número de aplicaciones de este tipo está en aumento en todo el mundo, siendo su desarrollo ampliamente influenciado por las lecciones aprendidas de eventos sísmicos pasados, así como por la disponibilidad y particularidades de las normativas de diseño empleadas.

Kelly (1988) realizó un estudio de campo titulado "Aislamiento de Base en Japón", en el cual se informa que la primera estructura aislada en 1982 fue una modesta vivienda. Este estudio documenta un total de 20 construcciones equipadas con aisladores de base, incluyendo desde una casa residencial hasta edificios de oficinas de hasta 10 pisos de altura, centros de investigación, laboratorios, complejos de apartamentos, museos y dormitorios. La variedad de sistemas de aislamiento empleados incluyó apoyos de caucho con amortiguadores de fricción, apoyos de caucho con amortiguadores de fluencia de acero, apoyos de caucho con amortiguadores de aceite, apoyos de caucho con amortiguadores viscosos y apoyos de caucho con núcleo de plomo.

La adopción rápida de la tecnología del aislamiento sísmico en Japón se atribuye a la frecuencia de terremotos de gran magnitud que ocurren en el país, lo que ha inculcado en la población una conciencia aguda sobre los riesgos sísmicos y las ventajas de implementar sistemas de disipación de energía. Como resultado, las empresas pronto comenzaron a invertir importantes cantidades de dinero en la investigación y comercialización de estos sistemas.

A principios de la década de los 20's se realizaron los primeros intentos de aislamiento en edificios. López-Manzanares (2004) describe el sistema de aislamiento del edificio Frank Lloyd Wright's Imperial Hotel construido en Tokio, terminado en el año de 1921, su construcción contribuyó a que el sistema de aislamiento fuera considerado como una alternativa para protegerlo sísmicamente, el autor describe que el terreno en que debía construirse este Hotel tenía una capa de suelo resistente de 2.5 metros de espesor sobre una arcilla blanda. Wright tomó la decisión de prolongar la cimentación únicamente en el suelo resistente a fin de que el edificio "flotase" en la arcilla. El edificio se comportó de manera adecuada ante el devastador terremoto de Kanto.

En el marco del 30º aniversario de la Sociedad Japonesa de Aislamiento Sísmico (JSSI) en su Edición Conmemorativa Especial de 2024, se señala que el número de edificios aislados aumentaron drásticamente después del terremoto de Kobe (1995, $M=6.9$), en la prefectura del sur de Hyogo en Kobe. Más tarde con el terremoto de Tohoku (2011, $M=9.1$) frente a la costa del Pacífico de Tohoku, el número de edificios aislados superó los 300 por año, sin embargo, el número de edificios ha crecido muy poco después de este evento, con lo que hasta el 2021 se habían construido un total de más de 5,000 edificios, esto se muestra en la Figura 1.6.

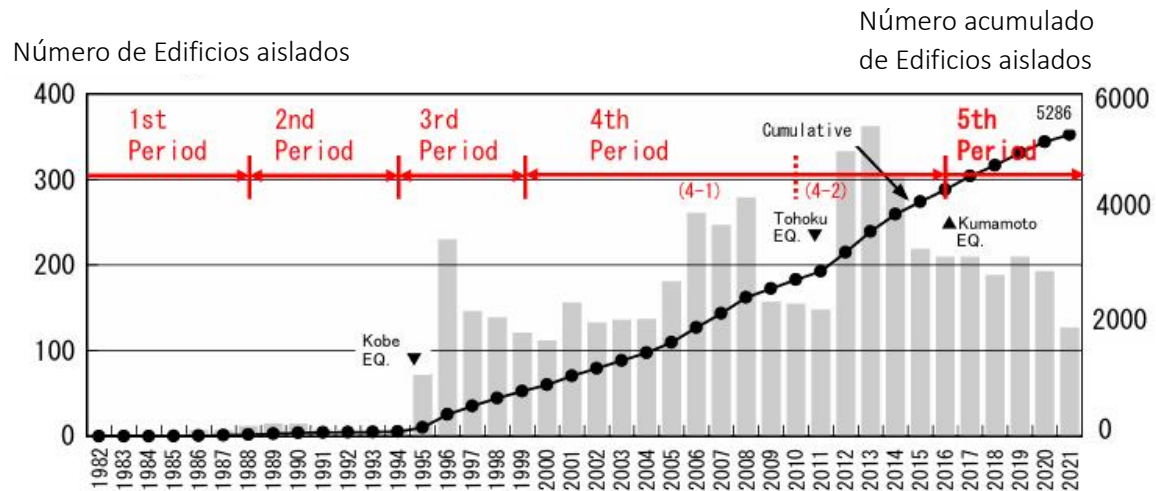


Figura 1.6. Número anual de edificios sismicamente aislados de acuerdo con la Sociedad Japonesa de Aislamiento Sísmico (JSSI) (Tomada de KONDO, 2024)

En China, las primeras estructuras equipadas con dispositivos, tanto de aislamiento de base como disipadores de energía, se construyeron alrededor de 1993, para el año de 2007 ya habían construido aproximadamente 600 estructuras con aislamiento y aproximadamente 100 con disipadores de energía (Pan y col., 2012). En una investigación más reciente, Zhou y Tan (2018) reportan que se tenía un total de 6500 estructuras con aislamiento y alrededor de 3500 equipadas con dispositivos disipadores de energía.

Desde 1980, Japón y China han experimentado un crecimiento prácticamente exponencial en la construcción de edificios con aislamiento sísmico. Mientras tanto, en los Estados Unidos, esta tendencia ha sido más moderada (Taylor y Aiken, 2011), a pesar de la efectividad de esta tecnología en la protección de estructuras comprobada con varios años de investigación.

Naeim y Kelly (2003) reportan que en Estados Unidos fue hasta 1985 que se construyó el primer edificio con aislamiento, el Foothill Communities Law and Justice Center, siendo el primero en el mundo donde se implementaron apoyos de hule de alto amortiguamiento. Poco después, en 1894, se completó la construcción del edificio Salt Lake City & County Building en Salt Lake City, Utah. Estos proyectos establecieron a Estados Unidos como líder en la adopción de esta

tecnología en su fase inicial. Hoy en día, se estima que existen aproximadamente 200 edificaciones con aislamiento sísmico en los Estados Unidos. Aunque este número no se compara con la cantidad de proyectos completados en otros países, el uso del aislamiento sísmico ha continuado, aunque no ha sido a un ritmo constante pero sí gradual, con numerosas aplicaciones notables y proyectos distintivos.

En sus inicios, el estudio del aislamiento de base en Europa se concentró en Italia, con el respaldo del National Working Group on Seismic Isolation (GLIS). Este grupo se encargó de organizar eventos y talleres relacionados con el tema, así como de elaborar guías de diseño para sistemas aislados. Uno de los primeros casos documentados es el Centro de Administración de la Compañía Telefónica Nacional, un complejo compuesto por cinco edificios de siete niveles ubicados en la ciudad de Ancona.

Nueva Zelanda, ubicada en el Cinturón de Fuego del Pacífico y en la confluencia de dos de las más grandes placas tectónicas del mundo: placa del pacífico y placa australiana, que experimenta una elevada actividad sísmica, realidad que hace que la sismicidad sea un tema de gran interés para el país, motivando la investigación y aplicación de sistemas de aislamiento en diversas áreas.

Makris (2018) relata a finales de la década de los 60's: "el ingeniero Iván Skinner, como jefe del Departamento de Ingeniería Sísmica del Laboratorio de Física e Ingeniería del DSIR (Department of Scientific and Industrial Research), desarrolló un sistema de aislamiento para el puente ferroviario South Rangitikei". Este puente, construido con concreto reforzado y pilas de diferentes alturas, marcó el inicio de la aplicación del aislamiento mediante cabeceo (rocking), representando un parteaguas en la implementación del aislamiento en puentes y en edificaciones. Hasta ese momento, el aislamiento en edificaciones era una adaptación de los apoyos de hule usados en puentes.

Posteriormente, en el DSIR, se desarrollaron diversos tipos de aisladores y disipadores de energía basados en la deformación plástica del plomo. Estos avances culminaron en la combinación de aisladores de hule con núcleo de plomo

en un mismo sistema, que desde entonces ha sido uno de los sistemas más utilizados.

De acuerdo con Naeim y Kelly (2003), el primer edificio con aislamiento de base en Nueva Zelanda fue el William Clayton terminado en 1981 en la ciudad de Wellington, capital del país, fue el primer edificio en el mundo donde se implementó el sistema de apoyos de hule con núcleo de plomo.

De acuerdo con las investigaciones reportadas en el marco del 30° aniversario de la Sociedad Japonesa de Aislamiento Sísmico (JSSI), a finales del 2023 había aproximadamente 110 estructuras aisladas en Nueva Zelanda. La Figura 1.7 ilustra el incremento de estructuras aisladas a lo largo del tiempo, donde se reportan tanto los tipos de estructuras como la tecnología de aislamiento utilizada. Cerca de la mitad del total corresponde a puentes, y desde los terremotos de Canterbury (2010, $M=7.1$), ha habido un incremento constante en el número de estructuras aisladas.

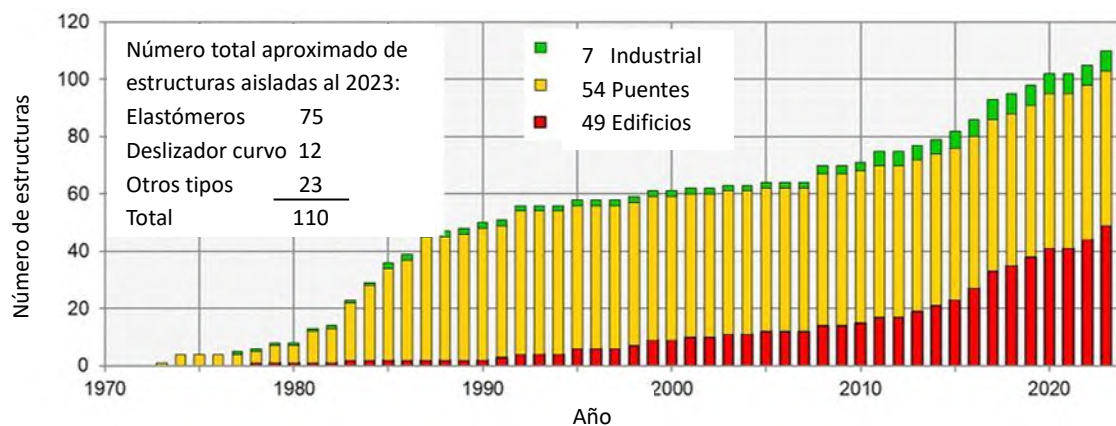


Figura 1.7. Crecimiento del número de estructuras con aislamiento sísmico en Nueva Zelanda (Tomada de Whittaker, 2024)

En contraste, México es reconocido internacionalmente como uno de los países con mayor actividad sísmica, donde la implementación de este tipo de sistemas ha sido escasa. Es importante destacar que las primeras aplicaciones del aislamiento de base en México se remontan a la década de los 70, en el siglo XX. Tena-Colunga (2007) realiza un estudio sobre dispositivos de control en México. En su

investigación se reportan seis casos de aislamiento de base y veinticinco de disipadores pasivos; las estructuras se detallan en las Tablas 1.2 y 1.3, respectivamente, para aislamiento de base y disipación pasiva.

Tabla 1.2 Proyectos con aislamiento de base construidos en México (Adaptada de Tena-Colunga, 2007).

Nombre del proyecto	Tipo	Sistema de Aislamiento	Lugar	Año
Escuela Secundaria Legaria	Edificio(N)	Rodillos por González Flores	Ciudad de México	1974
Iglesia Legaria	Edificio(N)	Rodillos por González Flores	Ciudad de México	1980
Puente Hidalgo-San Rafael	Puente (norte)	LRB	Autopista México-Querétaro	1994
Imprenta del Periódico Reforma	Equipo-Maquinaria(N)	Pendular GT-BIS	Ciudad de México	1994
Periódico Mural	Edificio(N)	Pendular GT-BIS	Guadalajara	1998
Presa Puente Infiernillo	Puente(R)	Apoyos deslizantes multirrotacional	Presa Infiernillo, Michoacán	2002

N=proyecto nuevo, R=proyecto de modernización

Tabla 1.3 Proyectos con disipación pasiva de energía construidos en México (Adaptada de Tena-Colunga y col., 2007).

Nombre del edificio	Tipo y número	Dispositivo	Lugar	Año
Izazaga 38-40	Reequipamiento (1)	ADAS	Ciudad de México	1989
Hospital de Cardiología	Reequipamiento (1)	ADAS	Ciudad de México	1990

Hospital 20 de noviembre	Reequipamiento (5)	SBC (Conexiones atornilladas ranuradas)	Ciudad de México	1992-1994
Sede IMSS (Reforma 476)	Reequipamiento (3)	ADAS	Ciudad de México	1993-1997
Sede 3M	Nuevo (1)	Amortiguadores Viscoelásticos (VED)	Ciudad de México	1996-1997
Almacén TMM	Nuevo (3)	ADAS	Acapulco	1997
SAGAR	Reequipamiento (1)	DV	Ciudad de México	1999
La Jolla	Nuevo (3)	ADAS	Acapulco	1999
Torre Monterrey	Reequipamiento (1)	ADAS	Ciudad de México	2002
Torre Mayor	Nuevo (1)	Taylor	Ciudad de México	2003
Córdoba	Reequipamiento (1)	ADAS	Ciudad de México	2004
Romanza	Nuevo (1)	ADAS	Acapulco	2005
Nautilus	Nuevo (1)	ADAS	Acapulco	2005
Fray Servando	Reequipamiento (1)	Taylor	Ciudad de México	2005
Mar Azul	Nuevo (1)	ADAS	Acapulco	2006
Total, de edificios	25			

En el XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (noviembre de 2023 en Guadalajara, Jalisco), Ruiz (2023) destacó varios proyectos individuales que han sido exitosos en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México, los cuales se reportan en la Tabla 1.4. Los proyectos fueron diseñados por talentosos mexicanos siguiendo criterios de diseño basados en estándares internacionales como el ASCE 7 y la EN 15129. Algunos de ellos fueron construidos sobre suelos

con valores altos de periodo dominante del suelo, que pueden considerarse como suelos flexibles.

Tabla 1.4 Proyectos con sistemas de aislamiento sísmico de la Ciudad de México.

Proyecto	Dispositivo
Espacio Condesa (Torre de 40 pisos).	Apoyos elastoméricos (LRB)
Hospital del ISSSTE en Tláhuac (250 camas)	Combinación entre aisladores de goma (LRB y RB) y deslizadores lubricados
Tonalá 15 (Edificio residencial de 14 niveles)	No se encontró que tipo de aislamiento sísmico tiene
Hospital de Nutrición Zubirán.	No se encontró que tipo de aislamiento sísmico tiene
Nuevo Aeropuerto Internacional Felipe Ángeles	Aisladores de péndulo de fricción (FPS)

Chile es otro de los países con mayor actividad sísmica en el mundo. En los últimos catorce años, tres terremotos con magnitud superior a 8.2 impactaron el territorio chileno. Entre 1992 y 2010 se construyeron aproximadamente 10 estructuras aisladas en Chile, actualmente se construyen aproximadamente 200 estructuras aisladas, esto de acuerdo con las investigaciones del marco del 30º Aniversario de la Sociedad Japonesa de Aislamiento Sísmico (JSSI).

La Figura 1.8 resume los tipos de estructuras que incorporan tecnologías de aislamiento y su proporción respecto al total, observándose que la mayoría de las estructuras aisladas corresponden a establecimientos de salud y edificios residenciales.

La Figura 1.9 muestra el tipo de tecnología utilizada para aislar sísmicamente las estructuras. Aunque gráficamente se observa que la mayoría de las aplicaciones de aislamiento sísmico corresponden a sistemas de caucho de alta amortiguación, hay un cambio significativo en la tendencia. Los nuevos hospitales, en particular, están adoptando caucho natural y cojinetes de caucho con plomo debido a las especificaciones gubernamentales y la disponibilidad de tecnologías más

económicas como los péndulos de fricción. Como resultado, se anticipa que los porcentajes mostrados en la Figura 1.9 evolucionen rápidamente en los próximos años.

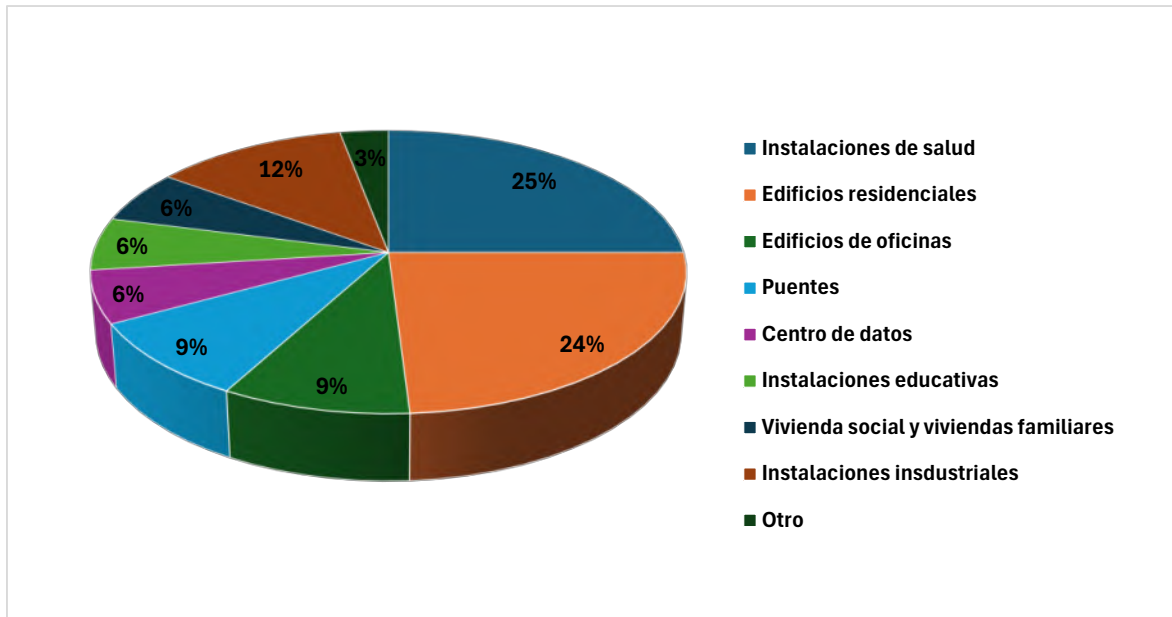


Figura 1.8. Estructuras aisladas en Chile (Adaptada de Retamales y Borosc hek, 2024)

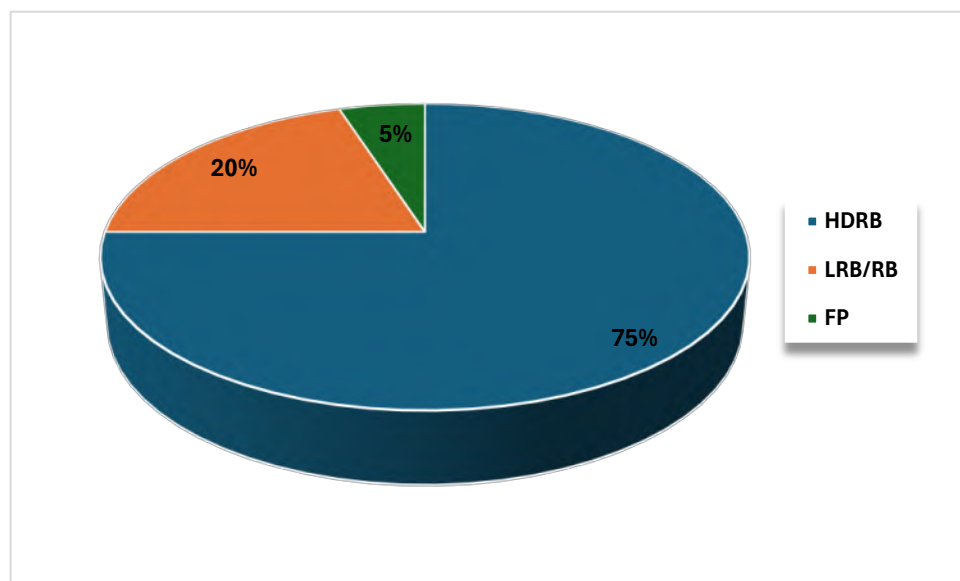


Figura 1.9. Tecnología del tipo de aislamiento implementado en Chile (Adaptada de Retamales y Col., 2024)

2. BASES TEÓRICAS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO

2.1 Tipos de aisladores

En los últimos años, se han propuesto alternativas para reducir la vulnerabilidad estructural que incluyen sistemas de control activo, pasivo y semiactivo. Jara y col. (2006), presentan la siguiente clasificación de los sistemas de control:

1. Dispositivos de control pasivo.
 - a) Disipadores de energía
 - i. Por fluencia del material
 - ii. Por extrusión
 - iii. Por fricción
 - iv. Por comportamiento viscoso y viscoelástico
 - b) Aisladores de base
 - c) Amortiguadores de masa resonante
2. Dispositivos de control activo
 - a) Masa activa
 - b) Tendones activos
 - c) Dispositivos de fricción activos
 - d) Materiales inteligentes
3. Dispositivos de control semiactivo

El aislamiento de base se encuentra dentro de la categoría de los dispositivos de control pasivo, es una tecnología que ha madurado y se ha desarrollado con gran éxito en varios países, por lo que continuamente se encuentran nuevos avances tecnológicos, tanto en sus aplicaciones como en las especificaciones de diseño. Debido a su buen desempeño y aceptación en la práctica profesional, es que en el presente trabajo nos enfocaremos en los tipos de aislamiento más utilizados, los cuales, se dividen en dos grandes grupos denominados: elastómeros y deslizantes. A continuación, se describen estos sistemas de acuerdo con lo reportado por Naeim y Kelly (2003).

2.1.1 Aisladores de base tipo elastoméricos

Los apoyos elastoméricos se componen de capas alternas de hule natural o sintético y placas de acero, las primeras dan flexibilidad y las segundas evitan el aplastamiento del hule. Las placas de acero impiden que las placas de hule se abomben, por lo que este tipo de aislador es capaz de resistir mayores cargas de gravedad con pequeñas deformaciones. Ante cargas laterales, el sistema es flexible. Los apoyos elastoméricos se pueden clasificar como: de bajo amortiguamiento o de alto amortiguamiento.

El primer caso registrado de la implementación del sistema de aislamiento fue la escuela Pestalozzi en Skopje, Macedonia, en 1969, donde se utilizó el aislador más simple que no contaba con ningún refuerzo, por lo que la rigidez vertical era unas cuantas veces mayor que la rigidez horizontal, además de que proporcionaba muy poco amortiguamiento. Más adelante se mejoró el sistema incorporándose placas de acero alternadas con placas de hule, con lo que lograron reducir el abultamiento lateral e incrementaron notablemente su rigidez vertical por algunos cientos de veces más que la rigidez horizontal. En 1975 se aceptó este tipo de sistemas, surgiendo la idea de su implementación para proteger de acciones sísmicas todo tipo de estructuras, intensificándose así, su estudio en países desarrollados como Estados Unidos, Nueva Zelanda y Japón.

Aisladores de hule natural y sintético de bajo amortiguamiento

Este tipo de aisladores son apoyos que se han combinado con sistemas disipadores de energía para tener en conjunto una estructura flexible con disipación de energía en la base, estos modifican la rigidez de la estructura y buscan concentrar en ellos la mayor parte de disipación de energía. En un estudio de Kelly y col., (1977) demuestran la conveniencia de adicionar disipadores de energía para limitar los desplazamientos y tener un comportamiento adecuado en condiciones de servicio. El trabajo experimental lo realizaron mediante una estructura de acero de 20 toneladas y tres pisos, utilizando una mesa vibratoria de 20 por 20 pies del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica de la Universidad

de California, Berkeley. En la base del edificio se colocó un sistema de aislamiento compuesto por apoyos elásticos de caucho natural y un dispositivo de absorción de energía de comportamiento no lineal que actúa como amortiguador muy eficiente. Los apoyos permiten el movimiento lateral de la base del modelo y se diseñaron para evitar efectos $P-\Delta$ adversos de la columna. De esta investigación se concluye que alargar el periodo del primer modo de vibrar de la estructura es favorable para la mayoría de los edificios expuestos a los terremotos en California. Además, este trabajo demostró que la reducción de la respuesta estructural se predice adecuadamente cuando se considera un disipador con un porcentaje de amortiguamiento crítico adicional para el primer modo de vibración aproximado al 30%.

En Japón se han utilizado exitosamente los apoyos con amortiguadores con disipación de energía ya sean de tipo viscoso, mediante barras de acero o de plomo, así como dispositivos de fricción, entre otros tipos de disipadores. En Japón es común que se utilice hule natural o caucho obtenido del látex natural de ciertas plantas. Por lo contrario, en Francia se prefiere el hule sintético, específicamente el neopreno o policloropreno, por ser más resistente al agua, a aceites y disolventes, así como a los efectos del clima entre otros factores externos, lo que lo convierte en un material popular en la industria de la construcción.

Este tipo de aisladores están formados por dos placas gruesas de acero en sus extremos y en su interior por placas delgadas intercaladas de acero. El hule se vulcaniza y se une al acero en una sola operación bajo calor y presión en un molde. La vulcanización es un proceso en el que se calienta el hule, cambiando sus características para hacerlo más resistente y elástico ante diferentes temperaturas.

Como se explicó antes, las placas de acero localizadas entre las placas de hule aumentan la rigidez vertical y reducen el aplastamiento del hule, sin embargo, estas no tienen efecto en la rigidez horizontal del dispositivo que depende del módulo de corte del elastómero, que generalmente tiene un valor pequeño. Estos

dispositivos tienen un comportamiento a cortante que puede alcanzar el 100% de su deformación, con una baja relación de amortiguamiento, entre un 2 y 3% del amortiguamiento crítico.

Algunas de las ventajas que tienen los apoyos elastómeros de bajo amortiguamiento son: fabricación simple, modelado numérico sencillo, así como su respuesta dinámica no se ve afectada por efectos de temperatura, edad o historia de carga. La desventaja es que suelen necesitar un sistema de amortiguamiento que complementa al sistema, lo que implica que requieren conexiones elaboradas en el sistema de aislamiento, además, en el caso de amortiguadores metálicos, estos son propensos a experimentar efectos de fatiga. En Nueva Zelanda para 1970 se desarrolló por primera vez una variante de este sistema: aislador de hule con núcleo de plomo, que actualmente es uno de los sistemas más utilizados.

Aisladores de hule con núcleo de plomo

Estos dispositivos también incluyen láminas de acero en su interior, la diferencia respecto del anterior es que estos contienen uno o más núcleos de plomo que se insertan en perforaciones realizadas después del vulcanizado. De esta manera, las placas de acero inducen la deformación por corte en el núcleo de plomo.

Aunque un aislador de apoyos laminados, hule y acero, cuenta con las características de resistencia y rigidez necesarias para el aislamiento sísmico, Robinson (1982) realizó estudios insertando un núcleo de plomo en un apoyo laminado (LRB, por sus siglas en inglés: Lead Rubber Bearing) con el objetivo de disipar energía. La adición de plomo permite obtener un dispositivo compacto que proporciona la disipación de energía histerética requerida para alcanzar un nivel adecuado de amortiguamiento.

El plomo se deforma a un esfuerzo aproximado de 10 MPa (100 kg/cm²), haciendo que el apoyo tenga comportamiento bilineal. Para lograr este comportamiento es necesario que el plomo se ajuste perfectamente al hule, lo que se consigue utilizando un núcleo de plomo ligeramente más grande que la perforación, de modo que encaje perfectamente. La rigidez y el amortiguamiento del núcleo de

plomo dependen del desplazamiento, por lo que es importante delimitar este desplazamiento.

Aisladores de hule natural de alto amortiguamiento

Además de los aisladores con núcleo de plomo, también es posible aumentar la capacidad de disipación de energía de los apoyos laminados, incrementando el amortiguamiento del hule mediante el uso de aditivos durante su fabricación, con lo que se pueden alcanzar niveles de amortiguamiento que van desde 10% y hasta el 15%. Este tipo de hules (HDR, High Damping Rubber) se fabricaron en 1982 en el Reino Unido por la Malasyan Rubber Producers Research Association (MRPRA), que desarrolló un nuevo tipo de hule que posee amortiguamiento por sí mismo, eliminando la necesidad de dispositivos adicionales que proporcionen el amortiguamiento necesario. Los investigadores consiguieron esta característica al incluir carbono ultrafino, aceites o resinas, lo que resultó en un aumento del amortiguamiento en el rango del 10 al 20% para el 100% de la deformación a cortante. Esto se refleja en módulos de corte que oscilan entre valores de 0.34 y 1.40 MPa (3.5 y 14.3 kg/cm²).

El proceso de fabricación se mantuvo igual. El material es no lineal para deformaciones a cortante menores al 20%, con alta rigidez y amortiguamiento. Esto reduce la respuesta ante acciones leves de viento o sismo. Para deformaciones por corte en el intervalo del 20% al 120%, el módulo de rigidez al corte es bajo y constante, pero aumenta para deformaciones mayores debido a un proceso de cristalización que disipa energía. Esto hace al sistema rígido para fuerzas pequeñas y flexible para acciones de diseño, limitando los desplazamientos ante cargas inesperadas.

2.1.2 Aisladores basados en deslizamiento

Este sistema de aislamiento se originó por primera vez en Inglaterra en 1909, gracias a la simplicidad del concepto propuesto por el médico J.A. Calantarients,

que consistía en colocar una capa de arena fina en los apoyos del edificio para facilitar su deslizamiento, disminuyendo así las fuerzas transmitidas al mismo.

En 1930 en Dhubai, Emiratos Árabes Unidos, y en 1934 en Bihar, India, se observó un fenómeno interesante: las estructuras de mampostería de baja altura que se deslizaron sobre su cimentación durante sismos sobrevivieron, mientras que construcciones similares sobre una base fija presentaron su colapso. A partir de este descubrimiento, se buscó desarrollar un sistema de aislamiento que replicara este efecto beneficioso. Dado que el uso de aisladores elastoméricos no era viable económicamente para estructuras tan pequeñas, surgió la idea de proponer un sistema basado en el deslizamiento horizontal, similar al observado en los edificios que resistieron los sismos.

En el caso del terremoto de Tangshan en China en 1976, se observó un fenómeno similar. Algunos edificios que resistieron el sismo presentaban una grieta en la base de los muros, lo que les permitió desplazarse aproximadamente 6 cm, esta observación impulsó el desarrollo de propuestas y pruebas en mesa vibradora con edificios a escala real. El trabajo más significativo fue un edificio de cuatro niveles construido para el Earthquake Strong Motion Observatory en Beijing. En este caso, emplearon una capa de arena específicamente seleccionada para el propósito, colocada entre la base de los muros y la cimentación. A partir de este trabajo se han realizado varias investigaciones sobre la dinámica de estructuras con sistemas de aislamiento, sujetos a diferentes cargas.

Los materiales más utilizados en aisladores basados en deslizamiento son el politetrafluoroetileno (teflón) sobre acero inoxidable, y las características de fricción dependen de varios factores como son la temperatura, la velocidad, el grado de desgaste y la limpieza de la superficie.

Péndulo de fricción (Friction Pendulum System, FPS)

Este sistema de aislamiento se basa en la fricción que combina el deslizamiento con una fuerza restauradora generada por la geometría del sistema. El péndulo de

fricción consiste de un deslizador articulado que se mueve sobre una placa esférica de acero inoxidable. El deslizador tiene un lado recubierto con un material de baja fricción que se desliza sobre la placa esférica, mientras que el otro lado también es esférico y está recubierto de acero inoxidable, contenido en una cavidad esférica con el mismo recubrimiento de baja fricción. Al moverse el deslizador contra la superficie esférica, la masa que soporta se eleva, generando una fuerza restauradora que intenta devolverlo a su posición inicial. La fricción entre las superficies produce amortiguamiento en el sistema, mientras que el periodo y la rigidez están determinados por el radio de curvatura de la superficie cóncava.

2.2 Principios básicos

El aislamiento sísmico en edificaciones es una estrategia para mitigar los efectos devastadores de los terremotos. Este enfoque implica separar la respuesta dinámica del terreno de la respuesta de la superestructura del edificio, con el propósito de evitar la amplificación del movimiento del terreno sobre la superestructura. Tal amplificación podría inducir fuerzas internas significativas en los elementos estructurales, provocando daños severos. La implementación de aisladores de base es fundamental en este proceso.

Estos dispositivos se colocan entre la cimentación y la superestructura, cuando se emplean correctamente, pueden modificar la respuesta sísmica del edificio. Su objetivo principal es alargar el periodo de vibración del sistema estructural, desplazándolo hacia regiones de aceleraciones espectrales muy bajas. Esto implica hacer más flexible la estructura; sin embargo, es importante tener presente que esta flexibilización conlleva a un incremento de los desplazamientos. Otra ventaja que ofrecen estos dispositivos es que incrementan el porcentaje de amortiguamiento de la estructura, lo cual reduce tanto de las aceleraciones como los desplazamientos. Los códigos de diseño limitan el incremento del amortiguamiento crítico hasta un 30%.

La Figura 2.1 presenta esquemáticamente el beneficio del aislamiento de base; esta muestra cómo el incremento del periodo del edificio conduce a una reducción en las fuerzas sísmicas de diseño, particularmente resulta ventajoso para estructuras con periodos cortos.

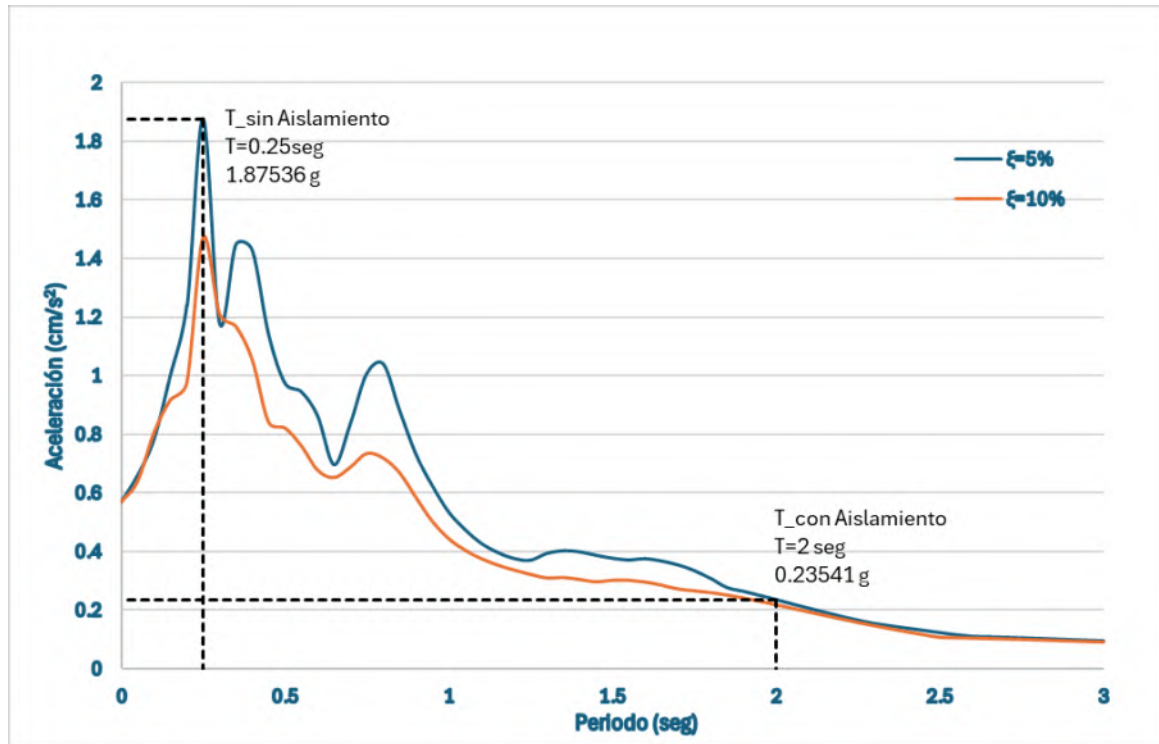


Figura 2.1. Espectro de respuesta para un sistema sin aisladores y con aisladores

En la Figura 2.2 se observa el incremento en los desplazamientos de la estructura. En ambas Figuras, 2.1 y 2.2, se observa claramente el efecto del amortiguamiento para estructuras de periodo corto; entre más amortiguamiento proporcione el aislador, las aceleraciones y desplazamientos serán menores que los de una estructura sin aisladores.

Sin embargo, en una estructura de periodo largo, el sistema de aislamiento sísmico no logra reducir las aceleraciones efectivamente, porque la estructura ya oscila lentamente y está sometida a aceleraciones más bajas. El aislamiento no puede desacoplar más la estructura del suelo para reducir aún más esas aceleraciones, lo que limita su efectividad.

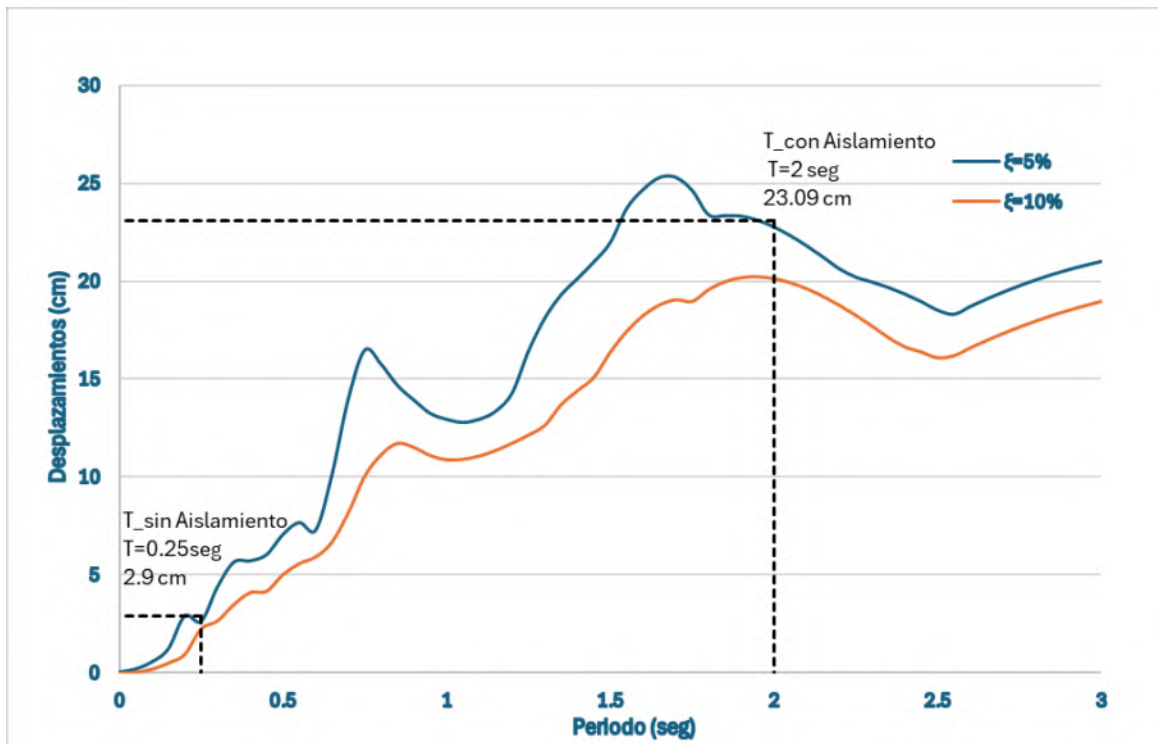


Figura 2.2. Espectro de desplazamientos para un sistema sin aisladores y con aisladores

La combinación de estos factores resulta en una reducción de las demandas sísmicas en la superestructura, lo que contribuye a mejorar significativamente la seguridad y la resistencia de las edificaciones ante eventos sísmicos. Esta visualización subraya la importancia del aislamiento sísmico como una medida efectiva para proteger las estructuras frente a los efectos destructivos de los terremotos.

Mayes y col., (2001) mencionan algunas consideraciones que deben tenerse en cuenta en la implementación del aislamiento sísmico, esto con el objetivo de que la estructura sea adecuada, lo cual se resumen en los siguientes puntos:

- La estructura tiene periodo corto.
- La energía del sismo no se concentra en regiones de periodo altos, como lo que ocurre en algunas zonas de suelo blando de la Ciudad de México, donde se tienen periodos del suelo alrededor de dos o más segundos.

- Las cargas laterales por viento y otras cargas no sísmicas son menores aproximadamente al 10% del peso de la estructura.
- La estructura no está ubicada cerca de fallas potenciales.
- Algunos otros requisitos que deben tenerse presentes para la selección del sistema de aislamiento son su durabilidad, su calificación, calidad de producción, factibilidad de instalación, protección, mantenimiento y verificación de que sus características de diseño permanecen sin cambios a lo largo de la vida de la estructura (Martelli y col., 2014).

2.3 Características de los sistemas de aislamiento

Un sistema de aislamiento estructural debe poseer ciertas características para asegurar su efectividad, entre las que destacan el proporcionar flexibilidad horizontal, fuerza de recuperación adecuada, capacidad de carga vertical y la capacidad de disipar energía.

Apoyos elastómeros

El caso más sencillo de un sistema de aislamiento es aquel que se puede modelar mediante un comportamiento lineal, caracterizado por tener rigidez y amortiguamiento lineales; sin embargo, para el caso de un aislador de histéresis con comportamiento no lineal, como son los apoyos HDR, se asume también su comportamiento como lineal teniendo presentes ciertas aproximaciones.

Para determinar las propiedades mecánicas de apoyos elastómeros o apoyos laminados, se han desarrollado buenas aproximaciones con base en la teoría elástica, las cuales, han sido verificadas mediante ensayos de laboratorio a escala real. De acuerdo con Jara y col. (2006), en este tipo de apoyos la propiedad mecánica más importante es la **rigidez horizontal** que se determina con la ecuación 2.1:

$$K_b = \frac{G_r A_r}{h_r} \quad (2.1)$$

donde G_r es el módulo de cortante del hule, el cual toma valores en intervalo de 0.5 a 1 MPa (5 a 10 kg/cm²), A_r es el área de la sección transversal completa que puede ser diferente del área de las láminas de refuerzo, y h_r es el espesor total del hule.

La vulcanización de las placas de acero en las láminas de hule reduce de manera importante las deformaciones por flexión del aislador. Por lo tanto, se puede considerar que las deformaciones debidas al cortante ocurren únicamente en el hule, por lo que la rigidez lateral del soporte depende únicamente de las propiedades del hule.

El **desplazamiento horizontal máximo** del apoyo es otro parámetro importante en el diseño que se estima mediante la ecuación 2.2:

$$\delta_{max} = \gamma_{max} h_r \quad (2.2)$$

donde γ_{max} es la distorsión máxima por cortante producida por las fuerzas laterales.

La **capacidad de carga vertical** sobre el apoyo se puede evaluar con la ecuación:

$$W_{max} = A' G_r S \gamma_w \quad (2.3)$$

donde A' es el área de traslape entre la superficie inferior y superior del apoyo como se muestra en la Figura 1.12, G_r es el módulo de cortante del hule, γ_w es la deformación permisible por cortante bajo carga gravitacional, S , ecuación 2.4, es el factor de forma del aislador que es igual al área cargada del hule dividida entre el área no cargada del mismo.

$$S = \frac{\text{área cargada}}{\text{área sin carga}} \quad (2.4)$$

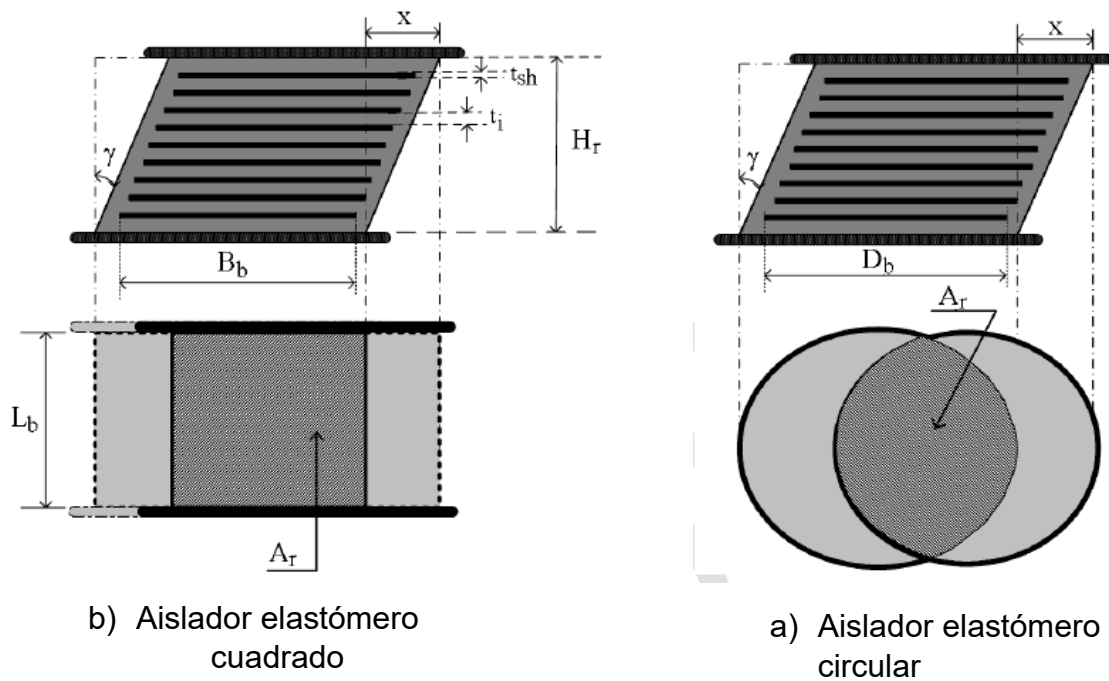


Figura 2.3. Deformación lateral y área de traslape indicada como A_r (tomada de MDOC 2015)

El factor de forma S es una medida adimensional de la relación de aspecto de una capa de elastómero.

- Para una sección rectangular de lados b y d , queda como:

$$S = \frac{bd}{2t_r(b + d)} \quad (2.5)$$

- Para una sección cuadrada de lado a :

$$S = \frac{a}{4t_r} \quad (2.6)$$

- Para un aislador circular:

$$S = \frac{\text{Diám}}{4t_r} \quad (2.7)$$

El **periodo del aislador** se calcula asumiendo que la estructura que soporta el aislador es rígida, el periodo de vibración del aislador se puede calcular como:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_b g}} \quad (2.8)$$

La ecuación 2.8 permite estimar el periodo para un solo aislador con rigidez lateral K_b , con su respectiva porción de peso de la superestructura W

La **rigidez vertical** del aislador de hule es:

$$K_v = \frac{E_c A_r}{h_r} \quad (2.9)$$

En este caso A_r se toma como el área de las placas de acero, h_r es el espesor total del hule en el aislador y E_c es el módulo de compresión instantáneo del conjunto hule-acero bajo el nivel de carga vertical especificado.

El valor de E_c para una sola capa de espesor t_r se define como:

- Para una sección circular:

$$E_c = 6G_r S^2 \quad (2.10)$$

- Para una sección cuadrada:

$$E_c = 6.73G_r S^2 \quad (2.11)$$

- Para apoyos diseñados con un hueco en la parte central:

$$E_c = 6\lambda G_r S^2 \quad (2.12)$$

Donde:

$$\lambda = \frac{b^2 + a^2 - \left[\frac{(b^2 - a^2)}{\ln \frac{b}{a}} \right]}{(b - a)^2} \quad (2.13)$$

El valor de a es el radio interior y b es el radio exterior. En los casos cuando $a/b \rightarrow 0$, se toma $\lambda=1$, lo que resulta en $E_c=6GS^2$, este es el caso cuando se tiene la sección completa. Si $a/b \rightarrow 1$, resulta $\lambda = 0.66$, por lo que $E_c=4GS^2$. En la Figura 2.4 se observa la forma en que se afecta el valor de λ para distintos valores de a/b .

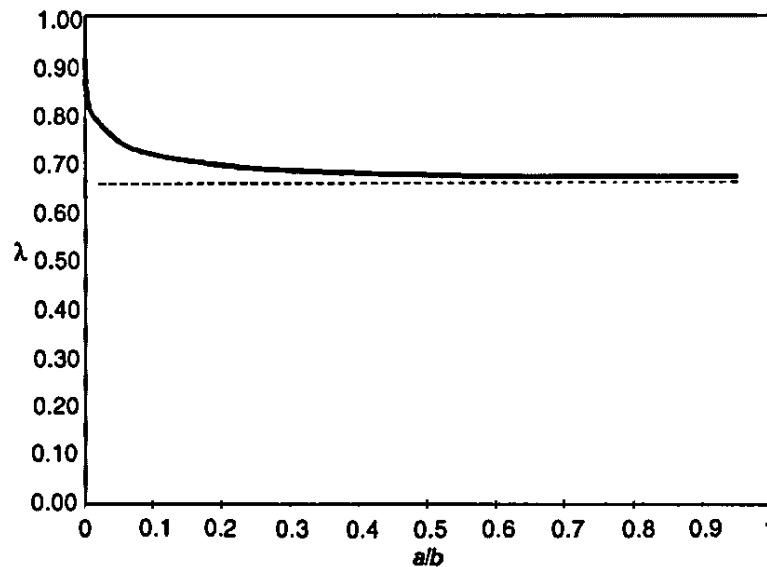


Figura 2.4. Variación de λ en función de los radios exterior e interior del aislador (tomada de Naeim y Kelly, 2003)

Amortiguamiento del apoyo. El amortiguamiento del aislador se obtiene del comportamiento viscoso del hule, el cual se ha demostrado experimentalmente que es dependiente de la velocidad. Por lo tanto, el amortiguamiento de apoyos laminados de hule se puede modelar mediante un modelo viscoso equivalente. Estos apoyos proporcionan un amortiguamiento viscoso equivalente en el intervalo del 5% al 10% del amortiguamiento crítico, sin embargo, cuando se usan hules con mayor nivel de amortiguamiento, se pueden alcanzar amortiguamientos hasta del 15% del amortiguamiento crítico.

Apoyos elastómeros con núcleo de plomo

El plomo fue seleccionado como material para el núcleo de un apoyo elastomérico debido a que sus características son ideales para el aislamiento sísmico. Esto se debe principalmente a su comportamiento elasto-plástico a temperatura ambiente. Además, el plomo tiene la capacidad de aumentar el amortiguamiento mediante deformaciones por cortante (aproximadamente 10 MPa, 100 kg/cm²), soportar cargas verticales de la estructura, mejorar la flexibilidad horizontal, ofrecer una rigidez inicial elevada y contar con capacidad de auto-centrado.

Los ciclos históricos típicos de un LRB se pueden representar por medio de un modelo bilineal que se distingue por tener dos rigideces que dependen del valor del desplazamiento, una **rigidez elástica (K_e)** y una **rigidez inelástica (K_y)**.

$$K_e = \frac{10AG_r}{h_r} \quad (2.14)$$

$$K_y = \frac{AG_r}{h_r} \quad (2.15)$$

Donde: G_r es el módulo de cortante del hule, A es área efectiva de neopreno, descontando el área del núcleo de plomo y h_r es el espesor total de las capas de hule.

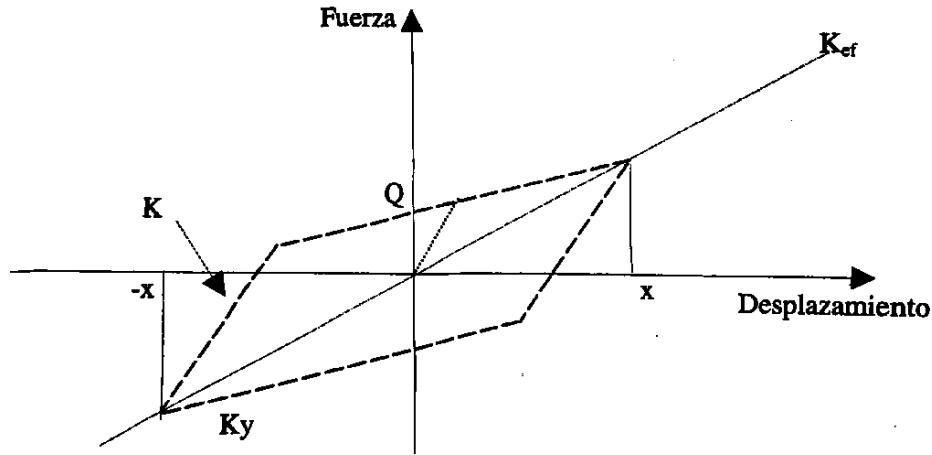


Figura 2.5. Modelo bilineal con comportamiento histérico (tomada de Jara y Col., 2006)

La fuerza elástica corresponde a la elasticidad del hule y es proporcional al desplazamiento, mientras que la fuerza inelástica se genera por la fluencia del plomo que se evalúa como:

$$F = \tau_p A_p + \frac{AG_r}{h_r} x \quad (2.16)$$

donde τ_p es el esfuerzo cortante que causa la fluencia, A_p es el área de la sección transversal del plomo, x es el desplazamiento lateral del apoyo y h_r es el espesor total de las capas de hule.

La **rigidez efectiva** se define como:

$$K_{ef} = K_y + \frac{\tau_p A_p}{x_{max}} \quad (2.17)$$

El **periodo del apoyo** se obtiene con:

$$K_y = \frac{2\pi}{\sqrt{w_0^2 + \mu \frac{g}{x}}} \quad (2.18)$$

donde g es la aceleración de la gravedad, la frecuencia natural y la ductilidad del apoyo son:

$$w_0^2 = \frac{\tau_p A_p}{W} \quad (2.19)$$

$$\mu = \frac{\tau_p A_p}{W} \quad (2.20)$$

Por último, el **amortiguamiento equivalente del apoyo** se obtiene de la energía disipada por histéresis y del amortiguamiento viscoso del sistema:

$$\xi = \frac{Ah}{2\pi Xu Vu} + \xi_{sis} \quad (2.21)$$

donde Ah es el área de un ciclo de histéresis, Xu es el desplazamiento máximo y Vu el cortante máximo que genera el sistema de aislamiento y ξ_{sis} es el amortiguamiento del sistema edificio-aislador.

Aisladores tipo péndulo de fricción

Los sistemas de péndulos de fricción (FPS), consisten en una superficie esférica de acero inoxidable, una articulación central y un revestimiento de material compuesto de baja fricción. Cuando ocurre un terremoto, la articulación central se desliza en contacto con la superficie cóncava produciendo un movimiento tipo péndulo de la superestructura, tomando en cuenta que al generarse el desplazamiento se produce un levantamiento de la estructura a causa de la

curvatura de la superficie esférica, por lo que el peso de la estructura genera una fuerza de recuperación, que una vez concluido el terremoto busca colocarla en su posición inicial de equilibrio.

Si consideramos una estructura rígida de peso W apoyada en un sistema FPS, que se desplaza horizontalmente sobre una superficie cóncava con radio de curvatura R . Asumiendo que no se desarrolla resistencia a la fricción en la superficie donde ocurre el deslizamiento, la **rigidez efectiva del apoyo** es:

$$K_p = \frac{W}{R} \quad (2.22)$$

El **periodo del apoyo** por lo tanto se define como:

$$T_p = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (2.23)$$

Nótese que el periodo de vibración es función del radio de curvatura de la superficie cóncava y es independiente de la masa de la superestructura.

En un sistema tipo péndulo con fricción, la fuerza resistente del apoyo proviene de dos mecanismos diferentes: el primero se refiere a la resistencia a la fricción que se presenta cuando existe un desplazamiento entre la articulación y la superficie cóncava, como lo muestra la Figura 1.15, que depende del coeficiente de fricción μ y de la componente del peso en la superficie cóncava.

$$F_f = \mu W \cos \theta \quad (2.24)$$

El segundo mecanismo es la fuerza de recuperación generada por el peso de la superestructura actuando en el apoyo, como se muestra en la Figura 1.15, la cual se define con la ecuación 2.25:

$$F_f = W \sin \theta \quad (2.25)$$

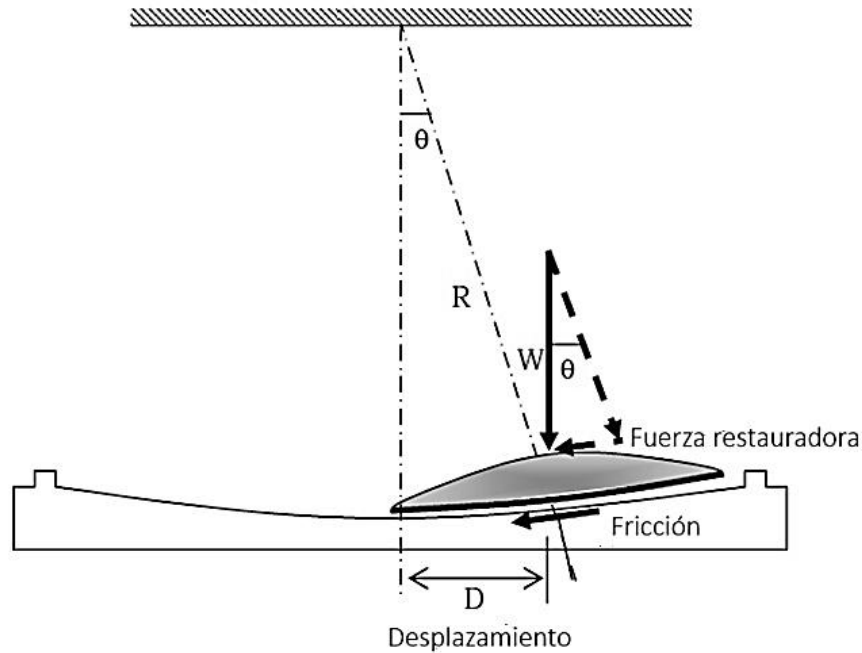


Figura 2.6 Funcionamiento de un aislador tipo péndulo de fricción (adaptada de Bucle y Col., 2006)

Considerando que el desplazamiento D es pequeño comparado con el radio de curvatura R , entonces:

$$\cos \theta = 1 \quad (2.26)$$

$$\sin \theta = \frac{D}{R} \quad (2.27)$$

Por lo que la **fuerza horizontal resistente del apoyo** es:

$$F = \mu W + \frac{W}{R} D \quad (2.28)$$

La Figura 2.7 muestra una respuesta típica de histéresis de un aislador tipo péndulo de fricción, donde se observa que la rigidez efectiva del aislador depende tanto del máximo desplazamiento $D_{\max}$ como del coeficiente de fricción, esto se expresa con la ecuación:

$$K_{ef} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D} \quad (2.29)$$

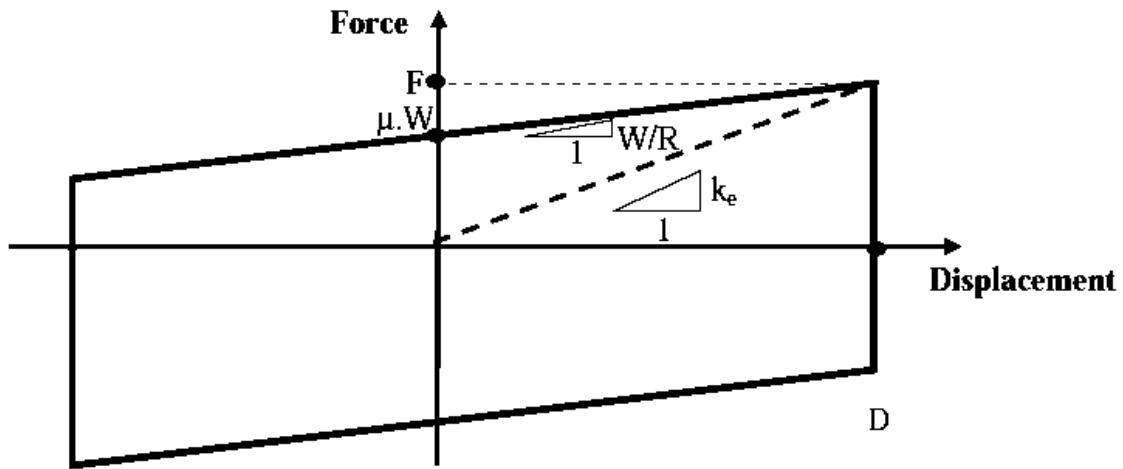


Figura 2.7 Modelo idealizado de un aislador tipo péndulo de fricción (tomada de Bucle y Col., 2006)

El área de un ciclo de histéresis se calcula como:

$$A = 4\mu WD \quad (2.30)$$

El amortiguamiento es función de f la fuerza dinámica de fricción y se puede calcular con la expresión:

$$\xi_{ef} = \frac{\text{área de un ciclo de histerésis}}{2\pi K_{ef} D^2} \quad (2.31)$$

Al sustituir el área de un ciclo de histéresis, el amortiguamiento es:

$$\xi_{ef} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \right) \quad (2.32)$$

El radio de curvatura y el coeficiente de fricción son las dos variables importantes en el diseño de este tipo de aisladores, a pesar de que no se tiene mucho control con el valor del coeficiente de fricción.

2.4 Criterios de diseño de los aisladores de base

Como se mencionó anteriormente, los sistemas de aislamiento de base son una tecnología madura, que se ha aplicado exitosamente en estructuras de diversas dimensiones. Algunas de las ventajas de estos sistemas se mencionan en Jara y col. (2006):

- Son usualmente más económicos en comparación con los sistemas activos.
- No necesitan una fuente de energía externa.
- Son inherentemente estables.
- Son altamente confiables y efectivos durante sismos fuertes.

El proceso de diseño de un sistema de aislamiento normalmente es:

- 1) Se inicia una etapa de prediseño donde se utiliza información de proyectos anteriores o datos proporcionados por el fabricante respecto de las propiedades mecánicas de los dispositivos que se pretenden utilizar, para estimar los valores máximos de la respuesta del dispositivo de control, así como los del sistema estructura-dispositivo. Esta etapa inicia calculando el desplazamiento máximo del sistema, y se evalúan factores como el cortante en la base y la estabilidad del aislador.
- 2) Se solicita al proveedor las especificaciones exactas del dispositivo que se instalará en la estructura.
- 3) Se realizan pruebas de prototipos con las características reales del dispositivo proporcionadas por el proveedor.
- 4) Se analizan los resultados de las pruebas de los prototipos para determinar si es necesario modificar el diseño preliminar o si se aceptan en esas condiciones.

2.5 Aspecto Normativo

En países como Estados Unidos, a principios de la década de los 90s se empezaron a introducir los sistemas de aislamiento sísmico en documentos técnicos importantes. Posteriormente, estos sistemas comenzaron a implementarse en Japón, Nueva Zelanda y en varios países de la Unión Europea.

De acuerdo con Genatios y Lafuente (2016), en EE. UU. el primer documento que estableció criterios para el uso de aisladores fue el “Tentative Seismic Isolation Design Requirements”, publicado en 1986 por la Northern Section of the Structural Engineers Association of California (SEAOC). Más tarde, en 1991, el Uniform Building Code (UBC) adoptó ese documento con algunas modificaciones, aunque su aplicación no era obligatoria en ese momento.

A partir de 1992, el “National Earthquake Hazard Reduction Program” (NEHRP) publicó recomendaciones para el uso de aisladores en el documento NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings (1998). En 1997, los documentos del UBC y NEHRP unificaron sus criterios, y para el año 2000 la publicación del UBC fue reemplazada por el International Building Code (IBC) en su edición de 2003.

En 1995, la American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO) creó un grupo de trabajo para desarrollar criterios sobre puentes con sistemas de aislamiento. Se establecieron recomendaciones para abordar los efectos ambientales en los materiales, como la temperatura, el envejecimiento, la contaminación, el desgaste, la frecuencia y la velocidad de carga.

En 1997, la Federal Emergency Management Agency (FEMA) publicó dos documentos relacionados con la rehabilitación sísmica de edificios: FEMA-273 y FEMA-274, que incluían el uso de sistemas de aislamiento como una opción para rehabilitar estructuras existentes. Los criterios de estos documentos eran similares a los del UBC, pero añadían el concepto de niveles de desempeño. En el año 2000, FEMA publicó el documento FEMA-356: Prestandards and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.

En 1996, la American Society of Civil Engineers (ASCE) formó un comité para desarrollar criterios de ensayo para sistemas de aislamiento, basado en un documento del National Institute of Standards and Technology (NIST). De este trabajo surgieron los ensayos para las propiedades básicas de los aisladores, tanto elastoméricos como deslizantes, incluyendo ensayos de prototipo y control de calidad.

Actualmente, el documento ASCE 7-16 (2016) es uno de los más utilizados en Estados Unidos y en otros países de América para el diseño de sistemas de aislamiento. En la Unión Europea se aplican las normativas del Eurocódigo 8 (2004), que establece los principios para el uso de sistemas de aislamiento en edificios. Este código incluye reglas sobre la localización adecuada de los aisladores para evitar efectos de torsión, así como métodos de análisis para edificios aislados. Los requisitos de diseño son similares a los de los edificios no aislados, con el objetivo de prevenir el colapso y limitar los daños. También se incluyen criterios para la instalación de los dispositivos, asegurando su inspección, mantenimiento y reemplazo.

Más recientemente, en Latinoamérica, países como Chile disponen de una normativa para el análisis y diseño de edificios con aislamiento sísmico, Norma NCh 2745, que está alineada con la norma de diseño de edificios (NCh 433).

En México durante la última década, la mayoría de los proyectos donde se implementaron sistemas de aislamiento, su diseño se desarrolló con base en estándares de otros países, como son: el ASCE 7, ASCE 41 y la norma europea EN-15129, debido a que en las Normas Técnicas Complementarias 2020 solamente se incluían en su Apéndice B criterios para el diseño de disipadores de energía, pero no de sistemas de aislamiento. Sin embargo, desde 2015 se incluyeron en el Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC, CFE 2015) en su capítulo de diseño por sismo recomendaciones para el diseño de aisladores elastoméricos, con y sin núcleo de plomo y de aisladores deslizantes. Al no ser el MDOC de la CFE una norma propiamente, este documento no tiene validez legal;

sin embargo, es donde se encuentra la información más actualizada y precisa para el diseño de estos dispositivos en el país.

Recientemente han trabajado en el desarrollo de un nuevo capítulo en las NTC-Sismo (2023), Capítulo 13: sistemas estructurales con aislamiento sísmico, donde se establecen las bases para el uso de estos dispositivos.

Ruiz y col., (2023) hacen una comparativa entre las similitudes y diferencias que se tienen en el Capítulo 13 de la NTC-Sismo (2023) y otras normativas internacionales reconocidas. También mencionan las consideraciones que se hacen para la aplicación de aislamiento sísmico en la Ciudad de México, lo cual, se resume en los siguientes puntos:

- El establecimiento de una matriz de objetivos de diseño que relaciona los niveles de desempeño estructural con los niveles de intensidad sísmica de diseño.
- Aplicación preliminar del análisis dinámico modal espectral utilizando un espectro segmentado que incluye amortiguamiento para el modo fundamental de vibración y otro para los modos superiores, con fines de prediseño.
- La necesidad de llevar a cabo una evaluación de desempeño para estructuras aisladas ubicadas en las Zonas de Transición y del Lago en la Ciudad de México.
- Directrices específicas para asegurar un contraste adecuado de rigideces entre la superestructura sobre una base rígida y el sistema de aislamiento, destacando que este contraste debe ser mayor para estructuras del Grupo A.

2.5 Tipos de análisis para estructuras aisladas

Los métodos de análisis sísmico para edificios con sistemas de aislamiento que se especifican en el reglamento ASCE7-16 se describen en su capítulo 17, el cual se enfoca en sistemas de aislamiento y disipación de energía. Los métodos recomendados varían dependiendo de la complejidad del edificio y los objetivos de análisis.

Es importante resaltar que los primeros criterios de análisis sísmico se enfocaban en métodos estáticos equivalentes, donde se aprovechaba el hecho de que, en una estructura aislada, los desplazamientos se concentran principalmente en el sistema de aislamiento, mientras que la superestructura se mueve como cuerpo rígido. El diseño se basaba en un solo modo de vibrar y las fuerzas de diseño para la superestructura se calculaban con base en las fuerzas actuantes sobre los aisladores cuando ocurría el desplazamiento máximo de diseño. Este enfoque permitía simplificar el proceso de diseño de manera significativa.

Más adelante con la introducción de los métodos de análisis dinámicos, los análisis estáticos han pasado a un segundo plano. Sin embargo, los códigos actuales establecen que, para cualquier estructura aislada, se realice primero un análisis estático, lo que permite obtener un diseño preliminar antes de aplicar métodos más avanzados.

En el reglamento ASCE 7-16 en la sección **17.4.1** se establece que se puede utilizar un análisis estático como único método de diseño, siempre y cuando se cumplen las siguientes condiciones:

1. La estructura se localiza en un sitio de clase A, B, C o D.
2. El periodo de la estructura aislada para el desplazamiento máximo $D_M \leq 0.5s$
3. La superestructura tiene como máximo 4 niveles o 19.8 m, medido desde su base.
4. El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento para el desplazamiento máximo D_M , el $\xi \leq 30\%$.

5. El periodo efectivo de la estructura aislada T_M es mayor que tres veces el periodo elástico de la estructura sin aislamiento, obtenido a partir de un análisis modal.
6. La estructura que se está aislando no presenta irregularidad estructural, de acuerdo con la sección **17.2.2** del ASCE 7-16. En las Tablas 2.1 y 2.2 se resumen los tipos de irregularidades verticales y horizontales que considera el mismo reglamento.

Tabla 2.1 Condiciones de irregularidades estructurales horizontales (adaptada de ASCE 7-16)

Tipo	Descripción	Sección de referencia	Categoría de Diseño Sísmico Aplicación
1a	Irregularidad torsional: Se define que existe una irregularidad torsional cuando el desplazamiento lateral máximo de un piso, calculado incluyendo la torsión accidental con $A_x = 1.0$, en un extremo de la estructura transversal a un eje, es más de 1.2 veces el promedio de los desplazamientos laterales en ambos extremos de la estructura. Los requisitos para irregularidad torsional en las secciones de referencia aplican únicamente a estructuras en las que los diafragmas son rígidos o semirrígidos.	12.3.3.4	D, E y F
		12.7.3	B, C, D, E y F
		12.8.4.3	C, D, E y F
		12.12.1	C, D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
		16.3.4	B, C, D, E y F
1b	Irregularidad: Se define que existe una irregularidad torsional extrema cuando el desplazamiento lateral máximo de un piso, calculado incluyendo la torsión accidental con $A_x = 1.0$, en un extremo de la estructura transversal a un eje, es más de 1.4 veces el promedio de los desplazamientos laterales en ambos extremos de la estructura. Los requisitos para irregularidad torsional extrema en las secciones de referencia aplican únicamente a estructuras en las que los diafragmas son rígidos o semirrígidos.	12.3.3.1	E and F
		12.3.3.4	D
		12.3.4.2	D
		12.7.3	B, C y D
		12.8.4.3	C y D
		12.12.1	C y D
		Tabla 12.6-1	D
		16.3.4	B, C y D
2	Irregularidad por esquina entrante: Se define que existe una irregularidad por esquina entrante cuando ambas proyecciones en planta de la estructura, más allá de una esquina entrante, son mayores al 15% de la dimensión en planta de la estructura en la dirección considerada.	12.3.3.4	D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
3	Irregularidad por discontinuidad en el diafragma: La irregularidad por discontinuidad en el diafragma se define como aquella que existe cuando hay un diafragma con una discontinuidad o variación abrupta en la rigidez, incluyendo aquel que tiene un corte o área abierta mayor al 50% del área total del diafragma encerrado, o un cambio en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50% de un nivel a otro.	12.3.3.4	D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F

4	Irregularidad por desplazamiento fuera del plano: La irregularidad por desplazamiento fuera del plano se define como aquella que existe cuando hay una discontinuidad en un camino de resistencia a fuerzas laterales, como un desplazamiento fuera del plano de al menos uno de los elementos verticales.	12.3.3.3	B, C, D, E y F
		12.3.3.4	D, E y F
		12.7.3	B, C, D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
		16.3.4	B, C, D, E y F
5	Irregularidad por sistema no paralelo: La irregularidad por sistema no paralelo se define como aquella que existe cuando los elementos verticales de resistencia a fuerzas laterales no son paralelos a los ejes ortogonales principales del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas.	12.5.3	C, D, E y F
		12.7.3	B, C, D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
		16.3.4	B, C, D, E y F

Tabla 2.2 Condiciones de irregularidades estructurales verticales (adaptada de ASCE 7-16)

Tipo	Descripción	Sección de referencia	Categoría de Diseño Sísmico Aplicación
1a	Irregularidad por rigidez–piso blando: La irregularidad por rigidez–piso blando se define como aquella que existe cuando hay un piso en el que la rigidez lateral es inferior al 70% de la rigidez del piso superior o inferior al 80% de la rigidez promedio de los tres pisos superiores.	Tabla 12.6-1	D, E y F
1b	Irregularidad por rigidez–piso extremadamente Blando: La irregularidad por rigidez–piso extremadamente blando se define como aquella que existe cuando hay un piso en el que la rigidez lateral es inferior al 60% de la rigidez del piso superior o inferior al 70% de la rigidez promedio de los tres pisos superiores.	12.3.3.1	E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
2	Irregularidad por peso (masa): La irregularidad por peso (masa) se define como aquella que existe cuando la masa efectiva de un piso es más del 150% de la masa efectiva de un piso adyacente. Un techo que sea más ligero que el piso inferior no necesita ser considerado.	Tabla 12.6-1	D, E y F
3	Irregularidad geométrica vertical: La irregularidad geométrica vertical se define como aquella que existe cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas en cualquier piso es más del 130% de la dimensión en un piso adyacente.	Tabla 12.6-1	D, E y F
4	Irregularidad por discontinuidad en el elemento vertical de resistencia a fuerzas laterales en el plano: La irregularidad por discontinuidad en el elemento vertical de resistencia a fuerzas laterales en el plano se define como aquella que existe cuando hay un desplazamiento en el plano de un elemento vertical de resistencia a fuerzas sísmicas, lo que resulta en demandas de vuelco sobre los elementos estructurales de soporte.	12.3.3.3	B, C, D, E y F
		12.3.3.4	D, E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F
5a	Irregularidad por discontinuidad en la resistencia lateral–piso débil: La irregularidad por discontinuidad en la resistencia lateral–piso débil se define como aquella que	12.3.3.1	E y F
		Tabla 12.6-1	D, E y F

	existe cuando la resistencia lateral del piso es inferior al 80% de la resistencia en el piso superior. La resistencia lateral del piso es la resistencia lateral total de todos los elementos de resistencia sísmica que comparten el esfuerzo cortante del piso en la dirección considerada.		
5b	Irregularidad por discontinuidad en la resistencia lateral–piso extremadamente débil: La irregularidad por discontinuidad en la resistencia lateral–piso extremadamente débil se define como aquella que existe cuando la resistencia lateral del piso es inferior al 65% de la resistencia en el piso superior. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos de resistencia sísmica que comparten el esfuerzo cortante del piso en la dirección considerada.	12.3.3.1	E, y F
		12.3.3.2	B y C
		Tabla 12.6-1	D, E, y F

7. El sistema de aislamiento cuenta con las siguientes características:

- La rigidez efectiva para el desplazamiento máximo es mayor que un tercio de la rigidez efectiva para el 20% del desplazamiento máximo.
- El sistema de aislamiento es capaz de generar una fuerza restauradora, de acuerdo con la sección **17.2.4.4** del ASCE 7-16.
- El sistema de aislamiento no restringe el desplazamiento máximo por sismo a un valor inferior al desplazamiento máximo total (D_{MT}).

Respecto a la sección **17.2.2** del ASCE 7-16 que refiere a la configuración, se establece que toda estructura aislada deberá clasificarse como una estructura irregular si la configuración estructural situada por encima del sistema de aislamiento presenta una irregularidad estructural horizontal de tipo 1b, como se define en la Tabla 1.5, o una irregularidad vertical de tipo 1a, 1b, 5a o 5b, de acuerdo con lo establecido en la Tabla 1.6 de la norma.

La sección **17.2.4.4** del ASCE 7-16, referente a la Fuerza Restauradora Lateral, establece que el sistema de aislamiento debe configurarse, considerando tanto las propiedades del sistema de aislamiento del límite superior como del límite inferior, de manera que genere una fuerza restauradora; esta fuerza debe garantizar que la fuerza lateral en el desplazamiento máximo sea al menos 0.025 W mayor que la fuerza lateral cuando se alcanza el 50% del desplazamiento máximo correspondiente.

También el ASCE 7-16 establece que se puede usar un análisis mediante espectro de respuesta, siempre y cuando la estructura, el sitio y el sistema de aislamiento cumplan con los requisitos **1,2,3,4 y 6** de su sección **17.4.1**

El análisis de historia de respuesta puede emplearse en el diseño de cualquier estructura aislada, y es obligatorio utilizarlo en aquellas estructuras que no cumplan con los criterios establecidos en la Sección **17.4.1** del ASCE 7-16

Análisis estático de acuerdo con ASCE 7-16

Las fuerzas y desplazamientos laterales mínimos en estructuras con aislamiento sísmico deben determinarse en función de las características de deformación del sistema de aislamiento. Es importante señalar que el análisis del sistema de aislamiento y de la estructura debe realizarse por separado, considerando tanto las propiedades máximas como las mínimas del sistema, y seleccionando para el diseño el caso que domine en cada parámetro de respuesta.

Generalmente el diseñador no conoce las propiedades de rigideces máxima y mínima para la fase del diseño preliminar, por lo que se asume un valor de rigidez efectiva K_{eff} , el cual se obtiene de pruebas con aisladores similares a la de estudio.

Después de completarse el diseño preliminar, se construyen los prototipos y se obtienen las rigideces máximas y mínima, las cuales se usan para refinar el diseño preliminar.

Respecto a los desplazamientos laterales mínimos requeridos para el diseño, el ASCE 7-16 dice lo siguiente:

- **Desplazamiento máximo.**

El diseño y la construcción del sistema de aislamiento deben garantizar su capacidad para soportar, como mínimo, el desplazamiento máximo D_M en la dirección con la respuesta horizontal más crítica y se calcula con la siguiente expresión:

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4\pi^2 B_M} \quad (2.33)$$

donde g , es la aceleración de la gravedad en mm/s^2 , S_{M1} es la aceleración espectral con amortiguamiento del 5% con el MCE_R (Máximo Considered Earthquake), para un periodo de 1s, en unidades de g-segundo, T_M es el periodo efectivo de la estructura aislada, en segundos, para el desplazamiento D_M en la dirección considerada y B_M es el factor de amortiguamiento definido en la Tabla 2.3 para el periodo efectivo del sistema de aislamiento β_M es el desplazamiento D_M , cuyos valores dependen del amortiguamiento efectivo.

Tabla 2.3 Factor de reducción de desplazamiento por amortiguamiento (adaptada de ASCE 7-16)

Amortiguamiento efectivo % β_M	Factor B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

- **Periodo efectivo para el desplazamiento máximo.**

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_M g}} \quad (2.34)$$

W es el peso total de la estructura por encima de la interfaz del aislamiento y k_M es la rigidez efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo D_M (kN/mm)

- **Desplazamiento máximo total (D_{TM}).**

El desplazamiento máximo de los elementos del sistema de aislamiento D_{TM} , deberá incluir los desplazamientos adicionales causados por la torsión accidental y no será menor que:

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (2.35)$$

donde y es distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y del elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección del sismo analizado, e es excentricidad en planta entre el centro de masa de la estructura y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental considerada como el 5% de la dimensión mayor en planta de la estructura, medida perpendicularmente a la dirección de la fuerza considerada, b es la dimensión menor en planta de la estructura, medida perpendicularmente a d , d es la dimensión mayor en planta de la estructura, P_T es el cociente del periodo efectivo de traslación entre el periodo de torsión del sistema de aislamiento, calculado con un análisis dinámico o mediante la ecuación 2.36 el cual no debe considerarse menor que 1.

$$P_T = \frac{1}{r_I} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (2.36)$$

x_i y y_i son las distancias horizontales entre el centro de masa del aislador i , en las dos direcciones, N es el número de aisladores, r_i es el radio de giro del sistema de aislamiento, igual a $((b^2 + d^2)/12)^{1/2}$ para aisladores de forma rectangular con dimensiones $b \times d$. Finalmente, el desplazamiento máximo total D_{TM} no debe tomarse menor de 1.15 veces D_M .

Análisis dinámico de acuerdo con ASCE 7-16

De acuerdo con el apartado 17.6.2: Modelado de la norma ASCE 7-16, el modelo matemático de la estructura aislada incluyendo el sistema de aislamiento sismo-resistente y otros elementos de la estructura se realizan con las secciones 12.7.3, 17.6.2.1 y 17.6.2.2

La sección 12.7.3 refiere a el modelo estructural que debe incluir la rigidez, resistencia y distribución de masa para calcular fuerzas y desplazamientos, donde se deben considerar:

- Los elementos de concreto y mampostería deberán tomar en cuenta los efectos de las secciones agrietadas.
- Los marcos rígidos de acero deberán incluir la contribución de las deformaciones en zona del panel que afectan el desplazamiento de los niveles de la estructura.

17.6.2.1 Sistema de aislamiento. El sistema de aislamiento se debe modelar con suficiente detalle para considerar:

1. Distribución espacial de los aisladores
2. Traslación en dos direcciones horizontales y torsión de la estructura aislada, tomando en cuenta la posición más desfavorable de la excentricidad de la masa.
3. Fuerzas de levantamiento y volteo en los aisladores de forma individual.
4. Efectos de la carga vertical, carga bilateral y/o de la velocidad de aplicación de la carga en las propiedades fuerza-deformación, en caso de que sea aplicable.

El desplazamiento máximo total D_{TM} del sistema de aislamiento se deberá calcular usando un modelo que considere las características no lineales del sistema de aislamiento y del sistema de resistencia sísmica de la estructura.

17.6.2.2 Estructura aislada.

El desplazamiento máximo de cada nivel, las fuerzas y desplazamientos de diseño de los elementos del sistema sismo-resistente, se pueden calcular usando un modelo elástico lineal de la estructura aislada mientras que los elementos del sistema sismo-resistente permanezcan elásticos.

17.6.3. Descripción de los procedimientos.

Para un análisis mediante espectro de respuesta se podrá realizar de acuerdo con la sección 12.9 y los requisitos de la sección 17.6.3.3, mientras que para el análisis de historia en el tiempo se aplicaran los procedimientos de la sección 17.6.3.4

12.9 Análisis Dinámico Lineal.

El análisis dinámico lineal es un método empleado para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura, considerando su respuesta modal. Este análisis incluye la identificación de los modos naturales de vibración, asegurando una participación adecuada de la masa de la estructura y combinando los resultados mediante métodos como el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados SRSS o el de combinación cuadrática completa CQC.

Este apartado también especifica que deben incluirse factores como la rigidez de los elementos estructurales, las derivas, las fuerzas internas y los efectos P-Delta. Además, el modelo estructural debe ser tridimensional. En caso de que los diafragmas no se clasifiquen como rígidos, el modelo debe incluir sus características de rigidez y los grados de libertad dinámicos necesarios para considerar su participación dinámica en la respuesta de la estructura.

17.6.3.3 Procedimiento de análisis mediante espectro de respuesta.

El análisis de espectro de respuesta considera el amortiguamiento modal del sistema de aislamiento, limitado al menor valor entre el amortiguamiento efectivo del sistema y el 30% del crítico. Para calcular el desplazamiento máximo total, se incluyen simultáneamente el 100% del movimiento sísmico en la dirección crítica y el 30% en la dirección perpendicular. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se obtiene como la suma vectorial de los desplazamientos en ambas direcciones.

17.6.3.4. Procedimiento para el análisis de la historia de la respuesta.

Se realizará para un conjunto de pares del movimiento del suelo escalados, cada par de componentes del movimiento del suelo se aplicará de forma simultánea al modelo, considerando la ubicación más desfavorable de la excentricidad de la masa. Además, el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calculará como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales para cada paso del tiempo.

Para cada movimiento del suelo usado en el análisis se calculará el parámetro de interés y se usará el promedio de ellos para el diseño. Para sitios considerados

como de fuente cercana o cercanos a la falla, se rotará cada par de componentes del movimiento horizontal del suelo, de manera que coincidan con la dirección paralela y perpendicular a la falla.

17.6.3.4.1. Este apartado se refiere a la excentricidad accidental de la masa.

Se debe considerar la torsión debido a la falta de simetría en masa y rigidez, por lo que se considerara una excentricidad accidental del 5% de la dimensión del diafragma, para cada dirección y cada nivel.

17.6.4 Fuerzas y desplazamientos laterales mínimos.

Para realizar análisis dinámicos, los desplazamientos totales (que incluyen torsión) se pueden calcular con las mismas expresiones que para el método estático, sustituyendo el desplazamiento máximo D_M , por el desplazamiento D'_M como a continuación se describe.

17.6.4.1. Sistema de aislamiento y elementos estructurales por debajo del aislamiento.

Se diseñarán usando todos los requerimientos aplicables para estructuras no aisladas y las fuerzas serán obtenidas de los análisis dinámicos sin reducir, pero la fuerza lateral de diseño no se tomará menor que el 90% del V_b .

17.6.4.4 Distorsiones límite.

La distorsión máxima de entrepiso debida a carga lateral incluyendo el desplazamiento causado por la deformación vertical del sistema de aislamiento deberá cumplir con cualquiera de los siguientes límites:

1. Cuando se utilice un análisis espectral, la distorsión máxima de la estructura por encima del nivel de aislamiento no deberá exceder de $0.015 h_{sx}$.
2. Cuando se use un análisis de la historia en el tiempo basado en las características esfuerzo-deformación de los elementos no lineales del sistema sismo-resistente utilizado, la distorsión máxima de la estructura por encima del nivel de aislamiento no deberá exceder de $0.020 h_{sx}$.

NTC-DS 2023

Por otro lado, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (NTC-DS, 2023) establecen lineamientos para el diseño estructural de edificios, incluyendo aquellos con sistema de aislamiento sísmico. Estas disposiciones se enfocan en garantizar la seguridad estructural considerando los riesgos sísmicos característicos de la región.

En cuanto a los tres tipos de análisis que se pueden implementar: estático, modal espectral y dinámico no lineal paso a paso. Independientemente del tipo de análisis que se implemente, los códigos de diseño actuales establecen que para cualquier estructura aislada se debe realizar un análisis estático para determinar los niveles mínimos de fuerzas y desplazamientos de diseño, además de que éste permite obtener un diseño preliminar.

El método estático se aplica para edificaciones con ciertas condiciones de regularidad geométrica y de masas, y cuya altura no supere límites especificados de acuerdo con la zona sísmica. También requiere la determinación de espectros elásticos y factores de reducción por comportamiento (Q') y sobrerresistencia (R) ajustados al sistema de aislamiento.

Los métodos dinámicos son obligatorios para estructuras irregulares, con alturas mayores a las permitidas en el método estático, o con sistemas complejos de aislamiento.

Requisitos específicos para aislamiento sísmico:

- El diseño debe incluir espectros de respuesta obtenidos del Sistema de Acciones de Diseño (SASID), con datos específicos para la Ciudad de México.
- Se deben verificar desplazamientos relativos en los dispositivos de aislamiento para evitar fallas durante sismos severos.
- Es obligatorio usar modelos detallados que representen adecuadamente la interacción entre la superestructura, los aisladores y el terreno.

- Las normas también exigen la validación del diseño a través de pruebas experimentales y/o simulaciones numéricas para garantizar que los aisladores funcionen dentro de sus parámetros de diseño bajo cargas sísmicas extremas.

El Capítulo 13 de las NTC-DS (2023) establece que todos los elementos estructurales de la superestructura y subestructura deben diseñarse como una estructura con base rígida, además de que deben mantener un comportamiento elástico lineal, también se solicita que la estructura aislada alcance un nivel de desempeño de Ocupación inmediata para una intensidad sísmica de diseño denominada no frecuente, correspondiente a un periodo de retorno de 475 años, y se requiere también usar un factor de comportamiento sísmico $Q=1$ para el análisis y diseño estructural.

3. ANTECEDENTES SOBRE CONEXIONES TRABE-COLUMNA PREFABRICADAS

Las estructuras de concreto prefabricado se han convertido en algo habitual en la mayoría de los países del mundo debido a la demanda de productividad y a las ventajas que ofrecen, como son: la rapidez de construcción, la reducción de costos, su control de calidad, claros mayores y espacios más amplios sin necesidad de apoyos intermedio, lo que implica una reducción en el número de columnas, además de mayor seguridad en lo que respecta a, ambientes y procedimientos controlados. Los edificios prefabricados están compuestos por elementos principales como columnas, trabes losas y fachadas que se fabrican en taller para después ser ensambladas en obra.

La experiencia que se tiene sobre el comportamiento de edificios prefabricados ante sismos fuertes, con respecto de las estructuras convencionales de concreto colado in situ, indica que los primeros son más propensos a sufrir colapsos. Esta vulnerabilidad se debe, principalmente, al comportamiento inadecuado de las conexiones entre las vigas y columnas durante o después del sismo. Dichos problemas surgen a menudo de un diseño deficiente por parte de profesionales que no comprendían cómo diseñar este tipo de estructuras en zonas sísmicas, lo que resulta en una conceptualización incorrecta del diseño sísmico y, en consecuencia, un detallado pobre de las conexiones.

En **Englekirk, 2003** se menciona que las estructuras prefabricadas se pueden dividir en dos categorías:

- Emulativas: Son aquellas que emulan la construcción de concreto colado in situ, utilizando conexiones húmedas, es decir, conexiones coladas in situ que se asemejan a las usadas en construcciones tradicionales de concreto reforzado.
- No emulativas o de fluencia: Son aquellas que proporcionan conexiones capaces de desarrollar deformaciones después de la fluencia, mediante una conexión húmeda o seca.

En una estructura prefabricada con enfoque emulativo se espera que las articulaciones plásticas se produzcan en la viga de concreto prefabricado lejos de la zona donde se conectan los elementos prefabricados, esto se puede lograr conectando la viga a una longitud practica con una conexión húmeda lejos de la articulación plástica.

Durante los últimos 30 años se han propuesto diversas conexiones viga-columna para estructuras de concreto prefabricado en países como Nueva Zelanda, Estados Unidos y Japón, sin embargo, muy rara vez se utilizaron conexiones propuestas en obra. Para poder implementar cualquier conexión, primero se deben realizar estudios experimentales para evaluar su comportamiento sísmico, algunos estudios sobre conexiones trabe-columna se comentan a continuación:

Park y col. (1986), realizaron un estudio de tres conexiones exteriores viga-columna a escala real para evaluar su desempeño sísmico cuando se producen articulaciones plásticas en las vigas adyacentes a las columnas. Las conexiones estudiadas incorporan columnas y vigas prefabricadas de concreto en forma de U. En una de estas conexiones, se incluyó una zona sin adherencia del refuerzo longitudinal en la sección en U, cerca de la cara de la columna, con el objetivo de mejorar el comportamiento de la articulación plástica. Los resultados mostraron un desempeño satisfactorio, con una buena capacidad de carga y ductilidad, además de ciclos de histéresis amplios y estables, lo que destacó la capacidad del sistema para disipar energía. Se concluyó que el sistema compuesto, que combina elementos de concreto prefabricado con concreto colado in situ, es una solución práctica y adecuada para implementarse en zonas sísmicas.

El tipo de conexión antes mencionado fue muy popular en Nueva Zelanda, utilizado en edificios de baja altura que combinan muros y marcos resistentes a momentos. En la Figura 3.1 se muestra el detalle de esta conexión, que consiste en una viga prefabricada en forma de U apoyada sobre el recubrimiento de una columna prefabricada. Una vez que se coloca el sistema de piso, se instala el

refuerzo y, posteriormente, se realiza el vaciado de concreto en el núcleo de la viga, el firme de la losa y el nudo.

El tipo de conexión antes mencionado fue muy popular en Nueva Zelanda, se empleó en edificios de baja altura combinando muros y marcos resistentes a momento. En la Figura 3.1 se muestra el detalle de la conexión emulativa formada por una viga prefabricada de concreto presforzado en forma de U y una columna prefabricada. En esta se observa que el presfuerzo solo abarca la longitud de la viga y no se ancla al nudo. Esta configuración se debe a que el presfuerzo está diseñado para soportar las cargas de servicio y el peso propio de la viga, sin participar directamente en la zona de la conexión. La Figura 3.2 complementa esta información al mostrar una sección transversal de la viga prefabricada en el estado final del edificio, en la cual no se incluye el acero de refuerzo.

Durante el proceso constructivo, la viga se apoya en el recubrimiento de la columna prefabricada y una vez que está listo el sistema de piso, se coloca el refuerzo para posteriormente vaciar del concreto en el núcleo de la viga, el firme de la losa y el nudo.

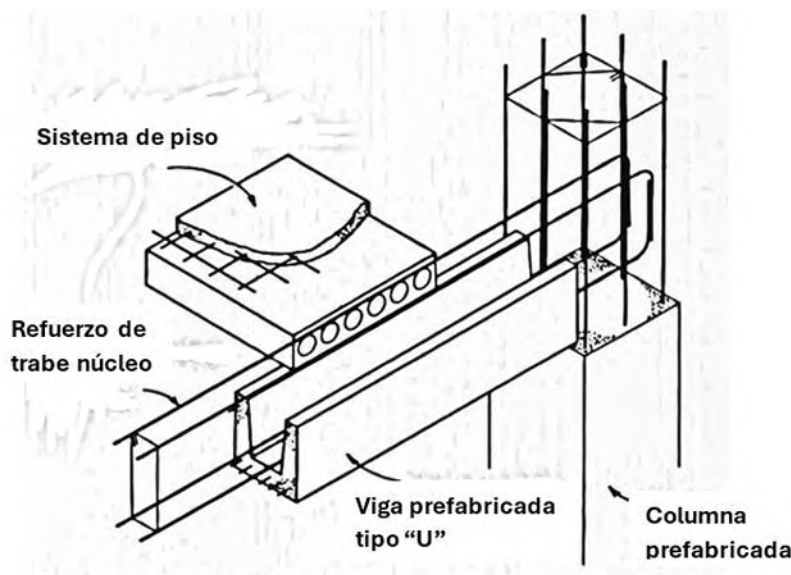


Figura 3.1 Detalle de conexión emulativa viga-columna prefabricada, (imagen adaptada de Park y col., 1986)

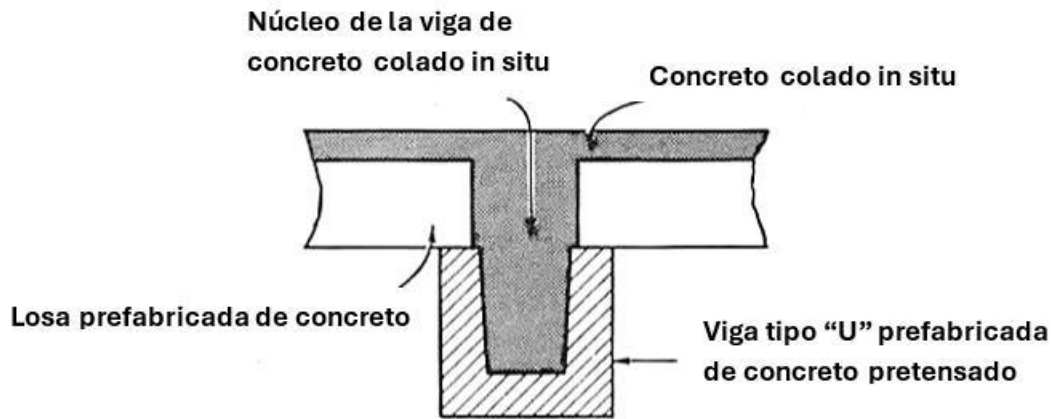


Figura 3.2 Sección transversal de la viga prefabricada tipo "U" del edificio terminado, no se muestra el acero de refuerzo, (adaptada de Park y col., 1986)

En México, también se ha recurrido al uso de conexiones monolíticas mediante vigas prefabricadas tipo "U", y se han realizado pruebas experimentales para garantizar su comportamiento monolítico. Un ejemplo de esto es el estudio de **Guerrero y col. (2019)**, quienes probaron siete conexiones a escala real de viga-columna de concreto reforzado para evaluar su desempeño sísmico. En su investigación, el espécimen 1 consistió en una conexión monolítica, mientras que los especímenes 2 a 4 incluían conexiones con vigas prefabricadas tipo "U" de acero reforzado. Los especímenes 5 y 6 fueron conexiones híbridas con vigas tipo "U" postensadas, y el espécimen 7 correspondió a una conexión soldada sobre una ménsula. Los resultados mostraron que las conexiones prefabricadas tienen un comportamiento sísmico aceptable, comparable al de las conexiones monolíticas, aunque con una degradación de rigidez ligeramente mayor. Las conexiones prefabricadas presentaron menos daño y menor agrietamiento con respecto a la conexión monolítica.

Otros autores, como **Ma y col. (2019)**, realizaron pruebas experimentales a gran escala de cuatro conexiones viga-columna-losa de concreto prefabricado. En este estudio, se utilizaron vigas y losas para verificar una conexión propuesta, que es simple y económica, basada en un traslape confinado con espiral de acero y relleno de mortero fluido de alta resistencia y no retardante. De las cuatro

muestras una fue monolítica y el resto corresponde a tres muestras prefabricadas donde se empleó la conexión propuesta, con la diferencia que para estos casos se diseñaron traslapes diferentes. En conclusión, se recomendaron dos patrones de traslape para la conexión prefabricada propuesta. Los resultados confirmaron que la longitud del traslape de las varillas de refuerzo puede reducirse en comparación con la conexión de traslape tradicional. Además, los resultados demostraron que la conexión propuesta es adecuada para su uso en zonas sísmicas, ya que ofreció un mejor desempeño sísmico que la conexión monolítica.

Lin y col. (2021), presentaron una nueva conexión viga-columna de concreto prefabricado utilizando un núcleo de UHPC (concreto de ultra alto desempeño) para mejorar la eficiencia en la construcción de marcos prefabricados. Se realizaron pruebas de carga lenta y controlada en tres especímenes prefabricados y uno monolítico de referencia para evaluar el desempeño sísmico. El estudio mostró que:

El núcleo de UHPC retrasó la aparición de grietas diagonales y mejoró el estado de esfuerzos en el refuerzo de la unión. Se recomienda reducir la cantidad de estribos debido a la contribución del núcleo de UHPC. Además, la conexión mostró un comportamiento histérico robusto mejorando la rigidez inicial y la ductilidad en comparación con la conexión monolítica. En particular, el núcleo de UHPC sin estribos incrementa la ductilidad en un 32.1%. La conexión disipa más energía en las etapas iniciales de carga, mostrando una alta eficiencia de disipación de energía incluso a grandes desplazamientos. Por último, el núcleo de UHPC actuó como un refuerzo efectivo, limitando la deformación por corte en la zona de la unión. El estudio concluyó que la aplicación del núcleo de UPHPC en conexiones prefabricadas es viable y mejora el comportamiento estructural.

En el trabajo experimental de **Ma y col. (2020)**, se evaluó la viabilidad del uso de concreto reactivo de polvo (LS-RPC) en conexiones viga-columna prefabricadas para marcos resistentes a momentos en zonas sísmicas. Se realizaron dos tipos de pruebas: pruebas de empalme por traslape de varillas de acero y pruebas de conexión viga-columna. Las pruebas de empalme consistieron en probar la

longitud mínima de traslape de varillas de acero en RPC, encontrando que las barras con longitudes de 8db (sin estribos) y 9db (con gancho) mostraron alta ductilidad y resistencia. No hubo fallas en el empalme en las conexiones con longitudes de traslape de hasta 15dB para varillas rectas y 11dB para barras con gancho. En cuanto a las pruebas de conexión viga-columna, se verificó la aplicabilidad de LS-RPC en conexiones prefabricadas, observando que las uniones con varillas rectas y con gancho mostraron buen rendimiento sísmico, sin deslizamientos y sin daños significativos. Las propiedades de energía disipada y deformación plástica mejoraron el desempeño sísmico de las conexiones, especialmente en zonas de articulación plástica. En este trabajo se concluyó que el LS-RPC es una opción viable y efectiva para las conexiones viga-columna en zonas sísmicas, con buen comportamiento sísmico, alta ductilidad y capacidad de disipación de energía.

También se han realizado estudios de otros tipos de conexiones, como la propuesta de **Ye y col. (2021)**, se trata de una conexión híbrida innovadora en la cual se adopta el criterio de conexión fuerte y miembros débiles para mejorar el comportamiento sísmico de estas estructuras. La conexión se prefabrica integralmente con una parte de la viga, permitiendo una instalación y desinstalación sencilla mediante una conexión en seco. La conexión se compone de concreto reforzado, conectores de acero en sección I, pernos de alta resistencia y placas de revestimiento de acero. El diseño incluyó una columna prefabricada de concreto reforzado y una viga en voladizo de 260 mm prefabricada con un conector de acero en sección I. Este conector se ensambló mediante placas de acero superior e inferior y pernos, garantizando una transmisión segura de fuerza cortante y momentos flectores. La articulación plástica se limitó a una zona alejada de la unión para asegurar la estabilidad y seguridad de la conexión. Los estudios experimentales y numéricos realizados analizaron el comportamiento sísmico de esta conexión, evaluando curvas histéricas y capacidades de disipación de energía. Los resultados muestran que la conexión híbrida puede reducir las concentraciones de tensiones y mejorar el rendimiento mecánico respecto a conexiones in situ; además, en un análisis

adicional se destaca como la posición del conector y la longitud de la placa influyen en el comportamiento sísmico, indicando que una mayor longitud de las placas puede afectar negativamente la capacidad de disipación de energía.

En estudios más recientes, **Qiao y col. (2024)**, analizaron el rendimiento sísmico de cuatro conexiones húmedas exteriores de vigas prefabricadas de concreto pretensado y columnas CECFST (se refiere a una columna que en su interior hay un tubo lleno con concreto y rodeado por una capa exterior de concreto, que lo encapsula completamente). Los especímenes fueron sometidos a cargas cíclicas laterales hasta su falla, dos de estas se unieron utilizando concreto normal (CN) en el nudo, mientras que en los otros dos especímenes se utilizó concreto reforzado con fibras de acero (SFRC), pero con la diferencia que los especímenes (NC-A y SFRC-A) fueron sometidos a carga axial constante, mientras que los (NC-N y SFRC-N) no se sometieron a ninguna carga axial. Las conclusiones de este trabajo son que las conexiones pueden presentar dos tipos de fallas: por cortante en una unión o por un modo que incluye deformación en la viga y la unión. También se observó que la utilización de fibra de acero en el concreto (SFRC) y la carga axial en las columnas afectan el tipo de falla. Las pruebas mostraron que las juntas con SFRC y carga axial lograron una mejor ductilidad y menor pérdida de resistencia con respecto de las que fallaron por cortante, además el uso de SFRC ayudó a reducir la propagación de grietas y mejorar la capacidad de absorción de energía de las uniones, por lo tanto, las conexiones entre vigas prefabricadas y las columnas CFST pueden mejorar su rendimiento sísmico mediante el uso de SFRC y la aplicación de carga axial.

En un estudio experimental de **Wang y col. (2024)** se realizaron pruebas para evaluar la capacidad sísmica de cinco conexiones prefabricadas de concreto pretensado enumeradas como PB1-PB5, donde se comparó con la conexión típica de concreto colado in situ enumerada como XJ. Para la conexión se colocaron placas de acero para los extremos de las vigas que conectan los nudos y también en las zonas laterales de las columnas que conectan con las vigas para proporcionar un refuerzo adicional, además de que los tendones de la viga y

columna tuvieron continuidad en la conexión. Los resultados de las pruebas demostraron un mejor rendimiento sísmico mayor que la conexión colada in situ, mostrando una mayor capacidad de carga y menores deformaciones. Las conexiones prefabricadas mostraron ductilidad comparable a las coladas in situ, con un coeficiente de ductilidad entre 2.82 y 3.03. También se observó que al aumentar la fuerza de pretensado, se tienen incrementos en la capacidad de carga con reducción en la capacidad de disipación de energía. Este estudio destaca que las conexiones prefabricadas con refuerzo pretensado ofrecen ventajas significativas en términos de capacidad sísmica y reducción de deformaciones en comparación con las juntas coladas in situ.

3.1 Conexiones Prefabricadas Innovadoras: Factibilidad y Desempeño en México

La factibilidad de aplicar las conexiones previamente descritas en la construcción de edificios en México depende de varios factores, entre los que destacan:

Disponibilidad de materiales.

La mayoría de los autores antes citados proponen conexiones con materiales novedosos, como el UHPC (concreto de ultra alto desempeño), el concreto reactivo de polvo (LS-RPC) y el concreto reforzado con fibras de acero (SFRC), los cuales, pueden llegar a ser costosos por su limitada disponibilidad en el país, así como la necesidad de importarlos; aunque se podría optar por alternativas locales implementando materiales que puedan ofrecer un desempeño similar a un costo más accesible.

Costo-beneficio.

A pesar de que los materiales y métodos avanzados pueden tener un costo inicial elevado, es importante considerar los beneficios a largo plazo, como son la durabilidad, menor mantenimiento y mejor comportamiento sísmico, especialmente en países altamente sísmicos, como lo es México.

La implementación de conexiones más eficaces podría reducir costos en otros aspectos del proyecto, como menos daño estructural durante sismos, con lo que podría justificarse la inversión inicial.

Capacitación y tecnología.

La implementación de tecnologías avanzadas requiere capacitación especializada de ingenieros estructurales y constructores, por lo que es muy importante evaluar la capacidad de la industria local para adaptarse a estos nuevos métodos. La disponibilidad de herramientas y equipos necesarios para la construcción con estos materiales también puede influir en la factibilidad.

3.2 Aspecto normativo de conexiones trabe-columna de acuerdo con las NTC-2023

Las **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto** (NTC-2023) proporcionan directrices importantes para el diseño y las conexiones de estructuras prefabricadas. Estas disposiciones son fundamentales para garantizar la seguridad y el buen desempeño de las edificaciones, especialmente frente a condiciones sísmicas.

Definición de Nudo y Conexión

Nudo: Se refiere a la parte de la columna comprendida en el peralte de las trabes que llegan a ella.

Conexión: Es el conjunto de elementos que unen los miembros prefabricados, estableciendo la unión entre los diferentes componentes de la estructura.

3.3 Consideraciones Generales de las NTCC-2023

Las NTCC-2023 indican que las estructuras prefabricadas deben ser diseñadas con los mismos criterios empleados para estructuras de concreto colado en sitio. Esto incluye considerar todas las condiciones de carga que los elementos prefabricados enfrentarán a lo largo de su vida útil, desde la fabricación, transporte y montaje, hasta la terminación de la estructura. Además, las conexiones deben

garantizar la transferencia adecuada de cargas y el comportamiento adecuado ante posibles eventos sísmicos.

3.4 Revisión del Nudo por Cortante de acuerdo con las NTCC-2023

Las NTCC-2023 solicitan la revisión del nudo por cortante para estructuras de ductilidad baja, media y alta. Cabe mencionar que el método de las NTCC-2023 para hacer la revisión del nudo es similar a la de ACI 318-19. En cuanto a las conexiones entre trabes y columnas, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos para cada tipo de estructura:

Conexiones en estructuras de ductilidad baja:

Se permite un diseño más sencillo, con menores requisitos de confinamiento y refuerzo en las zonas de conexión. Estas estructuras tienen una capacidad limitada para deformarse plásticamente sin perder resistencia, por lo que las conexiones deben garantizar una transferencia adecuada de cargas bajo demandas moderadas.

Conexiones en estructuras de ductilidad media:

Se requiere un incremento en el refuerzo transversal en las zonas de conexión para mejorar la capacidad de disipación de energía y controlar la formación de grietas. También se solicita que las conexiones deben detallarse para permitir deformaciones inelásticas moderadas, asegurando una respuesta sísmica adecuada.

Conexiones en estructuras de ductilidad alta:

Se exige un alto grado de confinamiento en las zonas de conexión, con mayores refuerzos transversales y detallados específicos para garantizar una capacidad de deformación plástica. Además, las conexiones deben diseñarse para permitir grandes rotaciones y desplazamientos sin pérdida significativa de resistencia, asegurando una excelente capacidad de disipación de energía durante eventos sísmicos severos.

Tanto para estructuras coladas en sitio como para estructuras prefabricadas, las conexiones entre elementos estructurales deben cumplir con los requisitos establecidos en la NTCC-2023 para garantizar la seguridad y el desempeño adecuado de las edificaciones frente a eventos sísmicos.

3.5 Conexiones en Elementos Prefabricados de acuerdo con las NTC-2023

Las NTCC-2023 también abordan de manera específica las conexiones en estructuras prefabricadas, permitiendo el uso de diversas técnicas, siempre que se cumplan los requisitos de seguridad y desempeño estructural.

Conexiones Permitidas: Se permite el uso de diferentes tipos de conexiones en elementos prefabricados, incluyendo conexiones con anclajes metálicos, soldaduras y otros métodos que aseguren la integridad estructural.

Requisitos Específicos: Las conexiones seleccionadas deben cumplir con los criterios de diseño, resistencia y ductilidad establecidos en las normas, garantizando un comportamiento adecuado ante cargas y condiciones sísmicas.

Evaluación y Aprobación: Las técnicas de conexión que no estén explícitamente contempladas en las normas deben ser evaluadas y aprobadas por las autoridades competentes para garantizar que cumplan con los estándares de seguridad y desempeño requeridos.

Requisitos para Estructuras Prefabricadas

Sección 14.5: Esta sección aborda los requisitos complementarios para estructuras prefabricadas, incluyendo aspectos como el diseño, fabricación, transporte y montaje de elementos prefabricados.

Tolerancias: Se establecen tolerancias dimensionales específicas para garantizar la correcta integración y funcionamiento de los elementos prefabricados en la estructura final.

3.6 Los prefabricados en México

El proceso de construcción de edificios prefabricados en México ha ganado popularidad en los últimos años gracias a sus ventajas en cuanto a rapidez, costos y sostenibilidad. A continuación, se detallan los pasos clave para la construcción de este tipo de edificaciones, desde la planificación hasta el montaje, y se destacan los beneficios y desafíos específicos de este método constructivo.

Diseño y planificación

La construcción de edificios prefabricados comienza con un detallado proceso de diseño y planificación. En esta etapa, los arquitectos e ingenieros estructurales colaboran para definir los componentes prefabricados que se utilizarán, como vigas, columnas, losas y muros. A diferencia de la construcción tradicional, en la prefabricación se debe prever la forma en que los componentes se ensamblarán en el sitio de obra, lo cual exige una coordinación rigurosa entre diseño estructural y la arquitectura.

Como se ha mencionado antes, México no es la excepción, uno de los aspectos clave en el diseño estructural es el diseño de conexiones viga-columna. Las conexiones deben ser lo suficientemente resistentes para soportar eventos sísmicos, lo que es un aspecto esencial en zonas sísmicas, como es el caso de México. Se han desarrollado tecnologías avanzadas que permiten mejorar estas conexiones, eliminando en muchos casos el uso de soldaduras y optando por soluciones más dúctiles.

Fabricación en planta

La fabricación de los componentes prefabricados se realiza en una planta de producción industrial bajo condiciones controladas. En estas plantas se producen elementos como vigas, columnas, losas y muros de concreto reforzado o presforzado. La ventaja de la prefabricación es que permite una mayor precisión y un control de calidad más riguroso que el colado de concreto en sitio, lo que resulta en una estructura final más resistente y durable.

Existen diferentes tipos de elementos prefabricados:

- Prefabricados livianos: piezas que pesan menos de 30 kg y pueden ser instaladas manualmente.
- Prefabricados semipesados: con un peso inferior a 500 kg, que requieren poleas y herramientas especiales para su instalación.
- Prefabricados pesados: piezas de más de 500 kg que deben ser manipuladas con grúas.

Transporte de los componentes al sitio

Una vez que los componentes prefabricados están listos, se trasladan desde la planta de fabricación hasta el sitio de construcción. Este transporte debe ser cuidadosamente planificado para evitar daños a las piezas durante su traslado y minimizar tiempos en el proceso de montaje. En el sitio, los componentes son posicionados con grúas y otros equipos especializados.

Montaje en el sitio de construcción

El montaje es una de las fases más rápidas del proceso constructivo del prefabricado. Los componentes prefabricados se ensamblan in situ de acuerdo con el plan previamente definido, poniendo especial atención en las conexiones que se tienen entre los distintos elementos, como vigas y columnas, ya que son esenciales para garantizar la estabilidad estructural. La Figura 3.3 muestra un edificio prefabricado construido en México, donde se observa el proceso de ensamblaje de los distintos elementos estructurales prefabricados. Además, este tipo de construcción genera menos residuos y es más eficiente en el uso de materiales, contribuyendo a una menor huella ambiental.

Acabados y detalles finales

Una vez montada la estructura principal, se procede a los acabados finales, que pueden incluir la instalación de fachadas prefabricadas, recubrimientos, y sistemas adicionales como instalaciones eléctricas y de plomería. Las fachadas

prefabricadas de concreto son una opción común en México, ya que ofrecen un diseño estético atractivo, de alta durabilidad y a un bajo mantenimiento.

Ventajas del sistema prefabricado en México

Reducción del tiempo de construcción: al fabricarse los componentes de manera simultánea en una planta, el tiempo de construcción se reduce significativamente.

Control de calidad: las condiciones controladas de fabricación permiten una mayor precisión y consistencia en la calidad de los elementos.

Sostenibilidad: este tipo de construcción genera menos residuos y es más eficiente en términos de energía y recursos, lo que lo hace más amigable con el medio ambiente.

Desafíos

Adaptación a condiciones locales: aunque el uso de prefabricados ha crecido en México, el proceso aún enfrenta retos para lograr una implementación amplia, especialmente en proyectos más pequeños o en áreas rurales donde las técnicas tradicionales siguen siendo la norma.

Conexiones estructurales: a pesar de los avances, las conexiones entre elementos prefabricados en zonas sísmicas siguen siendo un desafío crucial para garantizar la seguridad estructural.

La construcción con prefabricados en México es una opción cada vez más viable, especialmente en proyectos de gran relevancia que requieren eficiencia y rapidez. Este método no solo reduce el tiempo de obra, sino que también mejora la calidad estructural y la sostenibilidad de las edificaciones, haciéndolo ideal para centros comerciales, edificios industriales y estacionamientos, entre otros.



Figura 3.3 Edificio prefabricado en México por ITISA Prefabricados.

<https://www.itisa.com.mx/productos-y-servicios/itisa-prefabricados/sector-comercial>

CAPÍTULO 4. DEMANDA SÍSMICA

4.1 Selección de registros sísmicos

Para llevar a cabo el análisis dinámico del edificio en la historia del tiempo, es necesario emplear acelerogramas que reflejen las condiciones sísmicas específicas de la región, en este caso las correspondientes a la ciudad de Acapulco, Guerrero, donde se encuentra ubicada la estructura en estudio.

El criterio para la selección de los registros sísmicos considera los siguientes aspectos:

- En primer lugar, se consideraron las características de las fuentes sísmicas y propiedades del suelo para la ciudad de Acapulco, donde se asume que el edificio se desplanta sobre suelo roca.
- También se consideró la distancia epicentral a la zona de estudio, de esta manera se tiene una mejor representación de las condiciones sísmicas locales.
- Y por último la magnitud del sismo, seleccionando terremotos que presentaron magnitudes mayores que 5, ya que estos son los que ocasionan más daño a las estructuras.

Los registros seleccionados para esta investigación se obtuvieron de la “Base mexicana de datos de sismos fuertes” y de la “Base de datos de registros acelerográficos de la RAII-UNAM”. En la Tabla 4.1 se reporta la información de los registros seleccionados, mientras que la Figura 4.1 muestra su ubicación geográfica de las estaciones sísmicas y de los epicentros de los terremotos considerados para desarrollar este trabajo.

Tabla 4.1. Información de los acelerogramas seleccionados

No.	NOMBRE DEL REGISTRO	COORDENADAS DE LA ESTACIÓN		COORDENADAS DEL EPICENTRO		DISTANCIA EPICENTRAL Km	PROFUNDIDAD FOCAL Km	FECHA DEL SISMO	MAGNITUD	ACELERACIÓN MÁXIMA (cm/s/s)
		LAT. N	LONG. W	LAT. N	LONG. W					
1	ACAP7803	16.836	-99.914	17.026	-99.785	25.22	36	19/03/1978	Mc=5.80	315.078
2	AZIH8509	17.607	-101.465	18.021	-101.479	46.15	15	21/09/1985	Ms=7.60	158.230
3	BALC9412	18.011	-101.216	18.020	-101.560	36.42	20	10/12/1994	Mc=6.30	266.980
4	CALE8509	18.073	-102.754	18.081	-102.942	19.87	15	19/09/1985	Ms=8.10	140.680
5	CALE9701	18.073	-102.755	17.910	-103.040	35.20	16	11/01/1997	Ms=6.9	396.210
6	COMD9412	18.122	-100.524	18.020	-101.560	110.23	20	10/12/1994	Mc=6.3	411.520
7	CPDR8911	16.769	-99.633	16.844	-99.648	8.50	10	09/11/1989	Mc=5.10	156.950
8	LANE9909	15.948	-97.187	15.950	-97.030	16.83	16	30/09/1999	Ms=7.5	251.841
9	LLAV8802	17.346	-100.792	17.494	-101.157	42.12	19	08/02/1988	Ms=5.70	297.640
10	LLAV9005	17.346	-100.792	17.106	-100.893	28.79	16	31/05/1990	Ms=5.90	392.380
11	NUX21404	17.217	-100.791	17.180	-101.190	42.60	10	18/04/2014	M=7.2	173.403
12	JAMI1006	16.284	-97.821	16.220	-98.030	23.48	8	30/06/2010	M=6.0	409.550
13	JAMI1605	16.284	-97.821	16.250	-97.980	17.45	35	08/05/2016	M=6.0	380.770
14	JAMI1802	16.284	-97.821	16.218	-98.014	21.89	16	16/02/2018	M=7.2	564.150
15	PAPN9005	17.328	-101.040	17.328	-101.040	0.00	16	31/05/1990	Ms=5.90	205.780
16	PETA9607	17.542	-101.271	17.450	-101.160	15.61	20	15/07/1996	Ms=6.5	183.450
17	RIOG9909	16.014	-97.439	15.950	-97.030	44.31	16	30/09/1999	Me=7.6	307.467
18	SJLL1802	16.658	-98.498	16.218	-98.014	71.25	16	16/02/2018	M=7.2	480.170
19	SLU21404	17.281	-100.935	17.180	-101.190	29.29	10	18/04/2014	M=7.2	418.639
20	VIGA9310	16.759	-99.233	16.540	-98.980	36.36	19	24/10/1993	Ms=6.60	347.640

Donde:

M= Magnitud de momento sísmico.

Mc: Magnitud de completitud o corte.

Mb: Magnitud de ondas de cuerpo.

Ms: Magnitud de ondas superficiales.

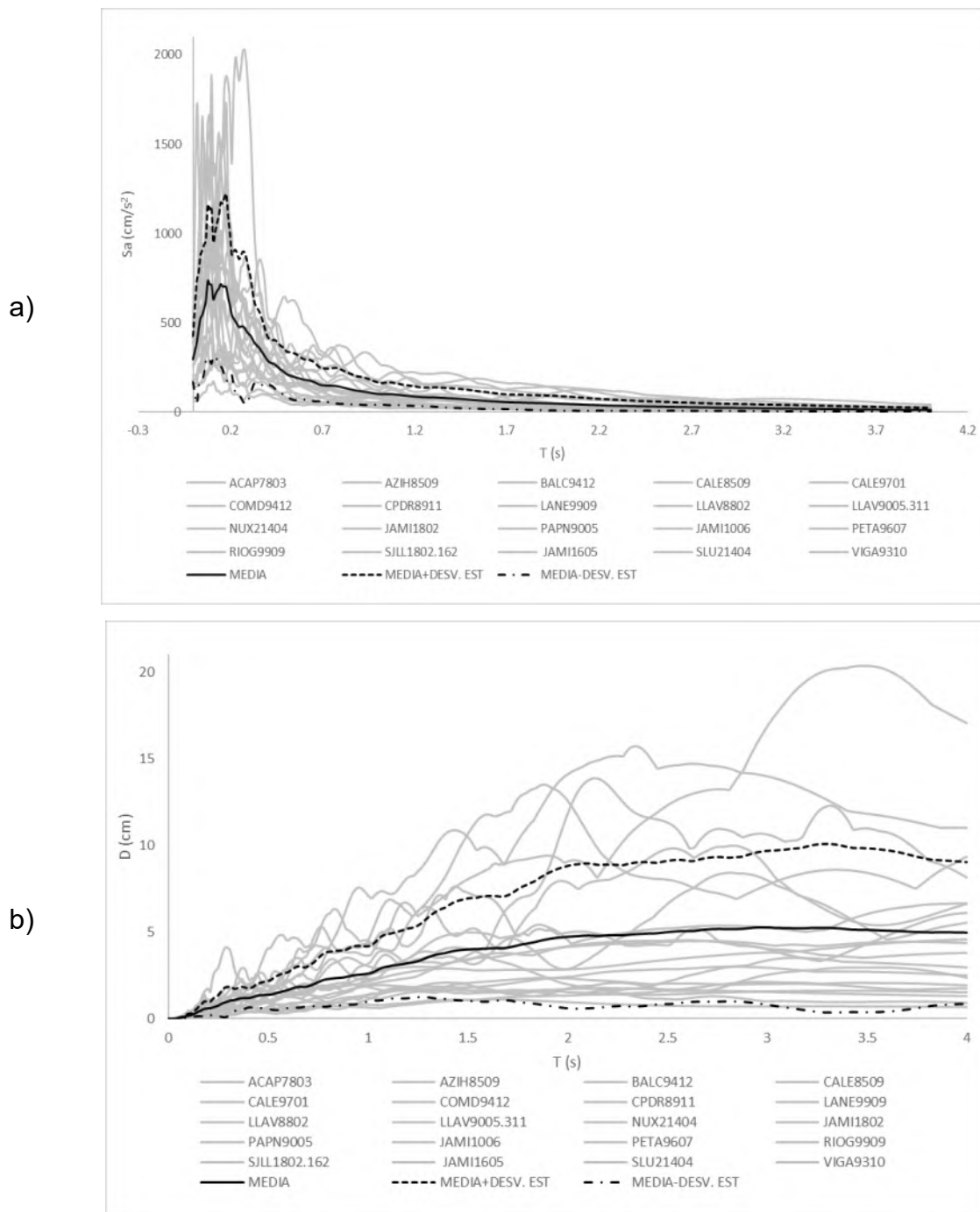


Figura 4.1. Ubicación geográfica de las estaciones sísmicas y de los epicentros que definen la demanda sísmica

4.2. Espectros de respuesta

Una vez seleccionados los registros sísmicos, se obtuvieron los acelerogramas que describen estos movimientos y se procedió a analizar sus componentes en las direcciones longitudinal, transversal y vertical. A partir de este análisis, se eligió la componente horizontal correspondiente a la aceleración máxima. Posteriormente, se generaron los espectros de respuesta para un amortiguamiento del 5% para cada acelerograma, esto se desarrolló empleando el software “SeismoSignal”. Este programa permite evaluar la respuesta de un sistema de un grado de libertad (S1GL) ante diferentes movimientos del terreno. Los espectros obtenidos proporcionan información sobre cómo varía la respuesta del S1GL en función de su periodo y amortiguamiento. Esta información es útil para identificar las frecuencias o periodos con mayores aceleraciones espectrales, y así poder relacionar con base en el periodo fundamental de los edificios las demandas sísmicas esperadas. La Figura 4.2(a) muestra los espectros de respuesta de aceleración, mientras que la Figura 4.2(b) presenta los espectros de respuesta de desplazamientos. En ambas gráficas se incluyen los espectros correspondientes al

valor medio, línea continua, y al valor medio más/menos una desviación estándar, línea discontinua.



4.3 Método de escalamiento

Escalar los registros sísmicos es un procedimiento fundamental en la ingeniería sísmica, el cual consiste en ajustar las aceleraciones registradas durante eventos sísmicos para que reflejen las características del espectro de respuesta de diseño de una región específica. Este proceso garantiza que los acelerogramas utilizados en los análisis dinámicos representen adecuadamente las demandas sísmicas esperadas, permitiendo una evaluación más precisa del comportamiento estructural ante terremotos con baja probabilidad de ocurrencia, es decir, terremotos asociados a un periodo de retorno alto.

Importancia del escalamiento de registros sísmicos:

- Cada región posee características sísmicas particulares, como son la frecuencia y magnitud de los terremotos. El escalamiento permite que los registros sísmicos reflejen estas condiciones específicas, mejorando la precisión de los análisis estructurales.
- Al aplicar un procedimiento uniforme de escalado, se asegura que diferentes estudios y diseños se basen en una misma referencia sísmica, facilitando comparaciones y evaluaciones consistentes.
- Utilizar registros sísmicos escalados adecuadamente, permite identificar y mitigar posibles vulnerabilidades en las estructuras, contribuyendo a diseños más seguros y eficientes.

El método de escalamiento basado en el espectro de respuesta de aceleración, $S_a(T_n)$, en función del periodo fundamental de la estructura se recomienda para el análisis de edificios debido a las siguientes razones:

1. Al escalar los registros sísmicos para que coincidan con el espectro de S_a correspondiente al periodo fundamental del edificio, se garantiza que las demandas sísmicas aplicadas en el análisis dinámico reflejen adecuadamente las respuestas que la estructura experimentaría en condiciones reales.

2. Cada edificación tiene propiedades dinámicas propias determinadas por su geometría, propiedades de los materiales de construcción y configuración del sistema estructural. El escalamiento de los registros sísmicos en función del periodo fundamental permite adaptar el análisis dinámico a las características específicas de la estructura, mejorando la precisión en la evaluación del comportamiento sísmico.

Además, estudios como los de Kunnath y Col. (2006), han demostrado la fuerte correlación entre la demanda sísmica y la respuesta dinámica en aceleración de un sistema lineal de un grado de libertad (SD1L), específicamente en el periodo fundamental. Esta investigación respalda la validez del enfoque simplificado en el que una edificación puede modelarse como un SD1L, permitiendo que parámetros como la pseudoaceleración espectral $S_a(T)$ incorporen directamente el periodo fundamental de la edificación.

El método de escalamiento consiste, por lo tanto, en ajustar los registros sísmicos para que se analicen con el espectro objetivo de diseño. Este proceso implica calcular un factor de escala, que se obtiene dividiendo la pseudoaceleración del espectro objetivo en el periodo fundamental de la estructura entre la aceleración espectral del espectro de respuesta elástico correspondiente. El factor de escala resultante se aplica a los registros sísmicos, modificándolos para que su comportamiento sea consistente con las condiciones de diseño del edificio. Por lo tanto, el proceso para obtener los factores de escala de los registros sísmicos a implementar en el análisis dinámico en la historia del tiempo del edificio en estudio se describe en el siguiente capítulo, lo cual, se desarrolló de la siguiente manera:

En primer lugar, se obtuvieron los espectros de respuesta elásticos de los registros sísmicos que representan la demanda sísmica de Acapulco, Tabla 4.1. A partir de estos, se generó el espectro objetivo, correspondiente al espectro de peligro uniforme correspondiente a la ciudad de Acapulco para un periodo de retorno (T_r) de 475 años, lo cual se desarrolló con ayuda del software PRODISIS. A continuación, se identificó el periodo fundamental de la estructura correspondiente al del edificio con sistema de aislamiento. Este periodo se propuso igual a tres

veces el periodo fundamental del edificio asumido en base rígida, es decir, $T_{efec} = 3(0.569 \text{ s}) = 1.71 \text{ s}$. Finalmente, se calcularon los factores de escala para cada registro sísmico, mediante la división de la aceleración espectral (S_a) del espectro objetivo para el periodo fundamental (T_n) entre la aceleración espectral (S_a) del espectro de respuesta elástico correspondiente a cada registro sísmico.

En la Figura 4.3 se comparan los espectros de respuesta y el espectro de peligro uniforme, así como el periodo efectivo del edificio utilizado para el cálculo de los factores de escala. En la gráfica se observa claramente el efecto que tiene el sistema de aislamiento sísmico, ya que el periodo efectivo del edificio analizado se desplaza hacia una zona de demanda baja del conjunto de espectros de respuesta, donde la demanda de aceleraciones es considerablemente menor. En la Tabla 4.2 se reportan los factores de escala estimados para cada acelerograma. La Figura 4.4(a) presenta el resultado del escalamiento de los espectros de aceleraciones espectrales, donde se observa igualmente el efecto del aislamiento, el periodo efectivo continúa ubicado en una región de baja demanda sísmica; por el contrario, la Figura 4.4(b) presenta el espectro de respuesta de desplazamientos escalado, en este se observa un comportamiento inverso, es decir, los desplazamientos para el periodo del edificio presentan un incremento a medida que se incrementa el periodo aislado del edificio. A pesar de ello, se destaca que el periodo efectivo del sistema aislado coincide con una zona donde la mayoría de los espectros de desplazamiento convergen, cruzando prácticamente en el mismo valor de demanda de desplazamiento, con valor aproximado a los 15 cm.

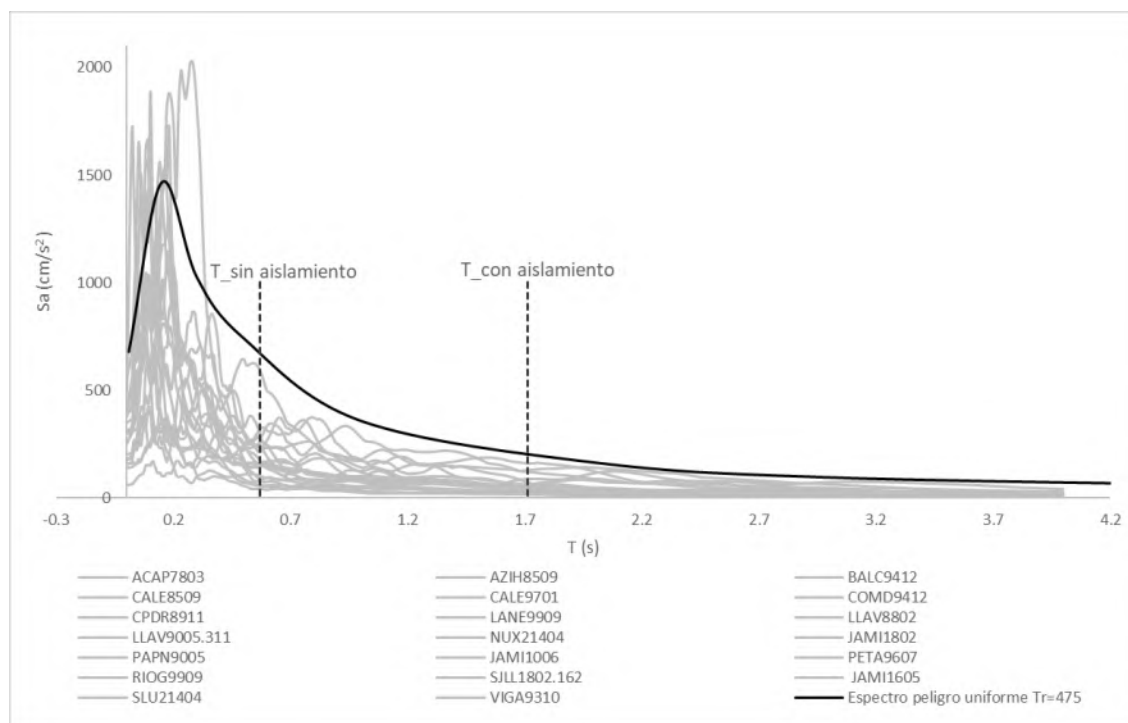
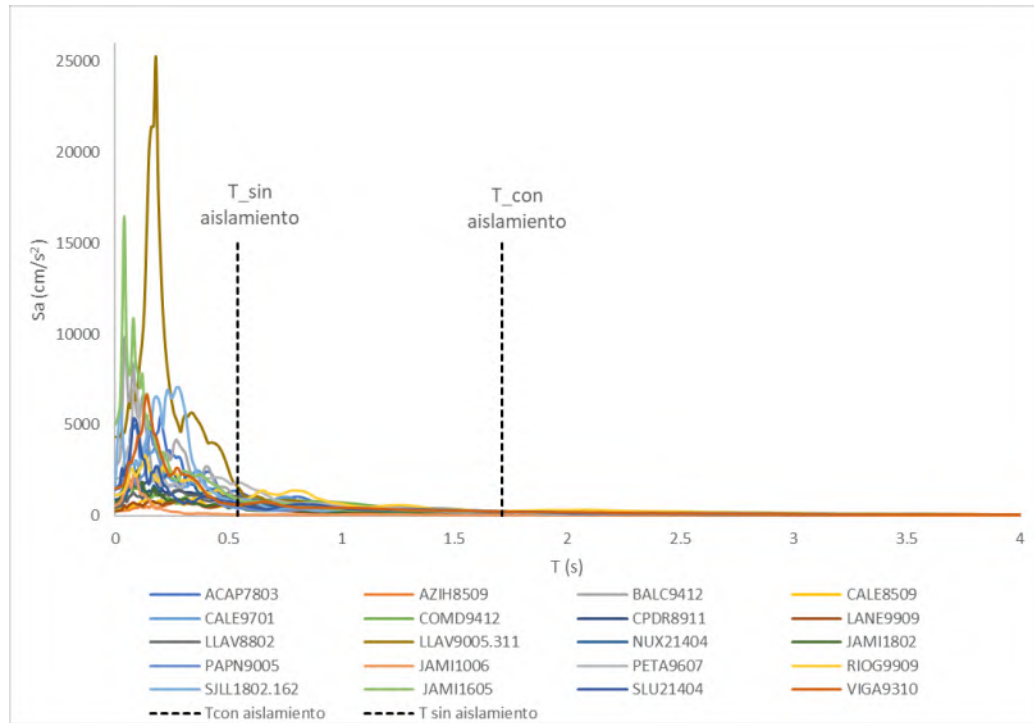


Figura 4.3. Comparación de los espectros de respuesta de Acapulco con el espectro de peligro uniforme correspondiente.

Tabla 4.2. Factores de escalamiento

ACELEROGRAMA	FACTOR DE ESCALA POR EL MÉTODO $S_a(T_n)$
ACAP7803	5.09
AZIH8509	1.79
BALC9412	10.36
CALE8509	2.49
CALE9701	2.95
COMD9412	9.81
CPDR8911	5.75
LANE9909	1.71
LLAV8802	14.61
LLAV9005	11.18
NUX21404	4.39
JAMI1802	1.35
PAPN9005	7.25
JAMI1006	7.90
PETA9607	11.38
RIOG9909	3.76
SJLL1802	3.49
JAMI1605	13.16
SLU21404	3.41
VIGA9310	4.28

a)



b)

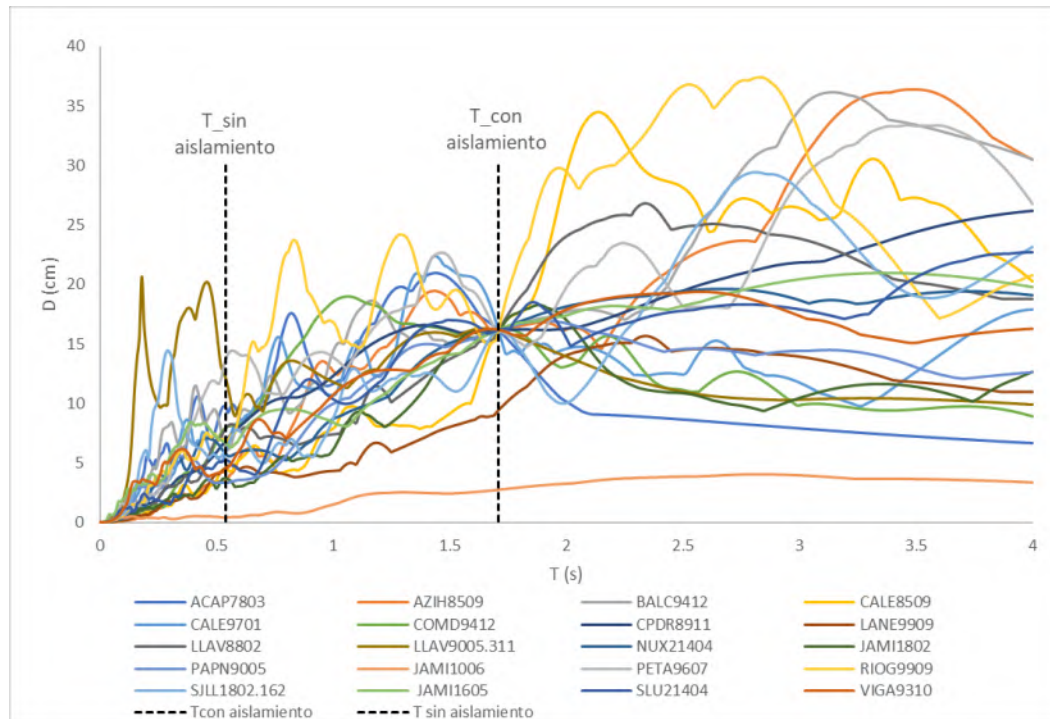


Figura 4.4. Espectros de respuesta escalados: (a) espectro de aceleración y (b) espectros de desplazamientos.

CAPÍTULO 5. DISEÑO DEL EDIFICIO PREFABRICADO CON AISLAMIENTO – CASO DE ESTUDIO.

En este capítulo, se busca analizar los efectos de implementar tres sistemas de aislamiento sísmico en un edificio prefabricado de concreto reforzado. Los sistemas considerados son: aisladores de hule con núcleo de plomo (LRB), aisladores de hule de alto amortiguamiento (HDR), y aisladores tipo péndulo de fricción (FPS). Estos sistemas serán aplicados al mismo modelo estructural con el objetivo de evaluar cómo el uso de esta tecnología influye tanto en el diseño de los elementos estructurales como en la respuesta global del edificio frente a eventos sísmicos. Para ello, se propone el análisis de un edificio prefabricado de concreto reforzado de cuatro niveles, el cual será evaluado inicialmente bajo el modelo de base rígida.

5.1 Análisis y diseño para el edificio con base rígida

Se modeló un edificio de cuatro niveles, ubicado en Acapulco, Guerrero, México, el cual, está estructurado a base de marcos prefabricados de concreto reforzado y muros de mampostería en la dirección longitudinal. Para este fin, se utilizó el software ETABS en su versión 21.1, reconocido por su capacidad para realizar análisis y diseño de sistemas estructurales en edificaciones de concreto armado. Este programa ofrece herramientas avanzadas que facilitan la determinación precisa de las dimensiones de los elementos estructurales, como vigas y columnas, garantizando el cumplimiento de las normativas vigentes.

El diseño del edificio se llevó a cabo con las NTC-C-2023. En particular, se siguieron los lineamientos del apartado 6.2.5 sobre elementos prefabricados, donde indica que estos deben diseñarse con los mismos criterios aplicables para estructuras coladas en sitio, considerando además las condiciones de carga que se puedan presentar durante toda su vida útil. Por lo tanto, se adoptaron estos criterios para esta investigación. A continuación, se describen los aspectos generales del proceso de diseño estructural.

Ubicación: Acapulco, Guerrero

Coordenadas: 16°51'46"N, 99°53'13"O

Tipología: Marcos prefabricados de concreto reforzado

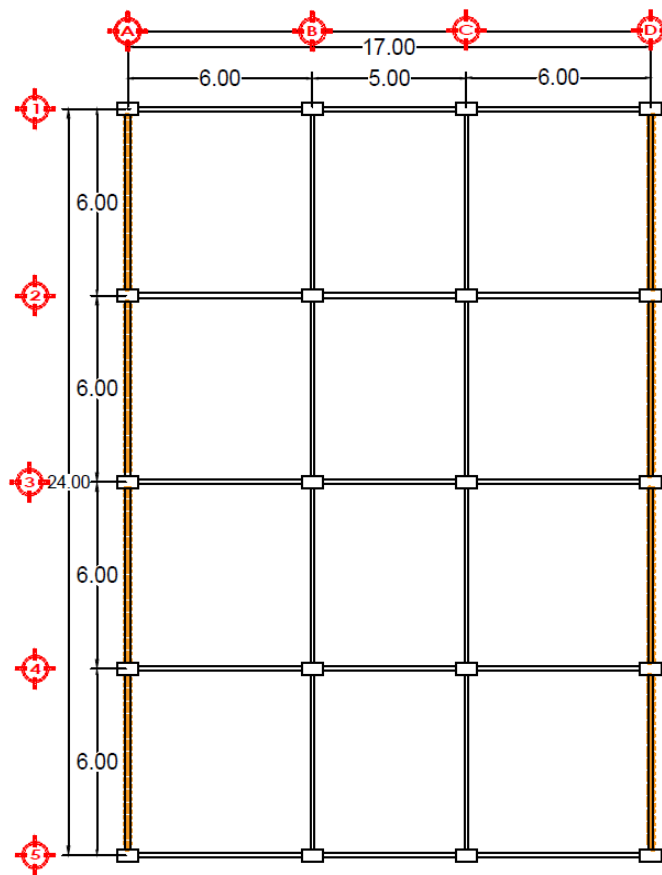
Número de niveles: 4

Uso del edificio: Oficinas

Zona sísmica: D

Geometría:

a)



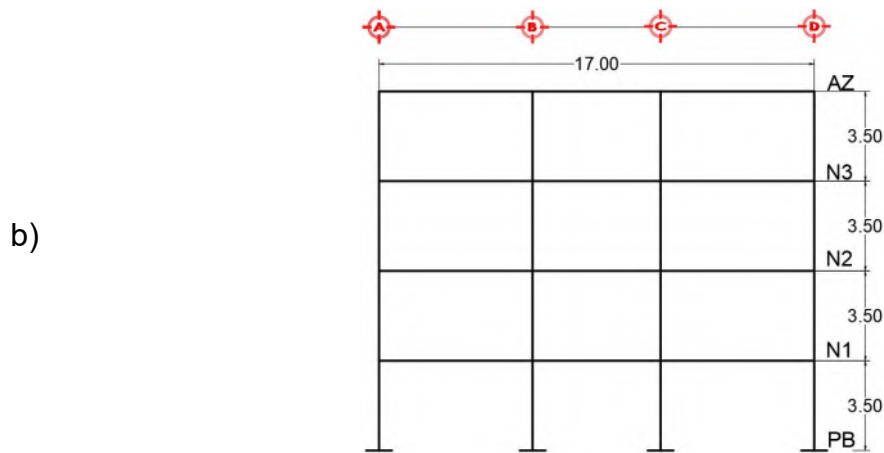


Figura 5.1. (a) Vista en planta del edificio de 4 niveles y (b) Vista en elevación del edificio de 4 niveles (cotas en metros).

- **Acciones y combinaciones de carga**

Para el análisis se consideraron las siguientes acciones, combinación de cargas permanentes más variables:

- CM, carga muerta (Permanente)
- CVm, carga viva máxima (Variable)
- CVa, carga viva instantánea (Variable)
- Sx, sismo horizontal en la dirección X (Accidental)
- Sy, sismo horizontal en la dirección Y (Accidental)

Para fines de dimensionamiento de los elementos estructurales se consideraron las combinaciones de carga que involucran la carga muerta, viva máxima, viva instantánea, peso propio y la acción del sismo actuando de forma simultánea en las dos direcciones principales ortogonales para considerar los efectos bidireccionales. Para el estado límite de resistencia se consideraron las siguientes combinaciones de carga:

- $1.5CM + 1.7CVM_{\text{máx}}$
- $1.1(CM + CVa + Sx + 0.3Sy)$
- $1.1(CM + CVa + Sx - 0.3Sy)$
- $1.1(CM + CVa - Sx + 0.3Sy)$

- $1.1(CM + CVa - Sx - 0.3Sy)$
- $1.1(CM + CVa + 0.3Sx + Sy)$
- $1.1(CM + CVa + 0.3Sx - Sy)$
- $1.1(CM + CVa - 0.3Sx + Sy)$
- $1.1(CM + CVa - 0.3Sx - Sy)$

Análisis de carga

Para el análisis de cargas se determinaron los materiales que componen la losa, peso propio, acabados, cargas vivas y muertas estipuladas en las NTC-Acciones-2023, las cuales, se resumen en las Tablas 5.1 y 5.2.

Tabla 5.1. Análisis de cargas para losa maciza de azotea.

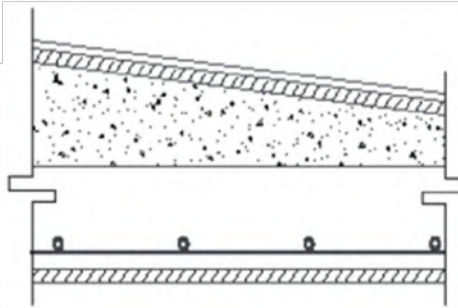
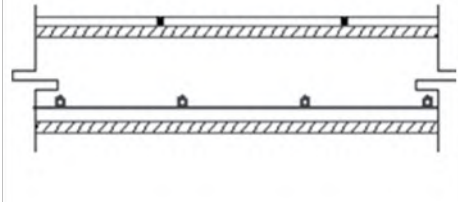
LOSA MACIZA DE AZOTEA				
Material	Espesor (cm)	Peso Vol. (kg/m³)	Peso W (kg/m²)	
Ladrillo	1.5	1600	24	
Mortero cemento-arena	1	2100	21	
Mortero de nivelación	10	2100	210	
Instalaciones	-	-	5	
Plafón	-	-	10	
Carga muerta adicional por losa	-	-	20	
Carga muerta adicional por firme	-	-	20	
		CM=	310	

Tabla 5.2. Análisis de cargas para la losa de entrepiso.

LOSA MACIZA DE ENTREPISO				
Material	Espesor (cm)	Peso Vol. (kg/m³)	Peso W (kg/m²)	
Muros divisorios (tablaroca)	-	-	40	
Piso	1	2100	21	
Pegapiso	10	2100	210	
Instalaciones	-	-	5	
Plafón	-	-	10	
Carga muerta adicional por losa	-	-	20	
Carga muerta adicional por firme	-	-	20	
		CM=	326	

Espectro de diseño

El espectro de diseño sísmico se obtuvo del programa PRODISIS, de acuerdo con los siguientes parámetros definidos con base en los criterios del MDOC-2015 como se muestra en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Parámetros utilizados para la elaboración del espectro de diseño sísmico empleado en el edificio sin aislamiento.

CAMPO	VALOR
Estado	Guerrero
Municipio	Acapulco de Juárez
Zona sísmica	D
Tipo de suelo	I
Importancia estructural	Grupo B (oficinas)
Aceleración máxima del terreno a_0^r	462.47 cm/s ²
Periodo T_a	0.1 s
Periodo T_b	0.6 s
Periodo T_c	2.0 s
Factor de Irregularidad	1
Factor de comportamiento sísmico Q	2
Factor de sobrerresistencia R_0	2
Factor por redundancia	1.25
Factor de importancia	1 (estructura del grupo B)
Factor de irregularidad α	1

Factor de comportamiento sísmico. En este caso, se optó por un $Q = 2$ por ser una estructura prefabricada.

Factor por redundancia. Se consideró igual a 1.25 al tratarse de una estructura con más de tres marcos con al menos tres crujeas en ambas direcciones.

Factor de sobrerresistencia. Se consideró un factor básico de sobrerresistencia $R_0 = 2$ por tratarse de un sistema estructural con Q igual a 2.

Corrección de Q' por irregularidad. En este caso se trata de una estructura regular, ya que se pretende evaluar el efecto del aislamiento de la forma más transparente posible, eliminando el efecto de otras variables como la irregularidad, por lo que el factor de corrección es unitario.

Una vez determinados los parámetros, se ingresaron al software PRODISIS para obtener el espectro de diseño transparente del sitio, como se muestra en la Figura 5.2.

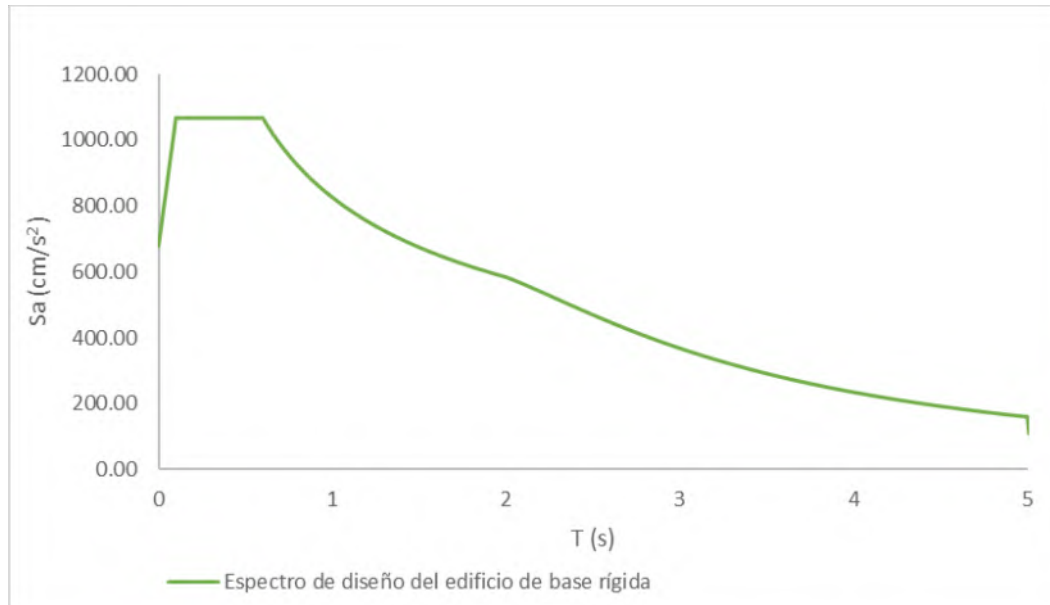


Figura 5.2. Espectros de diseño con los criterios del MDOC 2015, obtenido de PRODISIS.

MATERIALES

Los elementos estructurales principales son columnas, vigas y losas, las características de los materiales que los conforman se resumen en la Tabla 5.4. Por otro lado, la Tabla 5.5 presenta las propiedades principales que caracterizan las piezas de mampostería.

Tabla 5.4. Características de los materiales de los elementos estructurales principales.

Elemento	Resistencia a la compresión f'_c (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad E (kg/cm ²)	Peso volumétrico del concreto γ (kg/m ³)	Esfuerzo de fluencia del acero f_y (kg/cm ²)
Columna	300	242487.11	2400	4200
Vigas	300	242487.11	2400	4200
Losas	250	221359.44	2400	4200

Tabla 5.5. Características de la mampostería correspondiente a elementos estructurales secundarios.

Elemento	Dimensiones (cm)	Colocación	Resistencia a la compresión f^*m (kg/cm ²)
Tabique rojo recocido	6x12x24	Al hilo	19

5.1.1 Análisis sísmico

Para evaluar el comportamiento dinámico de la estructura, se llevó a cabo un análisis modal mediante la solución de eigenvectores con el uso del programa ETABS, el cual permite evaluar las propiedades dinámicas del edificio, frecuencias naturales y modos de vibrar. En la Tabla 5.6 se reportan los principales modos de vibrar estimados para el edificio, en las columnas se incluyen los periodos, las masas modales en las tres direcciones (X, Y, Z), así como la suma acumulada de masa modal en cada de estas direcciones, lo que permite verificar que se cumple con el criterio establecido en la normativa, donde se recomienda alcanzar al menos el 90% de participación modal en las direcciones principales. En este caso se observa que esta condición se cumple a partir del modo 4 en la dirección X, y a partir del modo 5 en la dirección Y. Por otro lado, las Figuras 5.4 a 5.6 presentan las primeras tres formas modales de la estructura, en donde se observa, que el primer modo de vibrar corresponda a translación de dirección X, el segundo a traslación en dirección Y, mientras que el tercer modo de vibrar corresponde a la torsión del edificio, rotación alrededor de eje Z, de esta forma se observa su comportamiento dinámico esperado en el edificio.

Tabla 5.6. Periodos de vibrar y porcentaje de participación de las masas (ETABS)

Modo	Periodo (s)	Masa Modal Participante en X (%)	Masa Modal Participante en Y (%)	Masa Modal Participante en Z (%)	Suma Acumulada UX (%)	Suma Acumulada UY (%)	Suma Acumulada UZ (%)
1	0.547	0.821	0	0	0.8210	0	0
2	0.313	0	0.8769	0	0.8210	0.8769	0
3	0.307	0	0	0	0.8210	0.8769	0
4	0.165	0.1171	0	0	0.9381	0.8769	0
5	0.109	0	0.0904	0	0.9381	0.9673	0
6	0.104	0	0	0	0.9381	0.9673	0
7	0.087	0.0468	0	0	0.9849	0.9673	0
8	0.07	0	0.0254	0	0.9849	0.9927	0
9	0.063	0	0	0	0.9849	0.9927	0
10	0.059	0.0151	0	0	0.9999	0.9927	0
11	0.055	0	0.0071	0	0.9999	0.9998	0
12	0.047	0	0	0	0.9999	0.9998	0
13	0.033	0	0	0	0.9999	0.9998	0
14	0.031	0	0	0	0.9999	0.9998	0
15	0.028	0	0	0	1	0.9998	0

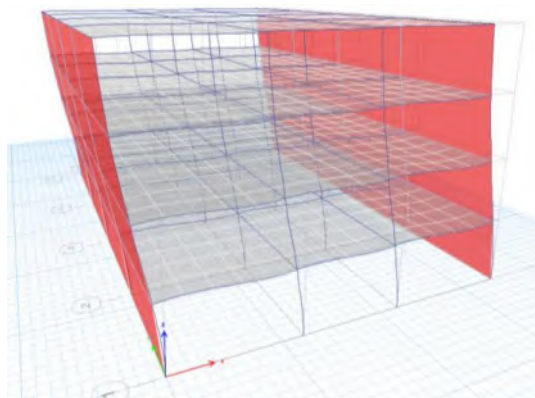


Figura 5.3. Primer modo de vibrar del edificio en base rígida (ETABS).

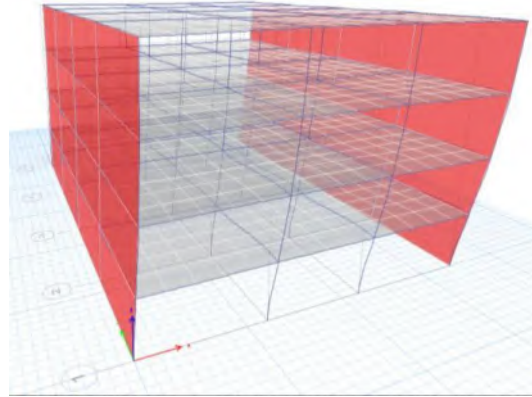


Figura 5.4. Segundo modo de vibrar del edificio en base rígida (ETABS).

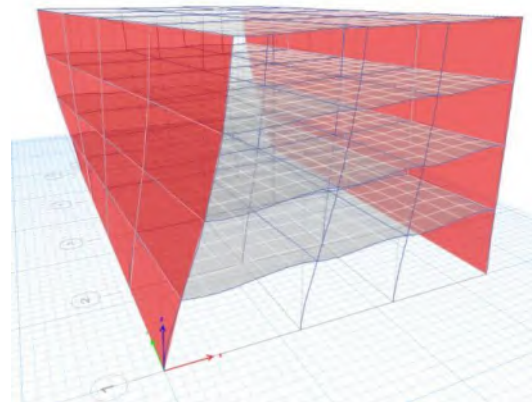


Figura 5.5 Tercer modo de vibrar del edificio en base rígida (ETABS).

5.1.2 Predimensionamiento

Para determinar las dimensiones y el armado de las secciones transversales de vigas y columnas, se verificó que, para ambos elementos estructurales, se cumpliera con los límites mínimos y máximos de la cuantía de acero establecidos por las NTC-C-2023, para todas las combinaciones de carga consideradas, garantizando así un diseño seguro al cumplir con los estados límites de resistencia y servicio en cada uno de estos casos de análisis. Las cargas últimas de diseño se obtuvieron de análisis estáticos lineales para la combinación de cargas permanentes; y mediante un análisis modal espectral para las combinaciones de carga que incluyen las acciones accidentales. Esto se desarrolló con el programa ETABS. El criterio de diseño adoptado se centró en los elementos estructurales

que forman la planta baja, ya que en este nivel se concentra la mayor demanda estructural. A partir de este análisis, se propusieron dos secciones transversales de vigas, correspondientes a las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente, las cuales se repitieron en los cuatro entrepisos del edificio. En el caso de las columnas, se adoptó una sección uniforme para los cuatro niveles del edificio, esto con el objetivo de facilitar el proceso constructivo, así como mantener una rigidez estructural constante en la altura del edificio.

Los resultados del proceso de diseño se resumen en las Tablas 5.7 y 5.8, donde se verifica que el área de acero de refuerzo longitudinal en las vigas de planta baja cumple con los rangos establecidos en la normativa, para los dos tipos de vigas en cuestión. Además, en la Tabla 5.9, se comprueba que la demanda de momento (M_u) es menor que la resistencia de diseño (M_R) establecida por la norma, cumpliendo el estado límite de resistencia. Los resultados solamente se reportan para las vigas que requieren la mayor área de acero. En el caso de las columnas, en la Tabla 5.10 se resume la cuantía de acero de refuerzo longitudinal obtenida del proceso de diseño, donde se observa que el refuerzo de acero también se encuentra dentro de los límites establecidos en la normativa de diseño estructural.

Tabla 5.7. Verificación del área de acero de refuerzo longitudinal para las vigas en la dirección transversal de la planta baja.

ELEMENTOS		6.3.5.1 NTC-C-2023 $A_{\min}(\text{cm}^2)$ se toma el mayor		5.2.1.3 NTC-C-2023 $A_s(\text{cm}^2)$ falla balanceada	6.3.5.1 NTC-C-2023 $A_{\max}(\text{cm}^2)$	ETABS $A_{\max}(\text{cm}^2)$	
Ubicación por eje	Dimensión (cm)	$0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{y} b_w d$	$\frac{14}{fy} b_w d$	$A_s = \frac{f''c}{y} \frac{6000 \beta_1}{fy + 6000} b_w d$	0.9 A		Se propone armado con:
VIGA-EJE 5-1	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	7.77	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 5-2	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	7.32	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 5-3	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	7.77	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 4-1	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	6.97	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 4-2	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	8.49	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 4-3	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	9.67	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 3-1	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	8.59	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 3-2	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	8.45	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 3-3	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	9.64	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 2-1	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	9.68	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 2-2	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	8.49	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 2-3	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	9.68	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 1-1	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	7.77	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 1-2	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	7.32	RIGE Amax de ETABS
VIGA-EJE 1-3	30x60	5.44	5.50	50.09	45.08	7.77	RIGE Amax de ETABS

Tabla 5.8. Verificación del área de acero de refuerzo longitudinal para las vigas en la dirección longitudinal de la planta baja.

ELEMENTOS		6.3.5.1 NTC-C-2023 $A_{\min}(\text{cm}^2)$ se toma el mayor		5.2.1.3 NTC-C-2023 $A_s(\text{cm}^2)$ falla balanceada	6.3.5.1 NTC-C-2023 $A_{\max}(\text{cm}^2)$	ETABS $A_{\max}(\text{cm}^2)$	Se propone armado con:
Ubicación por eje	Dimensión (cm)	$0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$	$\frac{14}{f_y} b_w d$	$A_s = \frac{f''_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b_w d$	$0.9 A_s$		
VIGA-EJE B-1	20x40	5.44	5.50	50.09	45.08	4.680	RIGE Amin
VIGA-EJE B-2	20x40	5.44	5.50	50.09	45.08	4.390	RIGE Amin
VIGA-EJE B-3	20x40	5.44	5.50	50.09	45.08	4.400	RIGE Amin
VIGA-EJE B-4	20x40	5.44	5.50	50.09	45.08	4.680	RIGE Amin
VIGA-EJE C-1	20x40	5.44	5.50	50.09	45.08	4.680	RIGE Amin
VIGA-EJE C-2	20x40	5.44	5.50	50.09	45.08	4.390	RIGE Amin
VIGA-EJE C-3	20x40	5.44	5.50	50.09	45.08	4.400	RIGE Amin
VIGA-EJE C-4	20x40	5.44	5.50	50.09	45.08	4.680	RIGE Amin

Tabla 5.9. Revisión de M_u vs. M_R en las vigas con mayor área de acero de la planta baja.

ELEMENTOS		$A_{\max}(\text{cm}^2)$	5.2.2 NTC-C-2023 $M_R(\text{kg-cm})$			ETABS	RESISTENCIA DE DISEÑO
Ubicación por eje	Dimensión (cm)		$\rho = \frac{A_{\max}}{b_w d}$	$q = \frac{\rho f_y}{f'_c}$	$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5 q)$	M_u	$M_R \geq M_u$
VIGA-EJE 2-1	30x60	9.68	0.0054	0.089	2,098,193.98	941,216.81	CUMPLE
VIGA-EJE B-1	20x40	4.68	0.0067	0.110	2,579,099.77	262,793.81	CUMPLE

Tabla 5.10. Verificación del área de acero de refuerzo longitudinal para las columnas de la planta baja.

ELEMENTOS		NTC-C-2023 $A_{\min}(\text{cm}^2)$:	NTC-C-2023 $A_{\max}(\text{cm}^2)$	ETABS $A_{\max}(\text{cm}^2)$	
Ubicación por eje	Dimensión (cm)	$0.01 b$	$0.06 b$		Se propone armado con:
COLUMNA-EJE 5-1	40x70	28.00	168.00	23.390	RIGE Amin
COLUMNA -EJE 5-2	40x70	28.00	168.00	15.390	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 5-3	40x70	28.00	168.00	15.390	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 5-4	40x70	28.00	168.00	23.390	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 4-1	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA -EJE 4-2	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 4-3	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 4-4	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 3-1	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA -EJE 3-2	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 3-3	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 3-4	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 2-1	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA -EJE 2-2	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 2-3	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 2-4	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 1-1	40x70	28.00	168.00	23.390	RIGE Amin
COLUMNA -EJE 1-2	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 1-3	40x70	28.00	168.00	28.000	RIGE Amin
COLUMNA-EJE 1-4	40x70	28.00	168.00	23.390	RIGE Amin

En la Figura 5.6 se presentan los armados de las secciones transversales de vigas y columnas, así como la planta de localización de estos elementos estructurales.

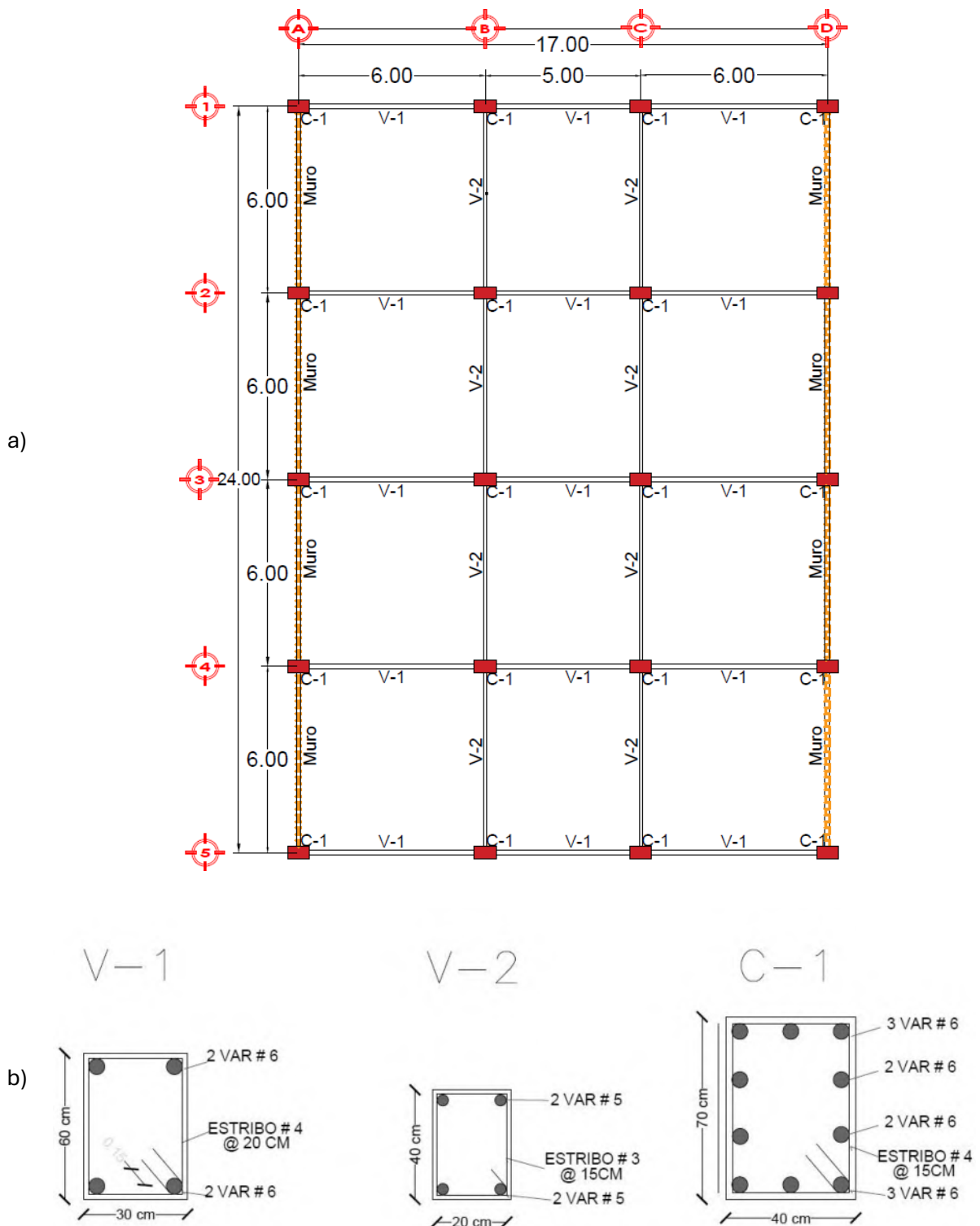


Figura 5.6. Configuración estructural del edificio: a) planta estructural, b) secciones armadas.

5.1.3 Revisión de estado límite de servicio

De acuerdo con la propuesta estructural, se verificó que las distorsiones de entrepiso no excedieran el valor límite permitido para marcos de concreto prefabricado (equivalentes a estructuras monolíticas o con conexiones fuertes). De acuerdo con la NTC-S-2023 en su *Capítulo 4: Factores de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles*, donde se establece este límite a un valor de 0.015, el cual es aplicable para estructuras de ductilidad baja. El cumplimiento de este criterio es fundamental para garantizar la funcionalidad del edificio bajo condiciones normales de servicio. Los resultados correspondientes a las distorsiones de entrepiso se resumen en la Tabla 5.11, para las direcciones X y Y. Por otro lado, en la Tabla 5.12 se presentan los desplazamientos laterales máximos obtenidos en cada nivel y finalmente, la Tabla 5.13 resume los cortantes de entrepiso que se estiman del análisis estructural para ambas direcciones X y Y.

Tabla 5.11. Distorsiones angulares de entrepiso debido a la combinación de acciones accidentales (ETABS).

DISTORSIONES ENTREPISO			
NIVEL	Dirección X	Dirección Y	Límite de acuerdo con NTC-S-2023
Azotea	0.005324	0.001270	0.015
N3	0.008623	0.002321	0.015
N2	0.010268	0.003201	0.015
N1	0.006559	0.003060	0.015

Tabla 5.12. Desplazamientos debido a la combinación de acciones accidentales (ETABS).

DESPLAZAMIENTOS		
NIVEL	Dirección X (cm)	Dirección Y (cm)
Azotea	9.7857	3.1221
N3	8.1168	2.7308
N2	5.3779	1.9995
N1	2.099	0.9794

Tabla 5.13 Cortantes de entrepiso debido a la combinación de acciones accidentales (ETABS).

CORTANTES		
NIVEL	Dirección X (Kg)	Dirección Y (Kg)
Azotea	291403.25	279545.89
N3	552848.37	553319.45
N2	729622.44	752625.17
N1	808175.99	858017.39

5.1.4 Revisión de la conexión trabe-columna:

Al tratarse de un edificio prefabricado de concreto reforzado, las NTC-C-2023 en su inciso 6.9. *Uniones viga-columna de estructuras de ductilidad baja*, especifican que se debe realizar una revisión detallada de la conexión entre viga y columna para estructuras de ductilidad baja. Esta revisión se puede resumir en los siguientes pasos:

- **Identificación del nodo crítico:** se determinan los nodos que experimentarán mayores concentraciones de esfuerzo cortante durante el evento sísmico. Esta revisión se realizó para los nodos de la planta baja, ya que ahí se encuentran los más críticos. La Tabla 5.14 resume los valores de cortante, destacando los casos más desfavorables en ambas direcciones, X y Y. Esta revisión se realizó para los nodos de los ejes B5 y B12, cuya ubicación se muestran en la planta de la Figura 5.7.
- **Cálculo del cortante de diseño:** se calcula el cortante de diseño que actuará sobre el nodo, considerando las características geométricas y materiales de la estructura.

Verificación de la capacidad de cortante del nodo: se compara el cortante de diseño con la capacidad de cortante del nodo, cortante resistente, determinada por la NTC-C- 2023. Los cálculos y sus resultados se resumen en la Tabla 5.15.

Tabla 5.14. Fuerzas cortantes en vigas de la planta baja del modelo sin aislamiento

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Viga	Vu (kg) de Etabs	Viga	Vu (kg) de Etabs
B1	23433.030	B24	5410.270
B15	26691.330	B32	5410.270
B3	23433.020	B23	5136.300
B11	28457.900	B31	5136.300
B6	29946.900	B22	5147.580
B12	28457.880	B30	5147.580
B8	28386.250	B21	5410.270
B9	29858.760	B29	5410.270
B10	28386.220		
B5	28480.490		
B4	29946.500		
B7	28480.410		
B14	23434.660		
B2	26690.510		
B16	23432.460		

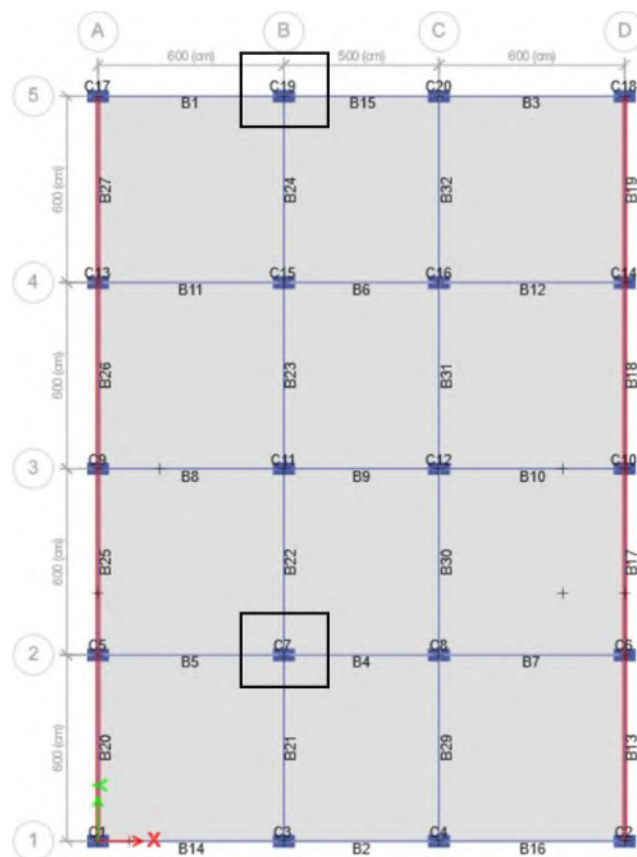
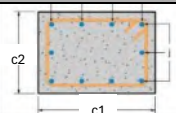
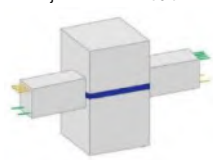
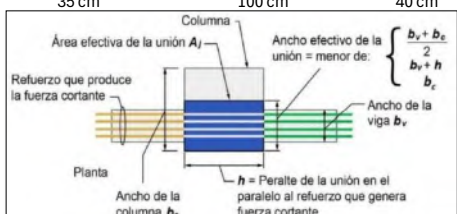
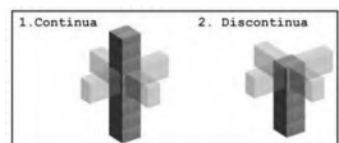


Figura 5.7. Identificación de los nodos críticos del edificio en base rígida (ETABS).

Tabla 5.15. Revisión de las uniones viga-columna, nodos B2 y B5 del N1, del edificio en base rígida de acuerdo con las NTC-C- 2023.

UNIÓN VIGA-COLUMNA B-2 Y B5 NIVEL 1, EN DIRECCIÓN DE FUERZA CORTANTE E-O Y N-S									
Revisión del Vu en le nudo									
	6.9.4.2.1 NTC-C-2023	6.9.4.2.2 NTC-C-2023		6.9.4.2.3 NTC-C-2023					
	E-O	N-S							
NUDO EJE B2	Vu (kg)	Vu/Aj (kg/cm2)	Vu/Aj (kg/cm2)	Mu de la viga (kg-cm), obtenido de ETABS	h columna (cm)	Vu=M _R /h _{col}			
B22	5147.58	2.101	2.860	630006.435	350	1800.018386			
B21	5410.27	2.208	3.006	667369.422	350	1906.769777			
B5	28480.49	11.625	15.822	2172473.056	350	6207.065873			
B4	29946.5	12.223	16.637	2024171.011	350	5783.345746			
NUDO EJE B5	Vu (kg)	Vu/Aj (kg/cm2)	Vu/Aj (kg/cm2)	Mu de la viga (kg-cm), obtenido de ETABS	h columna (cm)	Vu=M _R /h _{col}			
B24	5410.27	2.208	3.006	823805.9556	350	2353.731302			
B1	23433.03	9.565	13.018	1939059.522	350	5540.170063			
B15	26691.33	10.894	14.829	1870235.556	350	5343.530159			
Dimensiones de la columna que llegan al nudo									
Ancho de la columna	c2	40		f'c= 300 kg/cm2					
Peralte de la columna	c1	70							
Dimensiones de las vigas que llegan al nudo									
NUDO B3		Confinamiento en N-S							
Viga	bv (cm)	hv (cm)	bv*hv (cm2)	3/4 *c*hv (cm2)	Confinamiento de la unión				
B22	20	40	800	2100	No confinada				
B21	20	40	800	2100	No confinada				
		Confinamiento E-O							
B5	30	60	1800	1800	Confinada				
B4	30	60	1800	1800	Confinada				
NUDO B5		Confinamiento en N-S							
Viga	bv (cm)	hv (cm)	bv*hv (cm2)	3/4 *c*hv (cm2)	Confinamiento de la unión				
B24	20	40	800	2100	No confinada				
		Confinamiento E-O							
B1	30	60	1800	1800	Confinada				
B15	30	60	1800	1800	Confinada				
Area efectiva la direccion N-S									
Ancho efectivo de la unión	be=	45 cm	(bv+c1)/2		bv+c2	c1			
		be se toma el menor de:							
Peralte de la unión	he=	40 cm	45 cm		60 cm	70 cm			
Area efectiva de la unión	Aj=	1800 cm2							
Area efectiva la direccion E-O									
Ancho efectivo de la unión	be=	35 cm	(bv+c2)/2		bv+c1	c2			
		be se toma el menor de:							
Peralte de la unión	he=	70 cm	35 cm		100 cm	40 cm			
Area efectiva de la unión	Aj=	2450 cm2							
Aj = be * he									
									
2. RESISTENCIA AL CORTE DEL NUDO Tabla 6.9.5.2.1 NTC-2023									
Continuidad de la columna	Caso 1	Continua	Confinada						
			No confinada						
	Caso2	Discontinua	Confinada						
			No confinada						
Factor de reducción de la resistencia									
φ=	0.75								
λ (concreto de peso normal)									
1									
Resistencia requerida									
NUDO B3 DIRECCIÓN N-S No confinada									
$V_R = 5.3 F_R \lambda \sqrt{f'c} Aj$	123928.24 kg	Cumple con la resistencia a cortante		$V_R = 5.3 F_R \lambda \sqrt{f'c} Aj$	123928.24 kg	Cumple con la resistencia a cortante requerida			
$V_R \geq V_u$				$V_R \geq V_u$					
NUDO B3 DIRECCIÓN E-O Confinada									
$V_R = 6.4 F_R \lambda \sqrt{f'c} Aj$	203689.17 kg	Cumple con la resistencia a cortante		$V_R = 6.4 F_R \lambda \sqrt{f'c} Aj$	203689.17 kg	Cumple con la resistencia a cortante requerida			
$V_R \geq V_u$				$V_R \geq V_u$					
NUDO B5 DIRECCIÓN N-S No confinada									
$V_R = 5.3 F_R \lambda \sqrt{f'c} Aj$	123928.24 kg	Cumple con la resistencia a cortante		$V_R = 5.3 F_R \lambda \sqrt{f'c} Aj$	123928.24 kg	Cumple con la resistencia a cortante requerida			
$V_R \geq V_u$				$V_R \geq V_u$					
NUDO B5 DIRECCIÓN E-O Confinada									
$V_R = 6.4 F_R \lambda \sqrt{f'c} Aj$	203689.17 kg	Cumple con la resistencia a cortante		$V_R = 6.4 F_R \lambda \sqrt{f'c} Aj$	203689.17 kg	Cumple con la resistencia a cortante requerida			
$V_R \geq V_u$				$V_R \geq V_u$					

5.2 Diseño de los aisladores

Para el diseño de los aisladores LRB, HDR y FPS, se siguieron las recomendaciones establecidas del reglamento internacional IBC 2000 (International Building Code), es importante mencionar que también se revisaron los requisitos establecidos en el Capítulo de diseño por sismo del MDOC-2015 y del código ASCE7-16, ya que básicamente estos reglamentos integran formulaciones muy similares para el cálculo de las propiedades mecánicas de los aisladores. Estos reglamentos proporcionan lineamientos generales para el análisis y diseño de los sistemas de aislamiento sísmico, los cuales, permiten reducir significativamente la demanda sísmica sobre la superestructura, con lo que se mejora significativamente el desempeño del edificio al estar sujeto a eventos sísmicos. Como primer paso del diseño, se debe contar con la siguiente información del edificio analizado considerando su base rígida:

- Peso total de la estructura $W = 1961.82$ toneladas.
- Periodo del edificio en base rígida $T = 0.569$ s
- Número de aisladores $N = 20$
- Cargas axiales en las columnas al nivel de la cimentación, considerando la condición de carga más desfavorable: $1.1(CM + CVa + 0.3Sx + Sy)$, estas se reportan en la Tabla 5.16.

Tabla 5.16. Cargas axiales en las columnas a nivel de cimentación del edificio en base rígida.

Apoyo	Posición	P(kg)	P(t)	P max (t)
5-A	Esquina	94020.110	94.020	94.021
5-D	Esquina	94020.280	94.020	
1-A	Esquina	94020.940	94.021	
1-D	Esquina	94019.940	94.020	
5-B	Orilla	77899.990	77.900	96.670
5-C	Orilla	77900.000	77.900	
4-A	Orilla	96091.410	96.091	
4-D	Orilla	96091.450	96.091	
3-A	Orilla	96670.120	96.670	
3-D	Orilla	94670.170	94.670	
2-A	Orilla	96213.720	96.214	
2-D	Orilla	85568.520	85.569	
1-B	Orilla	77897.250	77.897	
1-C	Orilla	77898.360	77.898	
4-B	Central	136976.200	136.976	137.085
4-C	Central	136976.210	136.976	
3-B	Central	134848.550	134.849	
3-C	Central	134848.570	134.849	
2-B	Central	137058.090	137.058	
2-C	Central	137085.110	137.085	

Posteriormente, se define el espectro de diseño de los sistemas de aislamiento de acuerdo a lo estipulado en las NTC-S-2023, como se mencionó en el Capítulo 2. En dichas normas se requiere que la estructura aislada alcance un nivel de desempeño de ocupación inmediata para una intensidad sísmica de diseño denominada no frecuente, la cual se determina para un periodo de retorno de 475 años, esta demanda sísmica se utiliza para ambos procesos de análisis y diseño estructural. El espectro de diseño correspondiente a estas características se presenta en la sección 5.2.1, donde también se describen los procesos de prediseño adoptados para los tres tipos de aisladores considerados como casos de estudio en esta investigación.

5.2.1 Aislador LRB

Con base en los datos previamente obtenidos en la sección 5.1, se da inicio al diseño del aislador LRB, primero se definen las propiedades de los materiales que lo componen:

- **Esfuerzo admisible de compresión del hule ($\sigma_{\max}$):** se recomienda emplear un valor entre 5 y 10 MPa, para el cálculo se empleó un valor de 9 MPa (91.77 Kg/cm²).
- **Módulo de cortante del hule G_r y el módulo de elasticidad del hule (E):** estos valores se seleccionaron de acuerdo con los valores propuestos en el MDOC de la CFE (2015) y se resumen en la Tabla 5.17, donde se reportan las propiedades mecánicas del hule natural vulcanizado. Para el edificio en estudio, se utilizaron los valores correspondientes a una dureza de 50 que es adecuada para este tipo de aplicaciones de aislamiento sísmico en edificios.

Tabla 5.17. Propiedades mecánicas del hule natural, adaptada del MDOC 2015.

Dureza	Módulo de elasticidad E (Kg/cm ²)	Módulo de cortante G (Kg/cm ²)	Constante del material k	Deformación mínima de rotura (%)
37	13.77	4.08	0.87	650
40	15.30	4.59	0.85	600
45	18.35	5.51	0.8	600
50	22.43	6.53	0.73	500
55	33.14	8.26	0.64	500
60	45.38	10.81	0.57	400

- **Esfuerzo de fluencia a cortante del plomo (σ_y):** se recomienda usar un valor de 9 MPa (91.77 kg/cm²).
- **Amortiguamiento proporcionado por el sistema de aislamiento (ξ):** se propone un valor del 26%, el cual se encuentra dentro de límite permitido por las normativas donde se establece un máximo valor de 30%.

Una vez establecidas las propiedades mecánicas del hule y definido el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento se procede a la construcción del espectro de diseño. Posteriormente, se propone el periodo efectivo del sistema con aislamiento, el cual se asume igual a tres veces el periodo fundamental del edificio considerado en base rígida.

$$T_D = 3(0.569) = 1.7 \text{ s} \quad (5.1)$$

Los espectros empleados para los procesos de análisis y diseño de acuerdo a lo establecido en la norma se muestran en la Figura 5.8, y se describen en las siguientes líneas.

- Espectro transparente $\xi=5\%$ asociado a un periodo de retorno de 197 años, corresponde al espectro de diseño empleado en el caso del edificio en base rígida, el cual se presenta en la figura para tener como referencia e identificar claramente la diferencia en la demanda sísmica con respecto al periodo deseado en el edificio con aislamiento.
- Espectro modificado por amortiguamiento $\xi_{efec}=26\%$ y asociado a una demanda sísmica correspondiente a un periodo de retorno de 475 años, este corresponde al espectro de diseño utilizado para diseñar el sistema de aislamiento LRB modificado por amortiguamiento.
- Espectro transparente $\xi=5\%$ asociado a un periodo de retorno de 475 años, también se incluye para tenerlo como referencia, lo cual nos permite observar el efecto del amortiguamiento en la respuesta, con respecto al espectro de diseño del sistema de aislamiento.

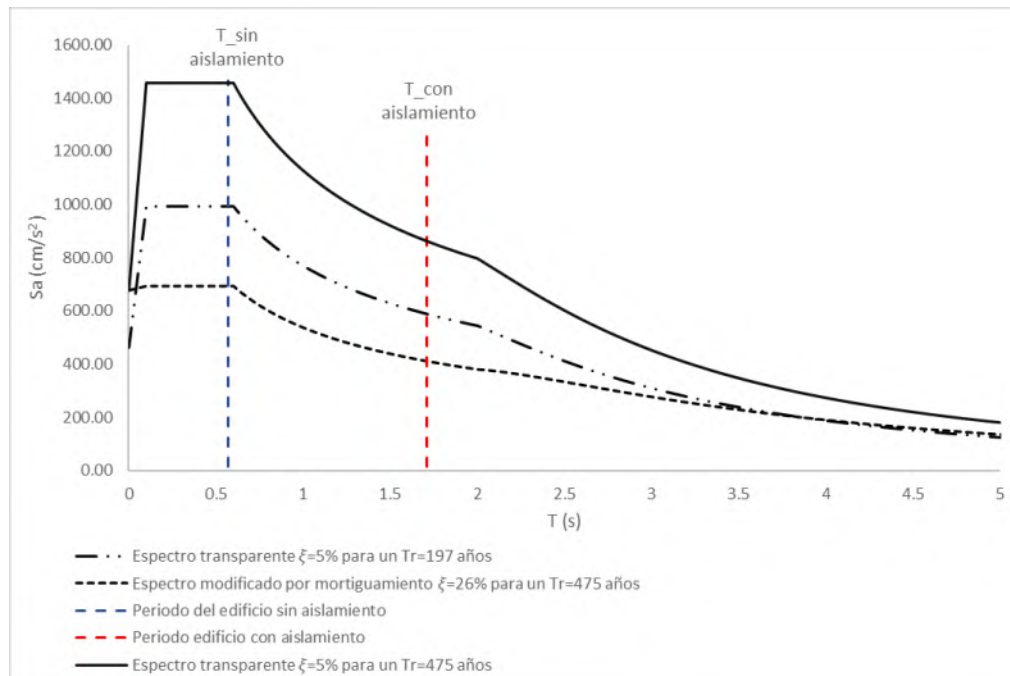


Figura 5.8. Espectros de diseño para el sistema de aislamiento LRB

En la gráfica se observa claramente que con el cambio en el periodo de 0.569 s, base rígida, a 1.7 s, base flexible, se logra una reducción considerable de la demanda sísmica. Otro aspecto importante de resaltar es la variación que se tiene en las demandas sísmicas entre los dos espectros transparentes por efecto de los periodos de retorno considerados, 197 y 475 años. Como se explicó antes, el espectro correspondiente a $T_r=197$ años se utiliza para el diseño del edificio en base rígida, mientras que el correspondiente a un $T_r=475$ años se emplea para el diseño del edificio con sistema de aislamiento. En este último caso, se observa como crecen las demandas sísmicas del espectro que se deben considerar para el diseño; sin embargo, estas demandas se ven reducidas por el efecto del amortiguamiento que provee el dispositivo de aislamiento sísmico. A pesar de que el espectro corresponde a un $T_r=475$ años las demandas sísmicas son menores que las correspondientes para un $T_r=197$ años. Esto se logra gracias al amortiguamiento que provee el sistema de aislamiento que reduce las demandas sísmicas.

Desplazamiento máximo.

El desplazamiento máximo se calcula de acuerdo con la ecuación 2.33, Capítulo 2, la cual proviene de la norma ASCE7-16, donde se permiten implementar tanto análisis estáticos como dinámicos.

$$D_M = \frac{S_a T_M^2}{4\pi^2 B_M} \quad (5.2)$$

S_a : es la aceleración espectral afectada por amortiguamiento con el espectro máximo considerado. En este caso, se refiere al espectro de la Figura 5.8 afectado por el amortiguamiento efectivo, $\xi_{\text{efec}}=26\%$, y que está asociado a un periodo de retorno $T_r=475$ años.

T_M : periodo efectivo de la estructura aislada.

B_M : factor de amortiguamiento, el cual puede obtenerse como el inverso del factor $\beta(T_e, \xi_e)$ del MDOC-2015, estimado de acuerdo a la sección 3.2.3 de este manual. En este caso, se toma como 1, ya que S_a viene reducida por este factor.

Por lo tanto, para el edificio en cuestión se estima el desplazamiento máximo como:

$$D_M = \frac{411.38 * 1.7^2}{4\pi^2 * 1} = 30.1149 \text{ cm}$$

En la Figura 5.9 se muestra el modelo histerético bilineal, a partir del cual se determinan las propiedades que definen el comportamiento no lineal del edificio con aislamiento sísmico.

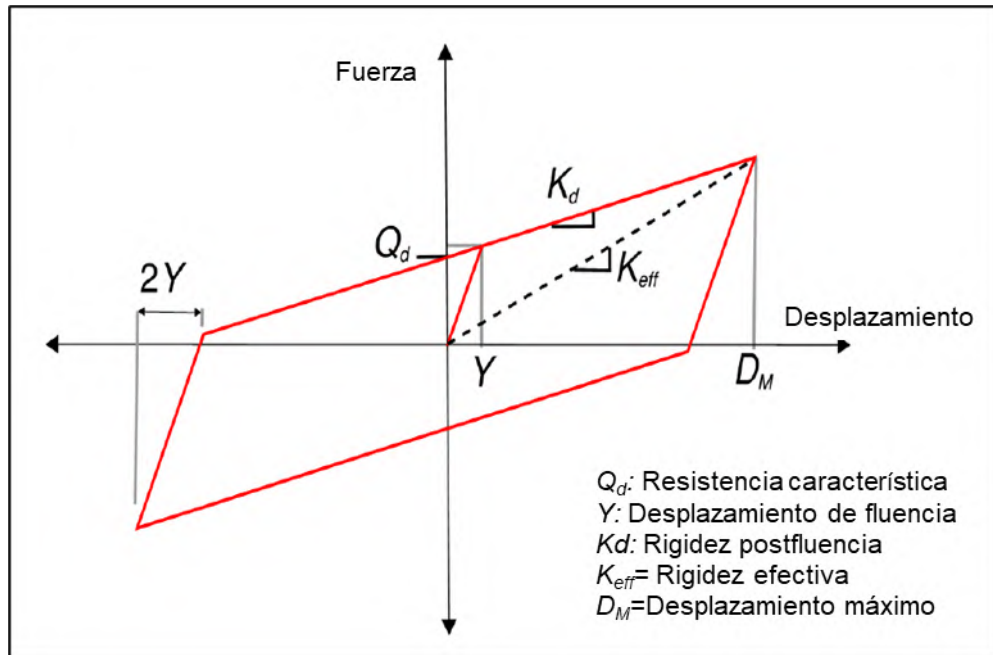


Figura 5.9. Modelo bilineal del aislador LRB (adaptada de Mayes y col., 2001).

Rigidez horizontal:

$$K_H = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T_M} \right)^2 \quad (5.3)$$

Donde, g es la aceleración de la gravedad y T_M el periodo efectivo, por lo tanto, la rigidez horizontal total queda definida como:

$$K_H = \frac{1,961,817}{981} \left(\frac{2\pi}{1.7} \right)^2 = 27,318.1556 \text{ kg/cm}$$

La rigidez horizontal para un aislador se obtiene dividiendo la rigidez total del sistema entre el número total de aisladores a implementar en el edificio:

$$K_H = \frac{27,318.1556}{20} = 1,365.90 \text{ kg/cm}$$

Energía disipada por cada ciclo:

La energía disipada para un aislador se define como:

$$W_D = 2\pi K_H (D_M)^2 \xi_{efec} \quad (5.4)$$

$$W_D = 2\pi * 1365.90 * 30.1149^2 * 26\% = 2,023,653.99 \text{ kg} - \text{cm}$$

Resistencia característica:

$$Q_d \cong \frac{W_D}{4D_M} = \frac{2,023,653.99}{4 * 30.1149} = 16,799.46 \text{ kg} \quad (5.5)$$

Rigidez postfluencia:

$$K_d = K_H - \frac{Q_d}{D_M} = 1,365.90 - \frac{16,799.46}{30.1149} = 808.05 \text{ kg/cm} \quad (5.6)$$

Rigidez elástica:

$$K_u = 10K_d = 10 * 808.05 = 8,080.54 \text{ kg/cm} \quad (5.7)$$

Desplazamiento de fluencia:

$$D_y = \frac{Q_d}{9K_d} = \frac{16,799.446}{9 * 808.05} = 2.31 \text{ cm} \quad (5.8)$$

Ductilidad:

La ductilidad se define como la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia, previamente hemos estimado estos parámetros para un aislador, por lo que podemos estimar su ductilidad como:

$$\mu = \frac{D_M}{D_Y} = \frac{30.1149}{2.31} = 13.03 \quad (5.9)$$

Área de la sección transversal del núcleo de plomo del aislador:

$$A_{pb} = \frac{Q_d}{F_y^{pb}} = \frac{16,799.46}{91.77} = 183.05 \text{ cm}^2 \quad (5.10)$$

Donde F_y^{pb} es equivalente al esfuerzo de fluencia a cortante del plomo (σ_y), previamente descrito.

Diámetro del núcleo de plomo, para una sección circular se obtiene como:

$$d = \sqrt{\frac{4 * A_{pb}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 183.05}{\pi}} = 15.26 \text{ cm} \quad (5.11)$$

Rigidez que aporta el núcleo de plomo:

$$K_{pb} = \frac{Q_d}{D_M} = \frac{16,799.46}{30.1149} = 577.84 \text{ kg/cm} \quad (5.12)$$

Esfuerzo de fluencia del sistema:

$$F_y = Q_d + K_{pb} D_y = 16,799.46 + 577.84 * 2.31 = 18,134.27 \text{ kg} \quad (5.13)$$

Verificación del periodo efectivo:

Se inicio el cálculo con la propuesta para un periodo $T_D = 1.70s$, nuevamente se verifica este valor con la ecuación 2.8 del Capítulo 2:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{H \text{ total}} * g}} = 2\pi \sqrt{\frac{1,961,817}{27,318.1556 * 981}} = 1.7 \text{ s}$$

Espesor total de las capas de hule (propuesto):

$$t_{r1} = \frac{D_M}{\gamma} = \frac{30.1149}{1.5} = 20.1 \text{ cm} \quad (5.14)$$

Donde γ es la deformación por corte, la cual se asume con valor de 1.5 de acuerdo con Mayes y col., (2001).

Área en planta del hule de un aislador:

$$A_a = \frac{K_H t_{r1}}{G_r} = \frac{1,365.90 * 20.1}{6.53} = 4,204.37 \text{ cm}^2 \quad (5.15)$$

Diámetro total del aislador:

$$D_b = \sqrt{\frac{4 * A_a}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 4,204.37}{\pi}} = 73.16 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm} \quad (5.16)$$

Área del aislador (ajustada):

$$A_b = \frac{\pi D_b^2}{4} = \frac{\pi (70)^2}{4} = 3,848.45 \text{ cm}^2 \quad (5.17)$$

Espesor total de las capas de hule (ajustada):

$$t_{r2} = \frac{G_r A_b}{K_d} = \frac{6.53 * 3,848.45}{808.05} = 31.10 \approx 31 \text{ cm} \quad (5.18)$$

Espesor de 1 capa de hule:

$$t_i = \frac{D_b}{4 S} = \frac{70}{4 (17.5)} = 1 \text{ cm} \quad (5.19)$$

Donde S representa el factor de forma; diversos autores, como Naeim y Kelly (2003), recomiendan asumir un valor mayor a 10, por lo que se propone considerar $S = 17.5$.

Cantidad de capas de hule:

$$n = \frac{t_{r2}}{t_i} = \frac{31}{1} = 31 \quad (5.20)$$

Altura total del aislador:

Además, se proponen los espesores de la capa exterior del hule y de la placa de acero.

$t_s = 3 \text{ mm} - 5 \text{ mm}$ (placa de acero)

$t_{ext} = \text{usualmente } 3.2 \text{ cm}$ (capa exterior de hule)

$$H_r = T_{r2} + (n - 1) * t_s + 2 t_{ext} = 31 + (31 - 1) * 0.3 + 2 * 3.2 = 46.4 \text{ cm} \quad (5.21)$$

REVISIONES**1. Desplazamiento total de diseño, incluyendo la torsión**

La norma ASCE 7-16 requiere evaluar no solo el desplazamiento horizontal máximo del sistema de aislamiento, sino también el efecto de la torsión inducida

por excentricidades en planta. Esta revisión es fundamental para que los aisladores ubicados en las esquinas o zonas alejadas del centro de rigidez no superen los desplazamientos permisibles, evitando así condiciones de inestabilidad, como su volcamiento o falla por rodamiento.

Esta evaluación considera no solo el desplazamiento objetivo D_M , sino también su incremento debido a efectos torsionales, para así obtener el desplazamiento máximo total de diseño D_{MT} . Los cálculos correspondientes se muestran en la Tabla 5.18.

Tabla 5.18. Revisión del desplazamiento total y volcamiento del aislador LRB.

Desplazamiento total de diseño				
$B_x =$	1700 cm	Dimensión en planta del edificio en la dirección X		
$B_y =$	2400 cm	Dimensión en planta del edificio en la dirección Y		
$x =$	850 cm	Distancia del centro de rigidez al aislador ubicado en la esquina más alejada del edificio		
$y =$	1395 cm			
$e_{est-x} =$	0 cm	Excentricidad entre CM y CR en la dirección x		
$e_{est-y} =$	0 cm	Excentricidad entre CM y CR en la dirección y		
$e_{a-x} =$	85.00 cm	Excentricidad accidental: 5% de la dimensión mayor del edificio en la dirección perpendicular a la fuerza		
$e_{a-y} =$	120.00 cm			
$e_x =$	85.00 cm			
$e_y =$	120.00 cm			
$r_t =$	849.02 cm	Radio de giro del sistema de aislamiento		
$P_t =$	1.24	Periodo de traslación/Periodo de torsión obtenidos con un análisis dinámico		
$D_{TM-x} =$	34.65 cm	Desplazamiento total de diseño en la dirección x		RIGE
$D_{TM-y} =$	32.07 cm	Desplazamiento total de diseño en la dirección y		RIGE 1.15DM
$1.15 D_M =$	34.63 cm			
Revisión al volcamiento				
$D_{max} =$	50.49 cm		F.S.	> 1
		$D_M =$	30.11 cm	1.68
		$D_{TM} =$	34.63 cm	1.46
				OK

A continuación, se describen las expresiones utilizadas para su determinación.

- Datos geométricos requeridos**

b: Dimensión en planta del edificio en dirección X

d: Dimensión en planta del edificio en dirección Y

x, y: Distancias del centro de rigidez al aislador ubicado en la esquina más alejada

e : Excentricidad total entre el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR) del sistema de aislamiento, considerando también una excentricidad accidental del 5% de la dimensión en planta perpendicular a la dirección del sismo considerada.

- **Periodo de torsión del sistema de aislamiento**

Primeramente, se estima el periodo efectivo de torsión (P_T), el cual permite evaluar la influencia de los efectos rotacionales. Este puede obtenerse mediante análisis dinámico o implementando la ecuación 2.36 del Capítulo 2.

$$P_T = \frac{1}{r_i} \sqrt{\frac{\{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)\}}{N}}$$

- **Desplazamiento máximo total considerando el efecto de torsión**

El desplazamiento total de diseño se determina mediante la ecuación 2.35 del Capítulo 2:

$$D_{MT} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 1.15 D_M$$

2. Revisión al volcamiento

Además, se requiere verificar que ni el desplazamiento objetivo D_M ni el desplazamiento total D_{MT} excedan el desplazamiento límite que podría producir una falla por volcamiento bajo la condición de carga vertical mínima. Dicho límite se establece como:

$$D_{max} = \frac{P_{min}(D_b)}{P_{min} + K_H h_r} \quad (5.22)$$

$$h_r = H_r - 2t_{ext} \quad (5.23)$$

Donde:

P_{min} : carga vertical mínima sobre el aislador.

D_b : diámetro del aislador.

K_H : rigidez horizontal del aislador.

h_r : altura útil del aislador, esta corresponde a la altura total menos dos veces el espesor de la capa externa del hule.

Tanto el desplazamiento objetivo D_M como el desplazamiento total con torsión D_{MT} no deben superar este valor para evitar deslizamiento o inestabilidad en los apoyos.

Adicionalmente, la Tabla 5.19 presenta el resumen de las propiedades geométricas y dinámicas del aislador.

Tabla 5.19. Resumen de las propiedades geométricas, lineales y no lineales del aislador LRB.

RESUMEN DE DISEÑO DEL AISLADOR LRB		
D_b	70.00 cm	Diámetro del aislador
H_r	46.40 cm	Altura total del aislador
t_i	1.00 cm	Espesor de placas de neopreno
t_s	0.3 cm	Espesor de placas de acero
n	31	Cantidad de placas de hule
n_2	30	Cantidad de placas de acero
d	15.24 cm	Diámetro del núcleo de plomo
$F_y =$	18134 kg	Esfuerzo de fluencia del sistema de aislamiento
$F_0 =$	16799 kg	Fuerza para desplazamiento nulo
$K_v =$	585548 kg/cm	Rigidez vertical de un aislador
$(k)_u =$	8081 kg/cm	Rigidez elástica
$(k)_d =$	808 kg/cm	Rigidez de postfluencia
$(k)_{ef} =$	1366 kg/cm	Rigidez efectiva
$x_y =$	2.31 cm	Desplazamiento de fluencia
$x_m =$	30.11 cm	Desplazamiento máximo
$(\xi)_{ef} =$	26.0%	Amortiguamiento efectivo
$\mu =$	0.10	Relación de rigidez inelástica entre rigidez elástica

Una vez realizado el diseño del aislador LBR, se procede a integrar sus propiedades lineales y no lineales en el modelo numérico desarrollado en el programa ETABS; es decir, se incorporarán los aisladores LBR al edificio prefabricado de concreto reforzado. En la Figura 5.10 se muestra cómo se incorporan estas propiedades al modelo numérico en el programa ETABS:

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: Aislador-LRB

Direction: U2

Type: Rubber Isolator

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 1366 kgf/cm

Effective Damping: 257 kgf-s/cm

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0 cm

Nonlinear Properties

Stiffness: 8081 kgf/cm

Yield Strength: 18025 kgf

Post Yield Stiffness Ratio: 0.1

OK Cancel

Figura 5.10. Definición de las propiedades lineales y no lineales del aislador LRB en el programa ETABS.

5.2.2 Aislador HDR

El diseño del aislador HDR también requiere que se definan las propiedades de los materiales. Las propiedades del hule se emplean igual que las elegidas para el aislador LRB:

- Esfuerzo admisible de compresión del hule ($\sigma_{\text{máx}}$): **91.77 kg/cm²**.
- Módulo de cortante del hule (G_r): **6.53 kg/cm²**
- Módulo de elasticidad del hule (E): **22.43 kg/cm²**

El amortiguamiento que proporcionará el sistema de aislamiento se propone de un valor del 10%, ya que, de acuerdo con la bibliografía consultada, es el valor máximo que los aisladores HDR pueden aportar al sistema. Para este caso particular, se procede a definir el espectro de diseño. Como primer paso, se define el periodo objetivo del edificio, el cual es el mismo que se estableció para el aislador LRB:

$$T_M = 1.7 \text{ s}$$

Se procede a definir el espectro de diseño, mostrado en la Figura 5.11 como “Espectro modificado por amortiguamiento $\xi_{\text{efec}}=10\%$ asociado a un periodo de retorno de $T_r=475$ años”; además, se incluyen nuevamente los dos espectros de referencia utilizados en el caso anterior.

La figura permite identificar un aspecto importante, en este caso el espectro de diseño se encuentra por encima del espectro de diseño en base rígida, asociado a un periodo de retorno de $T_r=197$ años, y por debajo del espectro transparente correspondiente a un $T_r=475$ años, lo que es de esperarse gracias al efecto del amortiguamiento.

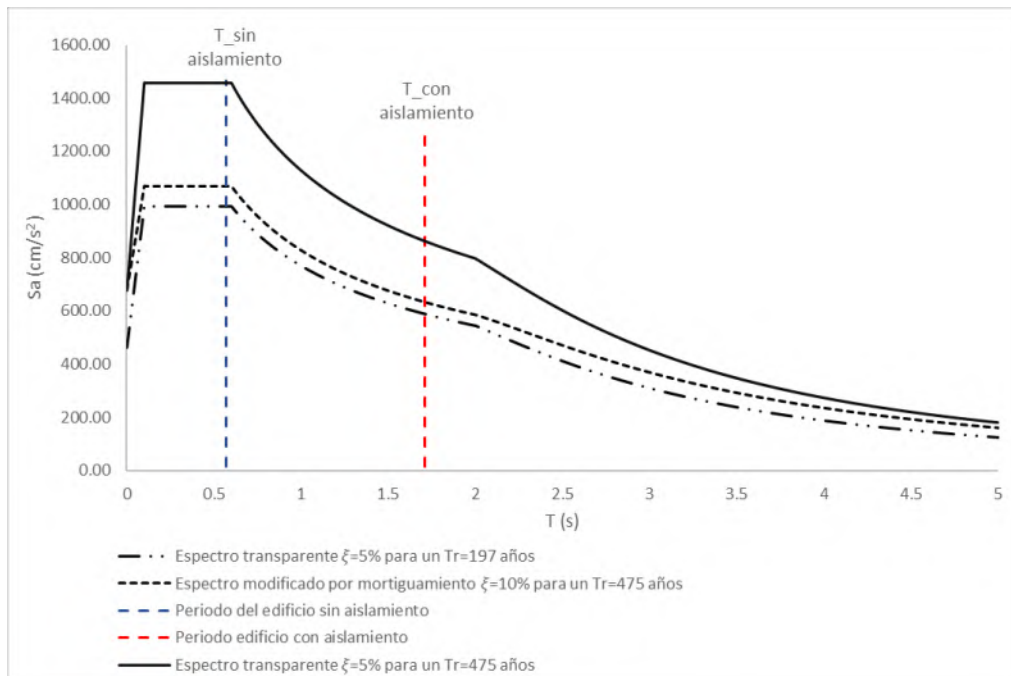


Figura 5.11. Espectros de diseño para el sistema de aislamiento HDR

Desplazamiento máximo.

El desplazamiento máximo que desarrollará el aislador HDR, se calcula con la expresión 5.2:

$$D_M = \frac{634.24 * 1.7^2}{4\pi^2 * 1} = 46.43 \text{ cm}$$

Continuamos calculando sus propiedades equivalentes:

Rigidez horizontal:

Se calcula de acuerdo con la ecuación 5.3

$$K_H = \frac{1,961,817}{981} \left(\frac{2\pi}{1.7} \right)^2 = 27,318.1556 \text{ kg/cm}$$

Y la rigidez horizontal para 1 aislador:

$$K_H = \frac{27,318.1556}{20} = 1,365.90 \text{ kg/cm}$$

Espesor total de las capas de hule (propuesto):

Se calcula con la ecuación 5.14

$$t_r = \frac{D_M}{y} = \frac{46.43}{1.5} = 30.95 \approx 31 \text{ cm}$$

Área en planta del hule de un aislador (ecuación 5.15):

$$A_a = \frac{K_H t_r}{G_r} = \frac{1,365.90 * 31}{6.3} = 6484.36 \text{ cm}^2$$

Diámetro total del aislador (ecuación 5.16):

$$D_b = \sqrt{\frac{4 * A_a}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 6484.36}{\pi}} = 90.86 \text{ cm} \approx 90 \text{ cm}$$

Área del aislador (ajustada) (ecuación 5.17):

$$A_b = \frac{\pi D_b^2}{4} = \frac{\pi (90)^2}{4} = 6,361.73 \text{ cm}^2$$

Rigidez horizontal ajustada (ecuación 2.1):

$$K_b = \frac{G_r A_b}{t_r} = \frac{6.3 * 6361.73}{31} = 1340.06 \text{ cm}^2$$

Verificación del periodo efectivo (ecuación 2.8):

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{H \text{ total}} * g}} = 2\pi \sqrt{\frac{1,961,817}{27,318.1556 * 981}} = 1.7 \text{ s}$$

Espesor de una capa de hule (ecuación 5.19):

$$t_i = \frac{D_b}{4 S} = \frac{90}{4 (17.5)} = 1.3 \text{ cm}$$

Cantidad de capas de hule (ecuación 5.20):

$$n = \frac{t_r}{t_i} = \frac{31}{1.3} = 23.84 \approx 24$$

Altura total del aislador (ecuación 5.21):

$t_s = 3\text{ mm} - 5\text{ mm}$ (placa de acero)

$t_{ext} = \text{usualmente } 3.2\text{ cm}$ (capa exterior de hule)

$$H_r = t_r + (n - 1) * t_s + 2 t_{ext} = 31 + (24 - 1) * 0.3 + 2 * 3.2 = 44.3\text{ cm}$$

REVISIONES

Se llevaron a cabo las mismas revisiones que en el caso del aislador LRB, usando las fórmulas para calcular el desplazamiento total de diseño (incluyendo la torsión) y la verificación por volcamiento. En la Tabla 5.20 se presentan estas revisiones, mientras que en la Tabla 5.21 se resume la información relacionada con las propiedades geométricas y dinámicas del aislador HDR.

Tabla 5.20. Revisión del desplazamiento total y volcamiento del aislador HDR.

Desplazamiento total de diseño			
Bx =	1700 cm	Dimensión en planta del edificio en la dirección X	
By =	2400 cm	Dimensión en planta del edificio en la dirección Y	
x =	850 cm	Distancia del centro de rigidez al aislador ubicado en la esquina más alejada del edificio	
y =	1395 cm		
e _{est-x} =	0 cm	Excentricidad entre CM y CR en la dirección x	
e _{est-y} =	0 cm	Excentricidad entre CM y CR en la dirección y	
e _{a-x} =	85.00 cm	Excentricidad accidental: 5% de la dimensión mayor del edificio en la dirección perpendicular a la fuerza	
e _{a-y} =	120.00 cm		
e _x =	85.00 cm		
e _y =	120.00 cm		
r _l =	849.02 cm	Radio de giro del sistema de aislamiento	
P _T =	0.80	Periodo de traslación/Periodo de torsión obtenidos con un análisis dinámico	
D _{TM-X} =	63.48 cm	Desplazamiento total de diseño en la dirección x	RIGE
D _{TM-Y} =	53.79 cm	Desplazamiento total de diseño en la dirección y	RIGE
1.15 D _M =	53.39 cm		
Revisión al volcamiento			
		F.S. >	1
D _{max} =	67.09 cm	D _M = 46.43 cm	1.45 OK
		D _{TM} = 53.39 cm	1.26 OK

Tabla 5.21. Resumen de las propiedades geométricas, lineales y no lineales del aislador HDR.

RESUMEN DE DISEÑO DEL AISLADOR HDR		
D_b	90.00 cm	Diámetro del aislador
H_r	44.30 cm	Altura total del aislador
t_i	1.30 cm	Espesor de placas de neopreno
t_s	0.3 cm	Espesor de placas de acero
n	24.0	Cantidad de placas de hule
	23.0	Cantidad de placas de acero
$K_v =$	585502 kg/cm	Rigidez vertical de un aislador
$K_H =$	1340.06 kg/cm	Ajuste de la rigidez horizontal de cada aislador
$\xi =$	10%	Amortiguamiento que proporcionará el sistema de aislamiento

De manera similar al caso del aislador LRB, una vez definido el diseño del aislador HDR, se integran sus propiedades lineales y no lineales al modelo numérico prefabricado de concreto reforzado, las cuales se ilustran en la Figura 5.12

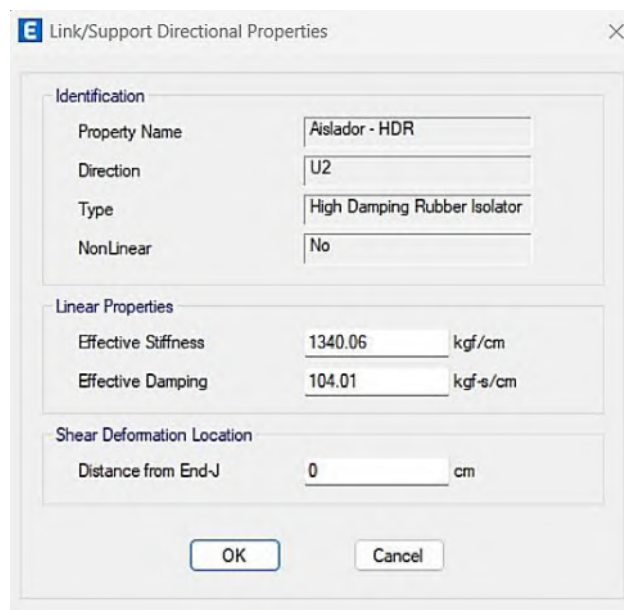


Figura 5.12. Definición de las propiedades lineales y no lineales del aislador HDR en el programa ETABS

5.2.3 Aisladores tipo péndulo de fricción

Para el diseño del aislador tipo péndulo se requieren los siguientes datos de entrada: primeramente, se define el esfuerzo de las placas de contacto de PTFE (σ_{AC}), de acuerdo con los valores propuestos en el MDOC de la CFE (2015), indicados en la Tabla 5.22, así como el coeficiente de fricción (μ), obtenido de la Tabla 5.23.

Tabla 5.22. Coeficientes de fricción en las placas de PTFE, adaptada del MDOC 2015.

Tipos de superficie	Temperatura	Esfuerzo promedio de compresión E (Kg/cm ²)			
	°C	35.69	70.36	140.72	211.08
Placa de PTFE lubricada y con agujeros	20	0.040	0.030	0.025	0.020
	-25	0.060	0.045	0.040	0.030
Placa PTFE virgen	20	0.080	0.070	0.050	0.030
	-25	0.200	0.180	0.130	0.100
Placa PTFE reforzada	20	0.240	0.170	0.090	0.060
	-25	0.440	0.320	0.250	0.200
Malla de PTFE	20	0.080	0.070	0.060	0.045
	-25	0.200	0.180	0.130	0.100

Tabla 5.23. Esfuerzos admisibles de contacto en placas de PTFE, adaptada del MDOC 2015.

Material	Cargas de servicio (Kg/cm ²)		Cargas sísmicas (Kg/cm ²)
	Esfuerzo promedio	Esfuerzo en el perímetro	Esfuerzo promedio
PTFE virgen	244.730	346.700	418.090
PTFE reforzado	244.730	346.700	418.090
Malla de PTFE	244.730	703.610	418.090

Posteriormente, se propone el amortiguamiento que proporcionará el sistema de aislamiento, asumiendo un valor del 16%. Conservando el mismo periodo aislado utilizado en los dos ejemplos anteriores ($T_d = 1.7 s$), se determina el espectro de diseño que se muestra en la Figura 5.13. En este caso en particular, al igual que el caso del aislador LRB, las demandas del espectro de diseño del aislador se

encuentran por debajo del espectro de diseño del edificio en base rígida asociado a un $T_r=197$ años y del espectro transparente correspondiente a un $T_r=475$ años.

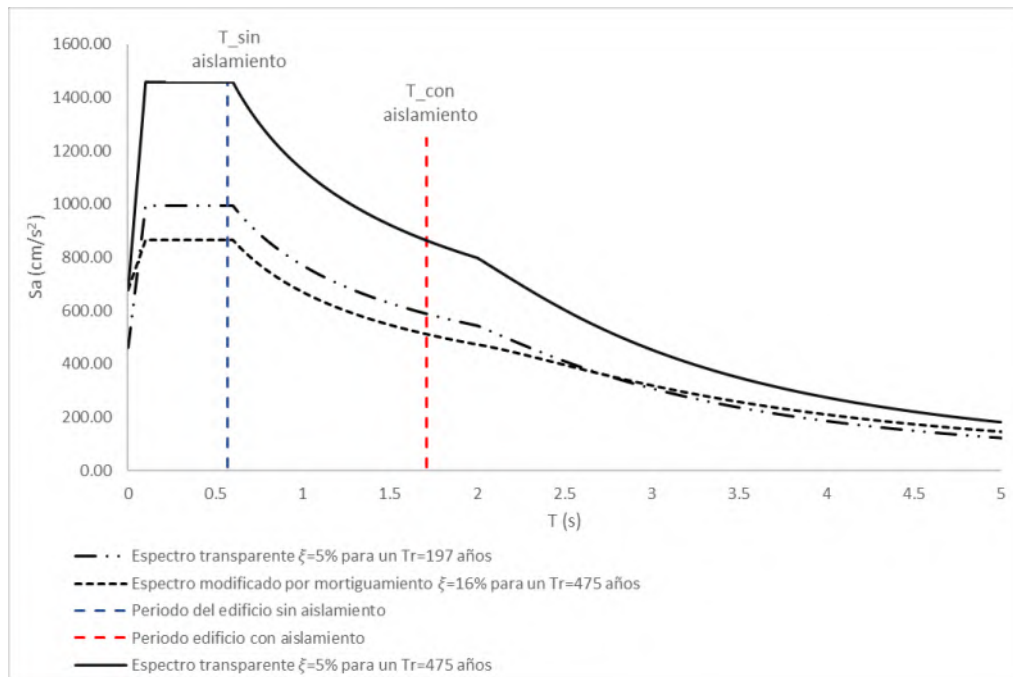


Figura 5.13. Espectros de diseño para el sistema de aislamiento FPS.

Desplazamiento máximo:

Se estima mediante la ecuación 5.2 para calcular el desplazamiento máximo, ya que ésta solo es función de la demanda correspondiente al espectro de diseño, que se asocia al periodo aislado propuesto. Por lo tanto, el desplazamiento máximo queda definido como:

$$D_M = \frac{0.7 * 1.7^2}{4\pi^2 * 1} = 37.16 \text{ cm}$$

Radio de giro:

Para la obtención del radio de giro del aislador FPS, se calcula a partir del despeje de la ecuación 2.23 que define su periodo efectivo, el periodo efectivo requerido para llegar al periodo con el sistema de aislamiento deseado. Por lo tanto, el radio de giro queda como:

$$R = g \left(\frac{T_D}{2\pi} \right)^2 = 981 \left(\frac{1.7}{2\pi} \right)^2 = 71.81 \text{ cm}$$

Rigidez efectiva del sistema (ecuación 2.29):

$$K_{ef} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D_M} = \frac{1,961,817}{71.81} + \frac{0.17(1,961,817)}{37.16} = 36,293.95 \text{ kg/cm}$$

La rigidez efectiva para un aislador:

$$K_{ef} = \frac{K_T}{20} = \frac{36,293.95}{20} = 1,815.0 \text{ kg/cm}$$

Donde:

$$K_{elástica} = \frac{W}{R} = \frac{1,961,817}{71.81} = 27,319.55 \text{ kg/cm}$$

$$K_{postfluencia} = \frac{\mu W}{D_M} = \frac{0.17(1,961,817)}{37.16} = 8,975.80 \text{ kg/cm}$$

Reestimación del amortiguamiento efectivo (ecuación 2.32):

$$\xi_{ef} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\mu + \frac{D_M}{R}} \right) = \frac{2}{\pi} \left(\frac{0.17}{0.17 + \frac{37.16}{71.81}} \right) = 0.157 = 15.7\%$$

Fuerza de activación del sistema:

Para el cálculo de la fuerza de activación del sistema, primero se requiere determinar la fuerza horizontal resiste del apoyo que define la ecuación 5.26, obtenida como:

$$F = \mu W = 0.17 * 1,961,817 = 333,509.89 \text{ kg}$$

Área de contacto de deslizador (slider):

$$A_s = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\sigma_{AC}} = \frac{137,085.0}{418.090} = 327.88 \text{ cm}^2$$

Diámetro del deslizador:

$$D_s = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 327.88}{\pi}} = 20.43 \text{ cm}$$

Dimensión horizontal del aislador:

$$D_2 = D_M + D_s = 38.57 + 20.43 = 59 \text{ cm}$$

Fuerza transmitida a la placa:

$$F_t = \sigma_{AC} A_s = 418.090 * 327.88 = 137,083.349 \text{ cm}$$

Fuerza resistida por la placa

Para calcular la fuerza resistida por la placa, se requiere de dos datos: el esfuerzo admisible de la placa de acero inoxidable (σ_b) y del área proyectada de contacto (A_c). Esta última depende del espesor de la placa (h), por lo que se determina previamente. Una vez conocida, la fuerza resistida por la placa se calcula mediante la expresión:

$$F_p = \sigma_b A_c \quad (5.24)$$

σ_b : es el esfuerzo admisible de la placa de acero inoxidable, con valor de 150 kg/cm^2

Área proyectada de contacto:

$$A_c = \frac{\pi}{4} (D_s + 2h)^2 \quad (5.25)$$

Por lo que:

$$F_p = \sigma_b \frac{\pi}{4} (D_s + 2h)^2 \quad (5.26)$$

Se resuelve la siguiente igualdad con el fin de obtener el espesor de la placa h :

$$F_t = F_p$$

$$F_t = \sigma_b \frac{\pi}{4} (D_s + 2h)^2$$

$$\frac{F_t}{\sigma_b \frac{\pi}{4}} = D_s^2 + 4D_s h + 4h^2$$

$$\frac{F_t}{\sigma_b \frac{\pi}{4}} - D_s^2 = 4D_s h + 4h^2$$

$$4h^2 + 4D_s h + \left(-\frac{F_t}{\sigma_b \frac{\pi}{4}} + D_s^2 \right) = 0$$

Se separa por constantes y se resuelven:

$$a1 = 4$$

$$a2 = 4D_s = 4 * 20.43 = 81.72$$

$$a3 = -\frac{F_t}{\sigma_b \frac{\pi}{4}} + D_s^2 = -\frac{137,083.349}{150 \frac{\pi}{4}} + 20.43^2 = -746.215$$

Sustituyendo las constantes en la ecuación 5.37:

$$4h^2 + 81.72h - 746.215 = 0$$

Resolviendo, queda como:

$$h^+ = 6.84, \quad h^- = -27.27$$

Por lo tanto, el área proyectada de contacto es:

$$A_c = \frac{\pi}{4} (20.43 + 2 * 6.84)^2 = 913.814 \text{ cm}^2$$

Y la fuerza resistida por la placa:

$$F_p = 150 * 913.814 = 137,072.10 \text{ kg}$$

Altura del aislador:

La altura total (H_T), está compuesta por la altura de la placa que está en contacto con el deslizador articulado H_1 , más la altura de la placa que contiene el deslizador H_2 y el espacio libre entre ambas H_3 . Las alturas mencionadas se calculan con las expresiones:

$$H_1 = h + (R - \sqrt{R^2 - (0.5 * D_2)^2}) \quad (5.27)$$

$$H_1 = 6.84 + (71.81 - \sqrt{71.81^2 - (0.5 * 59)^2}) = 13.17 \text{ cm}$$

$$H_2 = 0.7H_1 = 0.7 * 13.17 = 9.22 \text{ cm} \quad (5.28)$$

$$H_3 = R - \sqrt{R^2 - (0.5 * D_2)^2} \quad (5.29)$$

$$H_3 = 71.81 - \sqrt{71.81^2 - (0.5 * 59)^2} = 6.34 \text{ cm}$$

$$H_T = H_1 + H_2 + H_3 = 28.73 \text{ cm}$$

Desplazamiento vertical:

$$\delta_v = \frac{1}{2} \frac{D_M^2}{R} = \frac{1}{2} * \frac{38.57^2}{71.1} = 10.36 \text{ cm} \quad (5.30)$$

REVISIONES

Se llevaron a cabo las mismas revisiones que en el caso del aislador LRB, usando las fórmulas para calcular el desplazamiento total de diseño (incluyendo la torsión) y la verificación por volcamiento. En la Tabla 5.24 se presentan estas revisiones, mientras que en la Tabla 5.25 se resume la información relacionada con las propiedades geométricas y dinámicas del aislador tipo péndulo de fricción.

Tabla 5.24. Revisión del desplazamiento total del aislador FPS.

Desplazamiento total de diseño		
Bx =	1700 cm	Dimensión en planta del edificio en la dirección X
By =	2400 cm	Dimensión en planta del edificio en la dirección Y
x =	850 cm	Distancia del
y =	1395 cm	
e _{est-x} =	0 cm	Excentricidad entre CM y CR en la dirección x
e _{est-y} =	0 cm	Excentricidad entre CM y CR en la dirección y
e _{a-x} =	85.00 cm	Excentricidad accidental: 5% de la dimensión mayor del edificio en la dirección perpendicular a la fuerza
e _{a-y} =	120.00 cm	
e _x =	85.00 cm	
e _y =	120.00 cm	
r _i =	849.02 cm	Radio de giro del sistema de aislamiento
P _T =	1.24	Periodo de traslación/Periodo de torsión obtenidos con un análisis dinámico
D _{TM-X} =	43.98 cm	Desplazamiento total de diseño en la dirección X
D _{TM-Y} =	40.71 cm	Desplazamiento total de diseño en la dirección Y
1.15 D _M =	43.96 cm	

RIGE

RIGE 1.15DM

Tabla 5.25. Resumen de las propiedades geométricas, lineales y no lineales del aislador FPS.

RESUMEN DE DISEÑO DEL AISLADOR FPS		
DT =	66.66 cm	Diámetro del aislador
HT =	32.54 cm	Altura total del aislador
H1	13.10 cm	Altura de la placa que está en contacto con el deslizador articulado
H2	9.17 cm	Altura de la placa que contiene el deslizador
Ds =	20.4 cm	Diámetro del deslizador
h	6.8 cm	Espesor de la placa de acero inoxidable
Fy =	333509 kg	Fuerza de activación del sistema
k2 =	1366 kg/cm	Rigidez elástica
k1 =	449 kg/cm	Rigidez de postfluencia
(k)_{ef} =	1815 kg/cm	Rigidez efectiva
(ξ)_{ef} =	16.0%	Amortiguamiento efectivo
μ =	0.17	Coeficiente de fricción

CAPÍTULO 6. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO – CASO DE ESTUDIO

En este capítulo se evaluará el desempeño sísmico del edificio prefabricado de concreto reforzado y la incorporación de los tres tipos de sistemas de aislamiento, que para esta investigación corresponden a los sistemas LRB, HDR y FPS. La evaluación se desarrolla mediante un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo (ANLHT). La razón para utilizar este enfoque es que este tipo de análisis permite evaluar la respuesta estructural del edificio ante sismos en forma más realista y reducir las simplificaciones que se hacen en otro tipo de análisis, como en un análisis estático donde el edificio se modela mediante un sistema equivalente de un grado de libertad. Los ANLHT permitirán comparar con precisión el comportamiento del edificio en estudio sin aislamiento y con aislamiento, lo cual permite evaluar las ventajas y desventajas que existen entre los tres sistemas de aislamiento investigados.

Posteriormente a la incorporación de las propiedades que definen el comportamiento no lineal de cada tipo de aislador dentro del modelo numérico, se ingresaron los acelerogramas seleccionados para representar la demanda sísmica esperada en la ciudad de Acapulco, Guerrero, los cuales fueron previamente escalados de acuerdo a los factores de escala determinados para el periodo de retorno de 475 años. Es importante señalar que los acelerogramas considerados corresponden a la componente horizontal que presentó la aceleración máxima, estos se aplicaron al edificio aislado en las dos direcciones ortogonales. La Figura 6.1 ilustra cómo se definen los casos de análisis ANLHT en el programa ETABS, mientras que la Figura 6.2 muestra un ejemplo de la incorporación de los factores de escala.

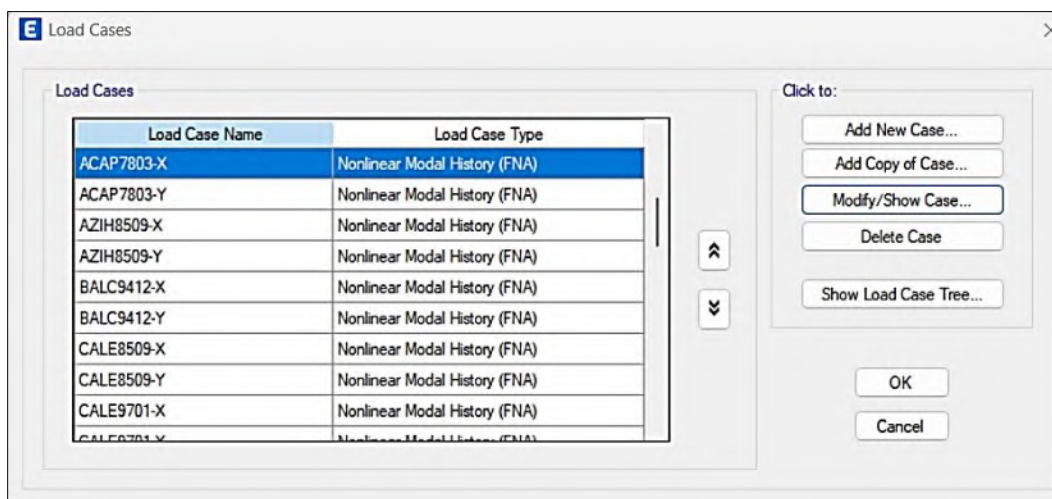


Figura 6.1. Definición de los casos de ANLHT en las dos direcciones ortogonales del edificio aislado (ETABS).

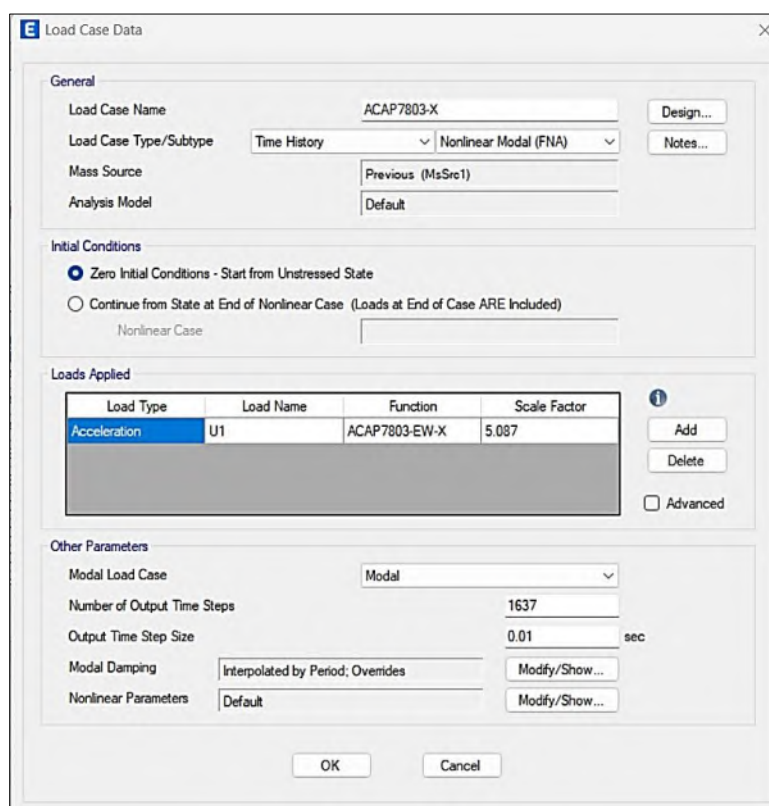


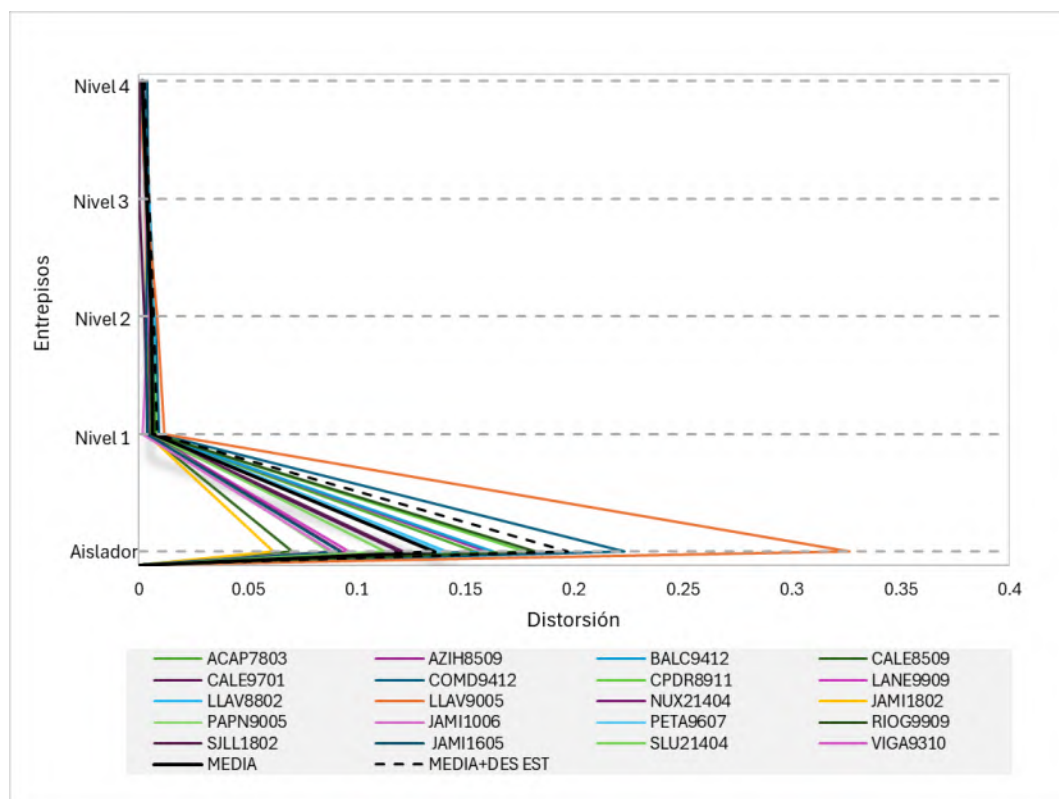
Figura 6.2. Definición de los factores de escala en el programa ETABS.

6.1 Comparación y discusión de resultados del aislador LRB

6.1.1 Demanda de distorsiones angulares de entrepiso

Las Figuras 6.3 y 6.4 resumen las distorsiones angulares de los entrepisos del edificio estimadas de los resultados del análisis en la historia del tiempo del modelo numérico con aislamiento sometido a la demanda sísmica, los resultados corresponden a las respuestas en las direcciones X y Y, respectivamente. Los resultados de ambas Figuras 6.3(a) y 6.4(a) permiten observar el efecto que tiene el aislador en la respuesta dinámica con respecto a los entrepisos; mientras que las Figuras 6.3(b) y 6.4(b) muestran los mismos resultados eliminando el efecto del aislamiento. A partir de estos datos, se calculó la media (μ) y se sumó y restó una desviación estándar (σ) para cada conjunto de datos. Los resultados de estas, muestran claramente que las demandas sísmicas generadas por los terremotos LLAV9005, COM9412 y LLAV8802 son los que generan demandas de distorsión angular mayores a la media más una desviación estándar, siendo LLAV9005 el cual lleva a los aisladores a las demandas máximas de desplazamiento de 13.07cm en X y 20.34cm en Y, mientras que las distorsiones de entre piso en todos los casos se mantienen menores a los límites establecidos en la norma, se presenta una excepción en el registro LLAV9005 en la dirección X. En esta dirección, la distorsión máxima registrada es de 0.010, mientras que en la dirección Y alcanza un valor de 0.003. Por otro lado, los mínimos corresponden a 0.0001 y 0.0002. El hecho de que el 95% de los registros están dentro del límite que sugiere la norma, indica que las columnas del edificio se encuentran en el intervalo elástico lineal y corrobora el efecto benéfico que se tiene en la estructura del edificio al incorporar aislamiento sísmico del tipo LRB al presentar un mejor comportamiento ante una demanda sísmica mucho mayor.

a)



b)

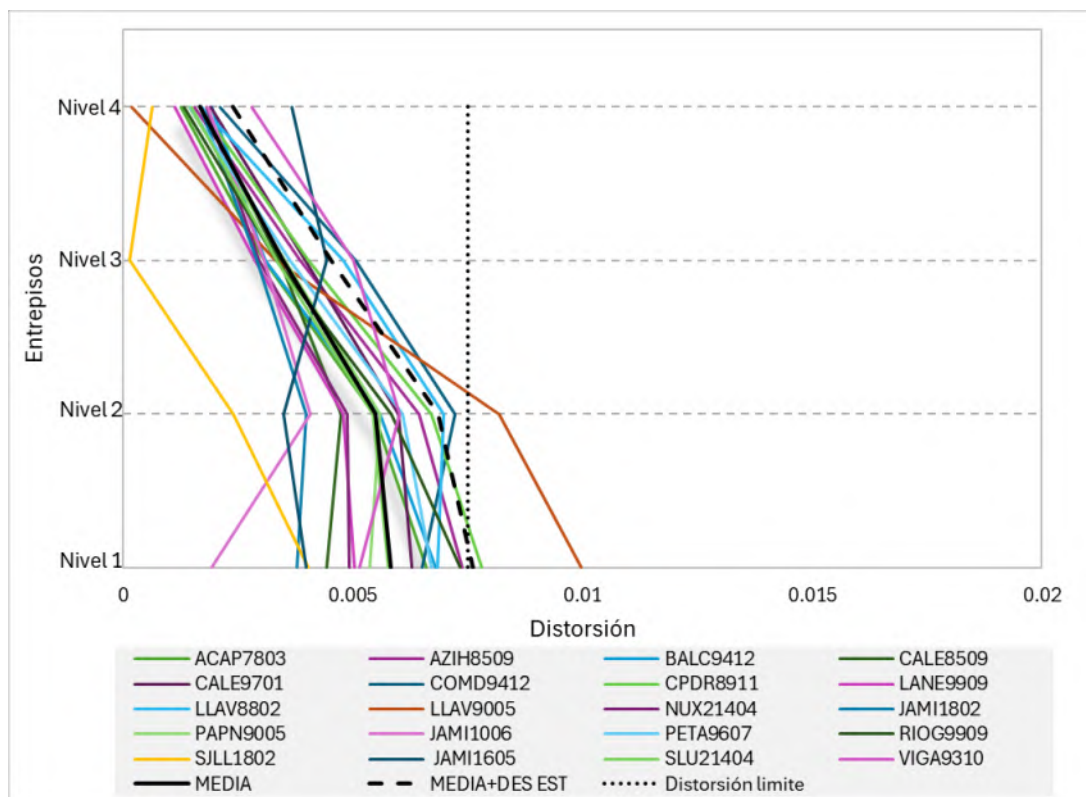
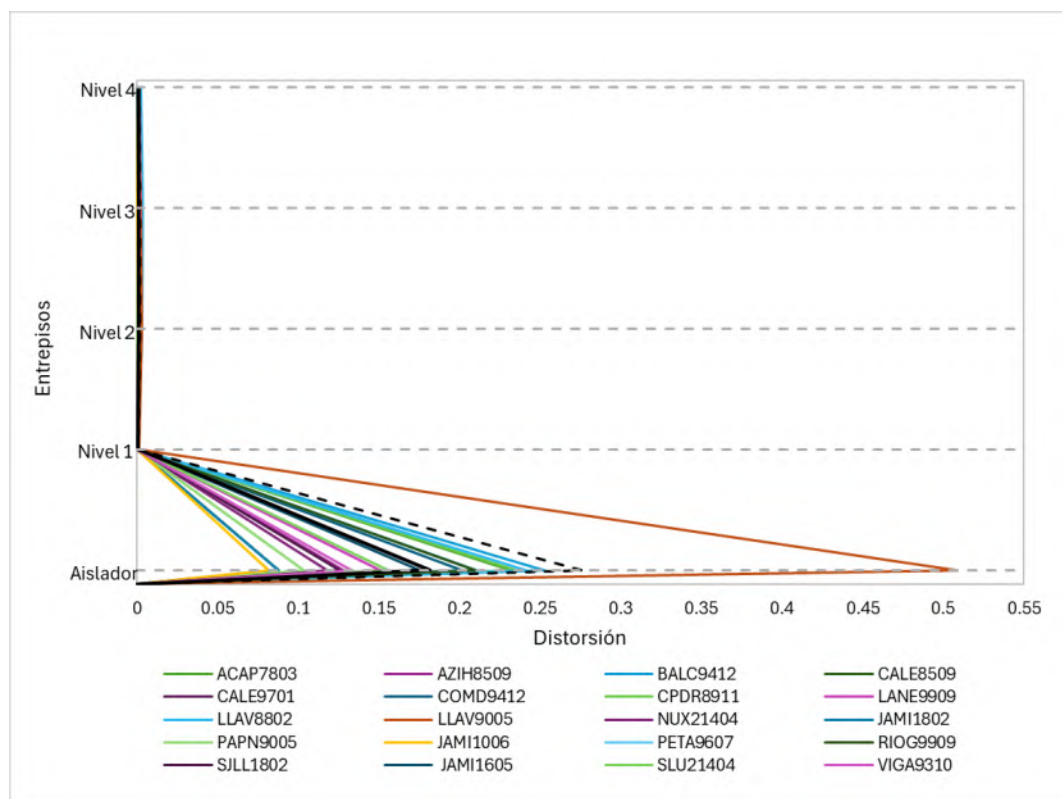


Figura 6.3. Distorsiones de entrepiso del modelo aislado LRB en la dirección "X".

a)



b)

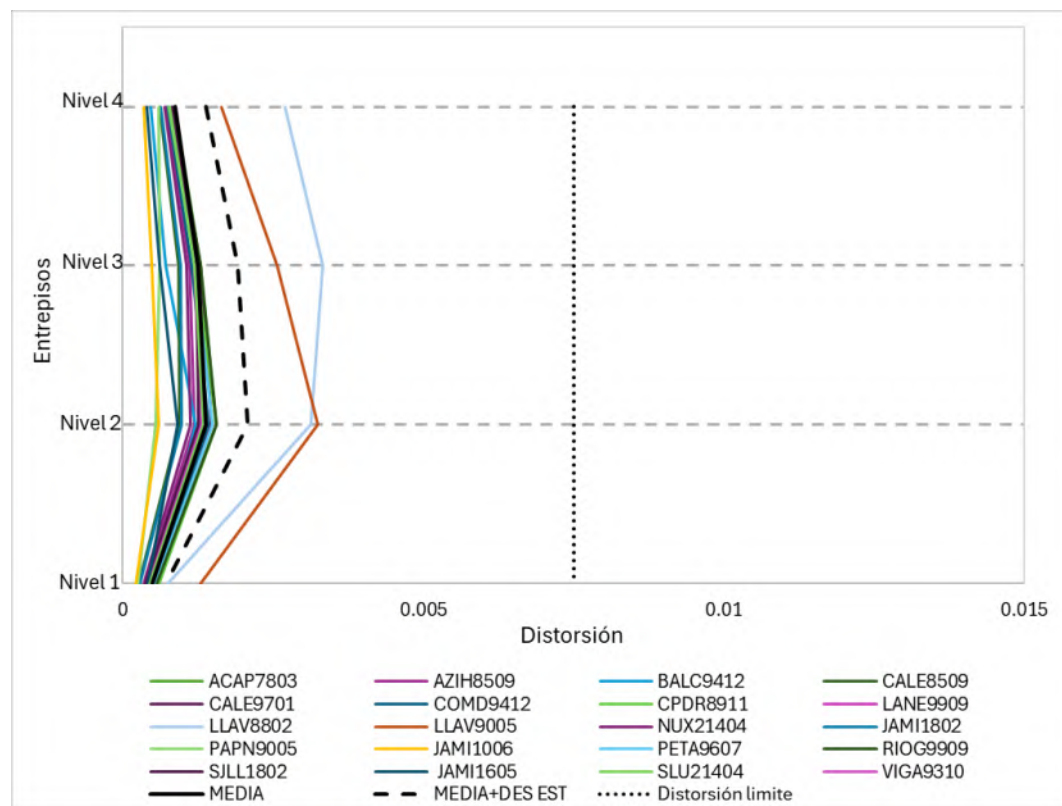
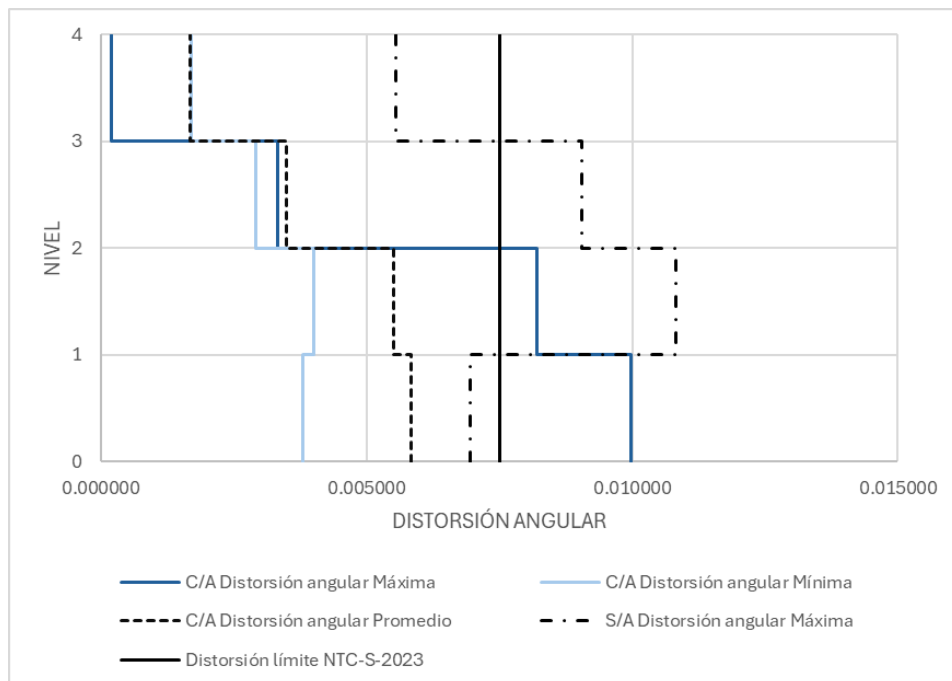


Figura 6.4. Distorsiones de entropiso del modelo aislado LRB en la dirección "Y".

En la Figura 6.5 se comparan los resultados estimados del modelo con aislamiento (C/A) y sin aislamiento (S/A), con respecto a las distorsiones angulares correspondientes a los valores máximos, mínimos y promedios estimados sobre la respuesta dinámica obtenida del ANLHT de los 20 terremotos considerados como demanda sísmica. La gráfica incluye el valor límite de distorsión establecido por las NTC-S-2023. Se observa en los resultados que el valor promedio de la distorsión angular del modelo C/A en la dirección X se encuentra por debajo del valor límite establecido, indicando que el sistema cumple en términos generales con los requerimientos normativos; mientras que el valor máximo excede este límite para el primer nivel en un 30%, el cual corresponde al terremoto LLAV9005. El rebase del valor límite indica que, ante sismos severos como el de LLAV9005, podrían presentarse deformaciones excesivas en el primer nivel, lo que sugiere la necesidad de ajustar el diseño para condiciones extremas. Con respecto al caso S/A para la misma dirección en X, se observa que la demanda máxima de distorsión angular excede el valor límite establecido en un 47%. Por otro lado, en la dirección Y, el valor máximo de distorsión angular cumple adecuadamente con el límite de la norma para los dos casos C/A y S/A.

a)



b)

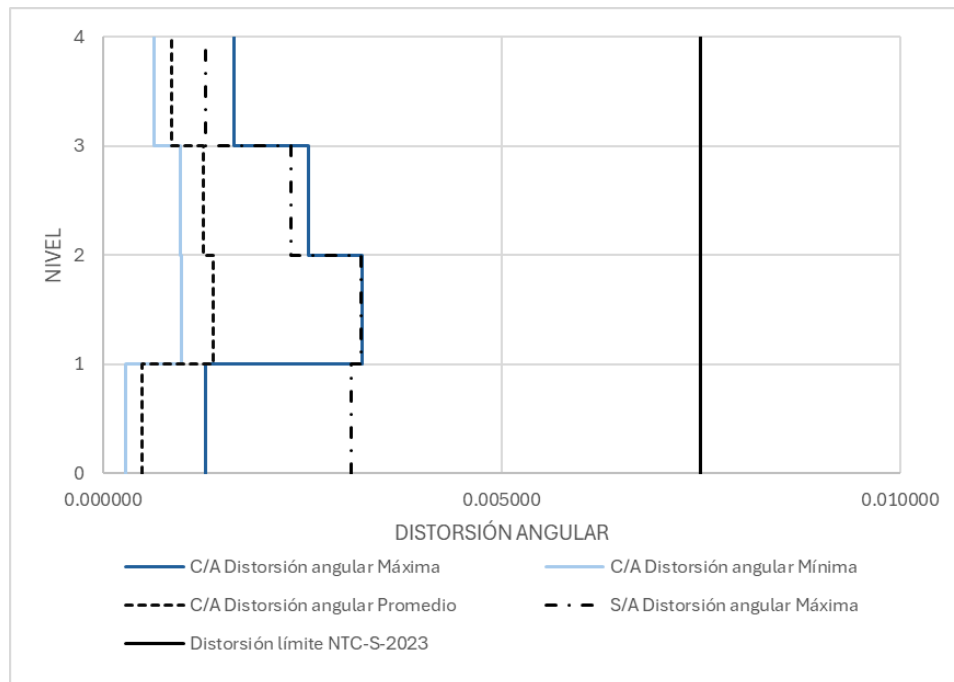


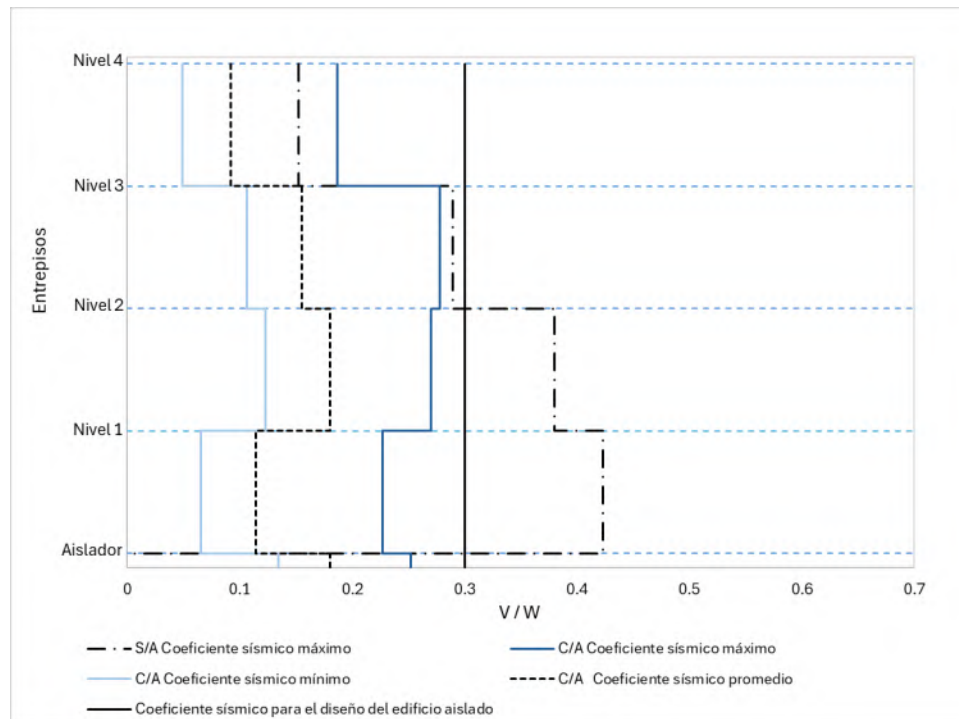
Figura 6.7. Distorsiones de entresuelo del modelo con aislamiento LRB y sin aislamiento: a) dirección X y b) dirección Y.

6.1.2 Demanda de fuerzas cortantes.

La demanda de cortantes estimada en los entresuelos se expresa mediante los coeficientes sísmico y se resumen los resultados en la Figura 6.8 para los casos S/A y C/A. Al igual que en las distorsiones angulares, los resultados que se analizan corresponden a los valores máximos, mínimos y promedios del caso C/A vs. la demanda máxima del caso S/A. En los resultados se aprecia que para el caso S/A, en los niveles inferiores se tienen concentraciones mayores del cortante, lo que es característico de estructuras tradicionales, donde el cortante se acumula en los primeros pisos y disminuye en los niveles superiores. Sin embargo, se observa que el caso C/A presenta una distribución más uniforme de los cortantes para todos los niveles, efecto que se presenta gracias a la acción del sistema de aislamiento, lo que reduce en gran medida la transmisión de fuerzas sísmicas a la superestructura, y en consecuencia disminuye las fuerzas cortantes y coeficientes sísmicos. En esta gráfica también se identifica el coeficiente sísmico

correspondiente al diseño del sistema de aislamiento LRB. En la dirección X, se observa que los valores máximos del coeficiente sísmico del caso C/A no alcanzan el valor de diseño, lo que indica que el sistema de aislamiento está funcionando eficazmente para limitar la demanda sísmica transmitida a la superestructura en esa dirección. Por otro lado, en la dirección Y, los coeficientes sísmicos del caso C/A se exceden en aproximadamente un 6% del valor de diseño. Aunque este ligero incremento podría parecer contradictorio dado que el edificio presenta mayor rigidez en esa dirección, este comportamiento puede atribuirse a que el contenido espectral de algunos registros empleados en el análisis haya inducido mayores demandas en la dirección Y. Aun así, el incremento del 6% no representa una preocupación significativa, ya que los valores se mantienen dentro de un rango aceptable de seguridad estructural y el sistema de aislamiento sigue cumpliendo con su función principal de reducir la demanda sísmica.

a)



b)

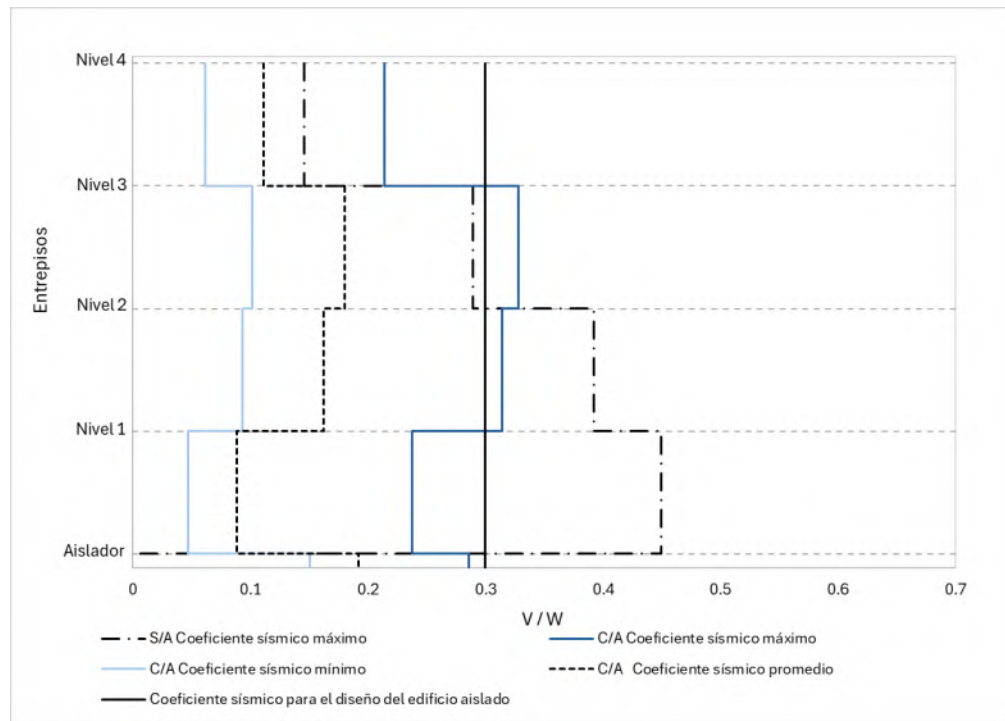


Figura 6.8. Demanda de cortantes en entresijos del modelo con aislamiento LRB y sin aislamiento: a) dirección X y b) dirección Y.

6.1.3 Demandas de velocidad y aceleración.

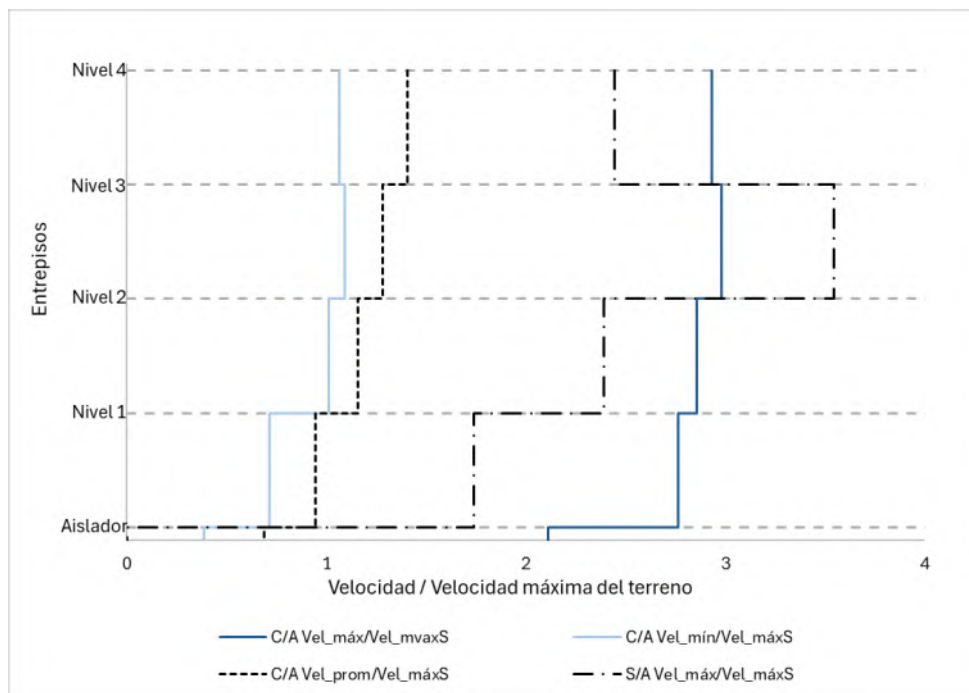
Las Figuras 6.9 y 6.10 muestran las demandas máximas de velocidad y aceleración en los entresijos respectivamente, para los casos C/A y S/A; en ambos casos, las demandas se normalizan con respecto de las velocidades y aceleraciones máximas del suelo. Para ambas variables, velocidad y aceleración se evidencia una reducción significativa de las demandas, así como se aprecia mayor uniformidad en la distribución de estas demandas dinámicas en los entresijos del caso C/A con respecto del caso S/A, donde se observa una mayor variación de las demandas en los entresijos. Para la Figura 6.9 de las variables de velocidad, en la dirección X es evidente que los valores promedio del caso C/A son aproximadamente un 50% menores respecto a los valores del caso S/A. En la dirección Y, por el contrario, los valores promedio de velocidad del caso C/A

resultan ligeramente mayores, con un incremento cercano al 10%. Esta diferencia puede atribuirse a la respuesta particular de la estructura en esta dirección.

En la Figura 6.10, se observa que las variables de aceleración promedio en la dirección X del caso C/A se reducen un 50% respecto al caso S/A, comportamiento similar al registrado en las velocidades. En la dirección Y, ocurre lo mismo que para las velocidades, los valores promedio del caso C/A aumentan un 10% respecto a los valores del caso S/A.

El hecho de que las velocidades y aceleraciones promedio resulten mayores en la dirección X puede atribuirse a la menor rigidez estructural en esa dirección. Aunque el sistema de aislamiento busca que la superestructura se comporte como un cuerpo rígido, esta es una idealización, y en la práctica, la respuesta dinámica puede diferir entre direcciones debido a variaciones de rigidez, en las frecuencias naturales del sistema y en el contenido espectral de los registros sísmicos aplicados. Por lo tanto, esta diferencia no representa una contradicción, sino un comportamiento esperado, ya que el sistema se comporta elásticamente en ambas direcciones, pero responde de manera distinta debido a las condiciones específicas de la estructura y de la excitación sísmica.

a)



b)

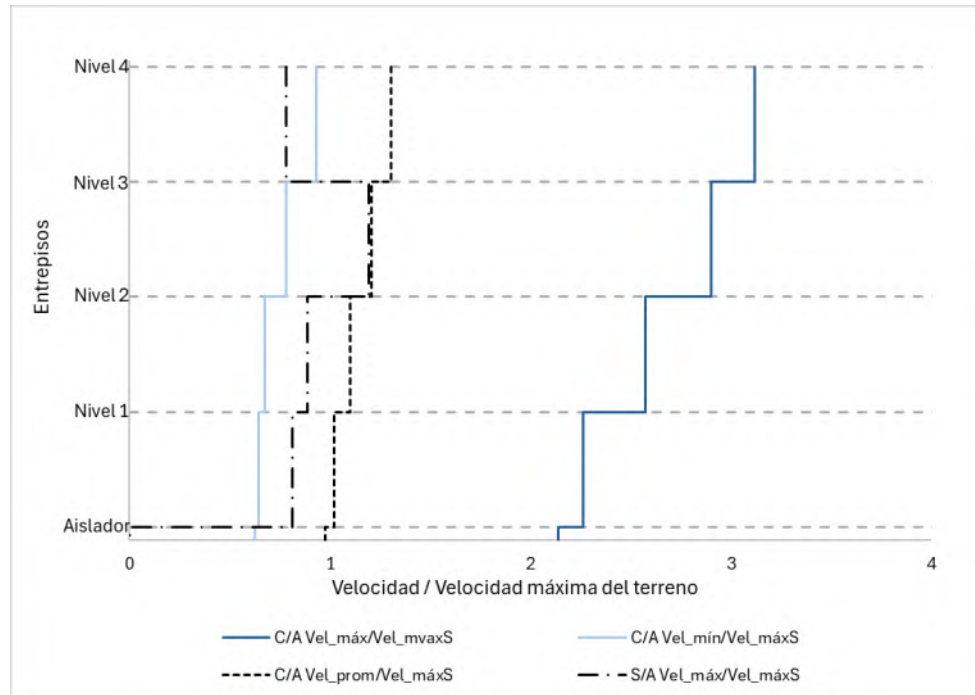
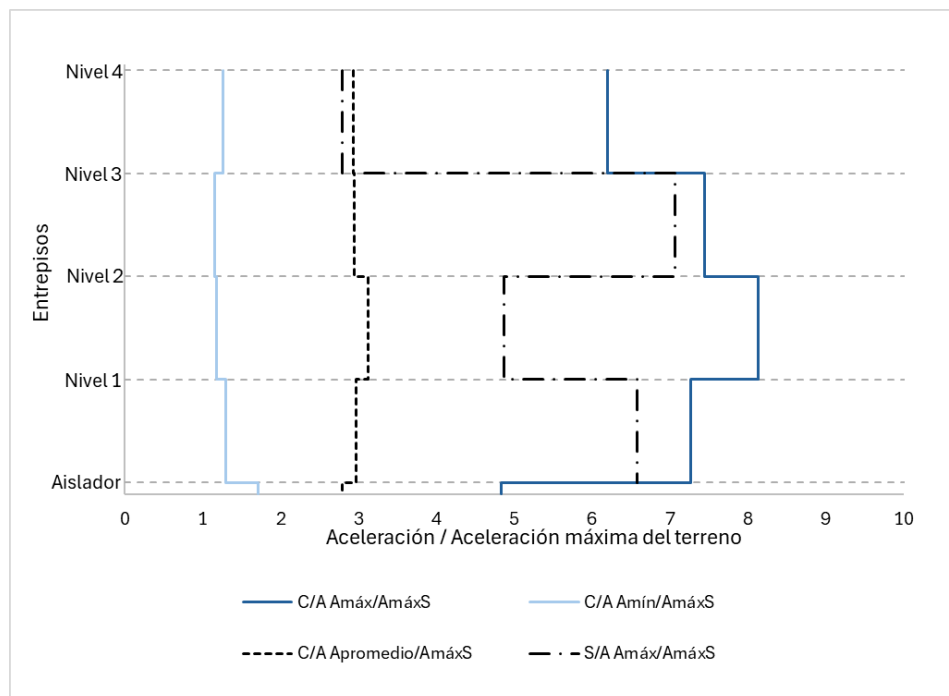


Figura 6.9. Demanda de velocidades en entresijos del modelo con aislamiento LRB y sin aislamiento: a) dirección X y b) dirección Y.

a)



b)

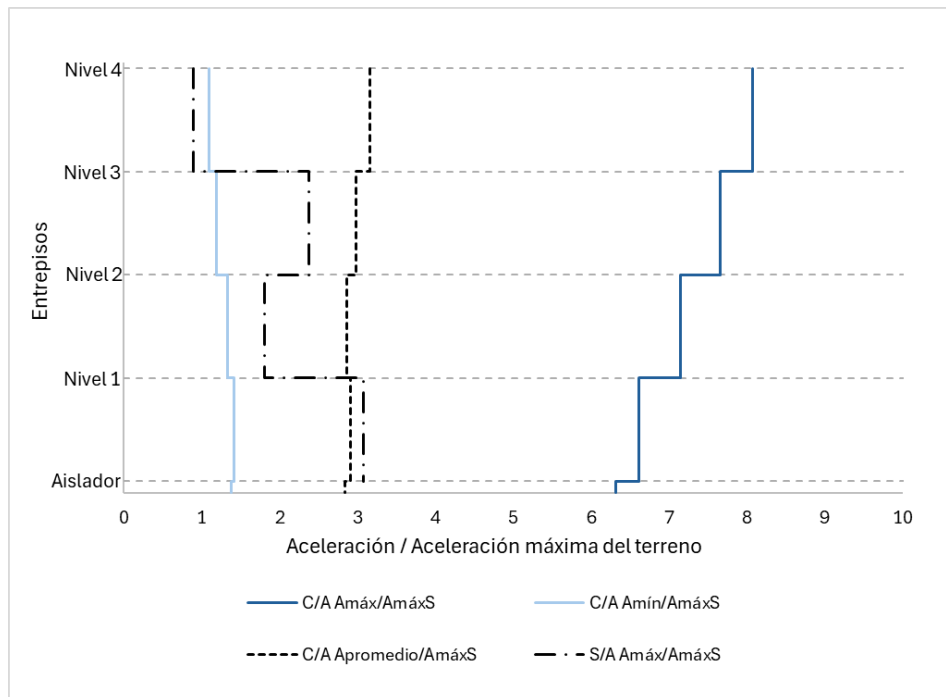


Figura 6.10. Demanda de aceleraciones en entrepisos del modelo con aislamiento LRB y sin aislamiento: a) dirección X y b) dirección Y.

6.1.4 Demanda de ductilidad

La Tabla 6.1 presenta las demandas de ductilidad del aislador LRB en ambas direcciones ortogonales. Los resultados reportados corresponden a la ductilidad mínima, máxima y promedio de las demandas de ductilidad estimadas de los ANLHT, los cuales se comparan con la ductilidad de diseño establecida para el aislador igual a 13.03.

El análisis de los resultados muestra que la ductilidad máxima que alcanzan a desarrollar los aisladores ante la demanda sísmica considerada, para las direcciones X y Y, es respectivamente, 5.61 y 8.74. Estos valores se encuentran por debajo de la ductilidad de diseño en un 57% y 33%. Los resultados confirman que el comportamiento de los aisladores ante la demanda sísmica analizada se encuentra dentro del rango elasto-plástico para el cual fueron diseñados, asegurando que no se exceda su capacidad de deformación ante los registros sísmicos determinados como la demanda sísmica esperada.

Tabla 6.1. Demanda de ductilidad del aislador LRB en la dirección X y Y.

Ductilidad en X			Ductilidad en Y			Ductilidad de diseño del aislador
Máxima	Mínima	Promedio	Máxima	Mínima	Promedio	
5.611	1.279	3.445	8.741	1.191	4.966	13.037

Adicionalmente, se evalúa el desempeño de los aisladores LRB, con la distribución en la planta del edificio que se muestra en la Figura 6.11. De los 20 aisladores que se tienen en el edificio se seleccionaron cinco considerados como representativos para su análisis, estos se identifican mediante un círculo verde y las etiquetas: K5, K13, K15, K4 y K12. Los aisladores se eligieron estratégicamente con el objetivo de representar diferentes zonas de comportamiento del edificio, identificadas como zonas de: esquinas, laterales y central.

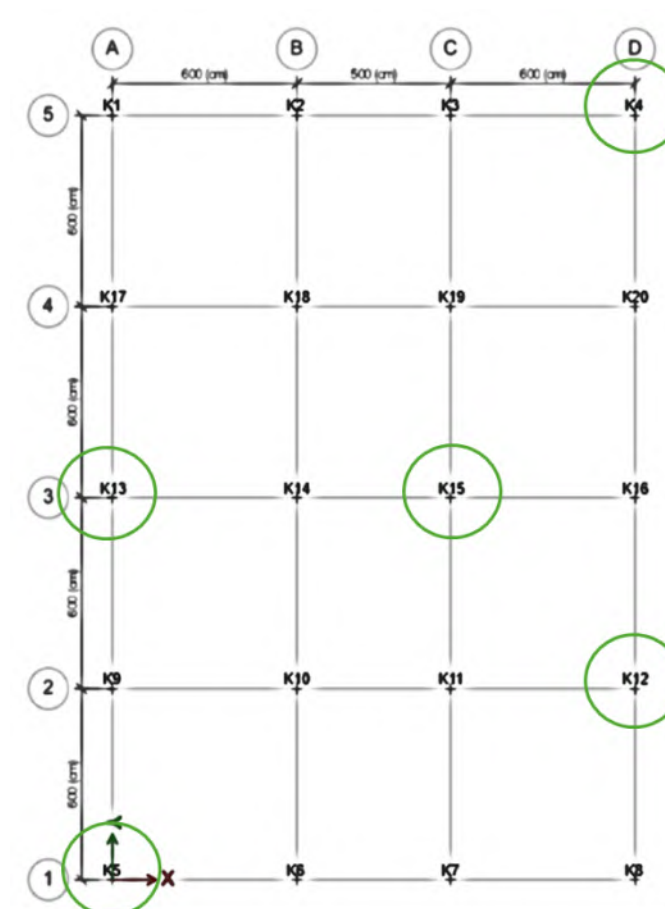


Figura 6.11. Distribución de los aisladores LRB, vista en planta.

Las Figuras 6.12 a 6.16 muestran los ciclos históricos correspondientes a cada uno de los aisladores, antes identificados, para las direcciones X y Y, presentando únicamente los registros sísmicos más significativos, es decir, los que llevan a las mayores demandas sísmicas en los aisladores.

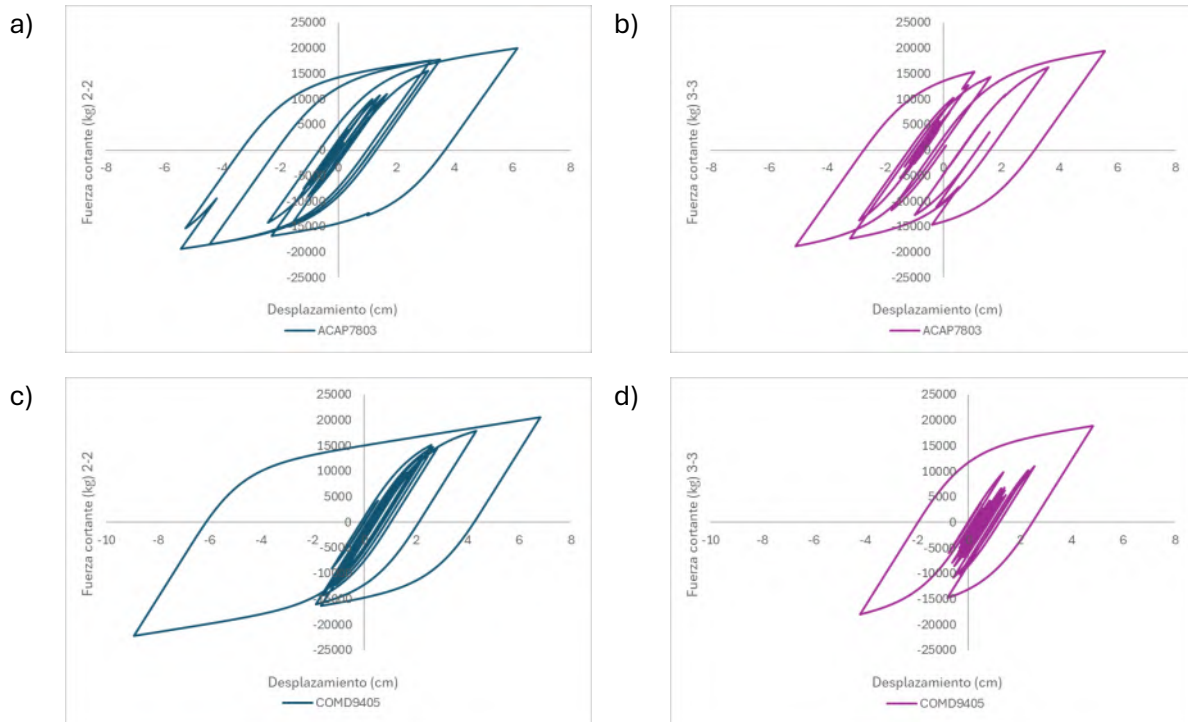
Para los aisladores de esquina K5 y K4, se observa lo siguiente: para el K5, los registros ACAP7803, COMD9405, LLAV8802, PETA9607 y RIOG9909, los desplazamientos máximos se concentran entre 5 y 6 cm en ambas direcciones, reflejando una demanda y disipación de energía comparativamente uniforme, a excepción del registro PETA9607, ya que tiene una particularidad. Esta particularidad puede deberse a que el registro PETA9607 tiene menor contenido energía en la dirección Y, lo que reduce la demanda sísmica sobre el aislador. Como resultado, presenta un desplazamiento máximo de 2 cm y una menor disipación de energía, lo cual es coherente con su menor deformación cíclica. El registro LLAV9005 destaca como el de mayor demanda, y por tanto el que disipa mayor energía alcanzando desplazamientos cercanos a 12cm en ambas direcciones, es decir un incremento del 50% respecto a los registros que lo llevan a desplazamientos de 5 a 6 cm. Otro punto importante a observar es que el registro RIOG9909 presenta los ciclos históricos más regulares y simétricos en ambas direcciones, lo cual refleja un comportamiento estable.

En cuanto al aislador K4, los registros ACAP7803, COMD9405, LLAV8802, PETA9607 y RIOG9909 en la dirección X, los desplazamientos máximos alcanzan valores de 5cm, asimismo en la dirección Y se presentan de forma más variable con valores de 4 a 8 cm, por lo que es evidente una mayor disipación de energía para esta dirección. La máxima demanda se alcanza con el registro LLAV9005 en ambas direcciones, con un valor cercano a 10 cm en la dirección X y 20 cm en la dirección Y. De nuevo, el registro RIOG9909 presenta los ciclos más estables y regulares.

En el caso de los aisladores ubicados en los ejes laterales K13 y K12, se observa que para ambos aisladores en los cinco registros seleccionados hay una mayor cantidad de disipación de energía en la dirección Y. De esta manera el registro

LLAV8802 es el que los lleva a la demanda máxima de desplazamiento, en la dirección X con un valor de 13 cm y en la dirección Y de 20 cm. El registro PETA9607 genera la menor demanda de desplazamiento, registrando un valor de 3.6 cm en las dos direcciones. También se puede identificar para ambos aisladores que los ciclos históricos más estables son del registro RIOG9909.

Para el caso del aislador central K15, se identifica que los registros ACAP7803, LLAV9005 presentan una disipación de energía similar en ambas direcciones, a diferencia de los registros COMD9405, LLAV8802, PETA9607 y RIOG9909 muestran una menor capacidad de disipación en la dirección Y respecto a la de X. El registro LLAV9005 genera la mayor demanda de desplazamiento, alcanzando un valor de 12 cm en ambas direcciones, mientras que el registro PETA9607 presenta la menor demanda, estimando un valor de 5.5 cm en la dirección X y un valor de 2 cm en la dirección Y. Nuevamente, el registro RIOG9909 es el que genera los ciclos históricos más regulares y estables en las dos direcciones.



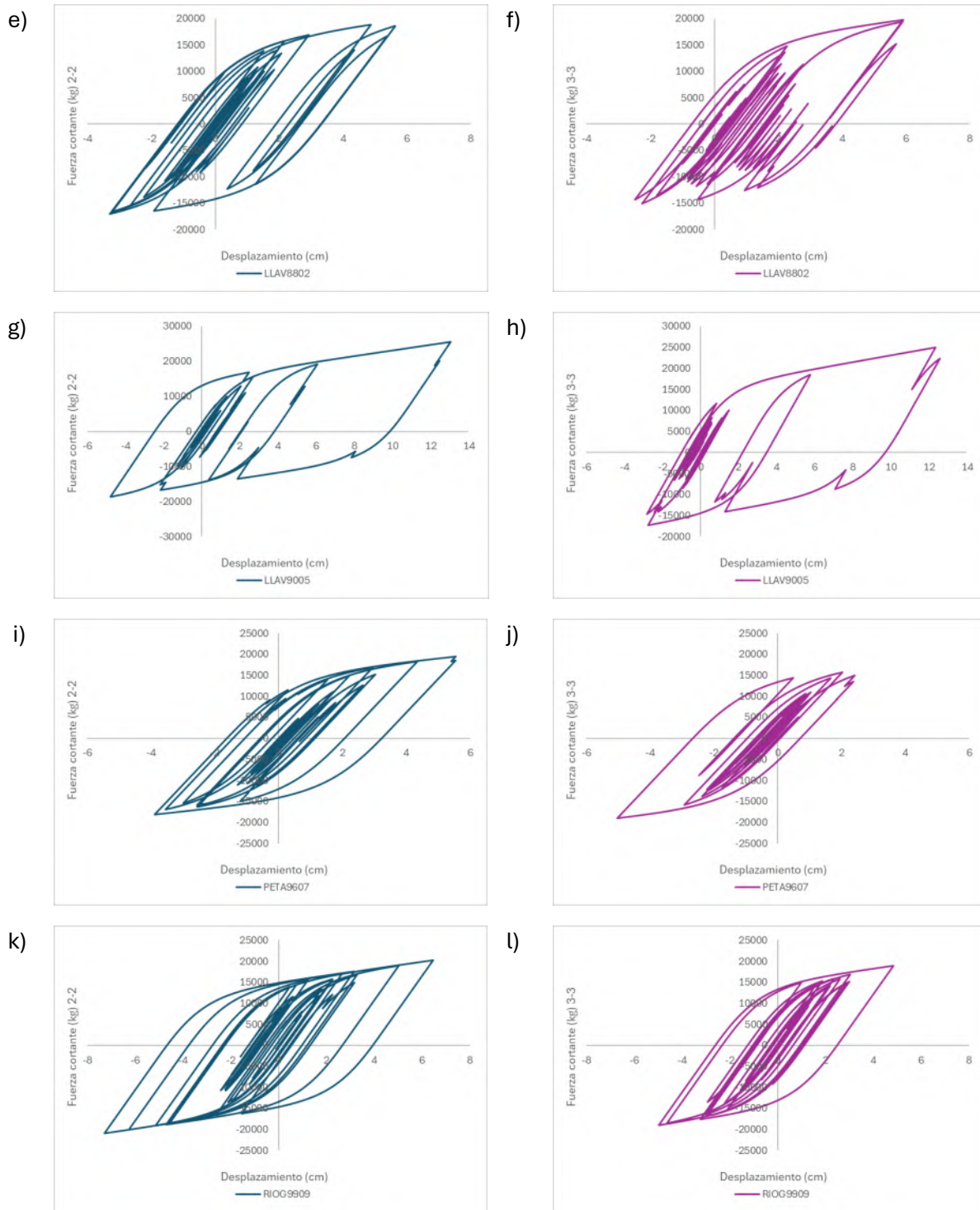
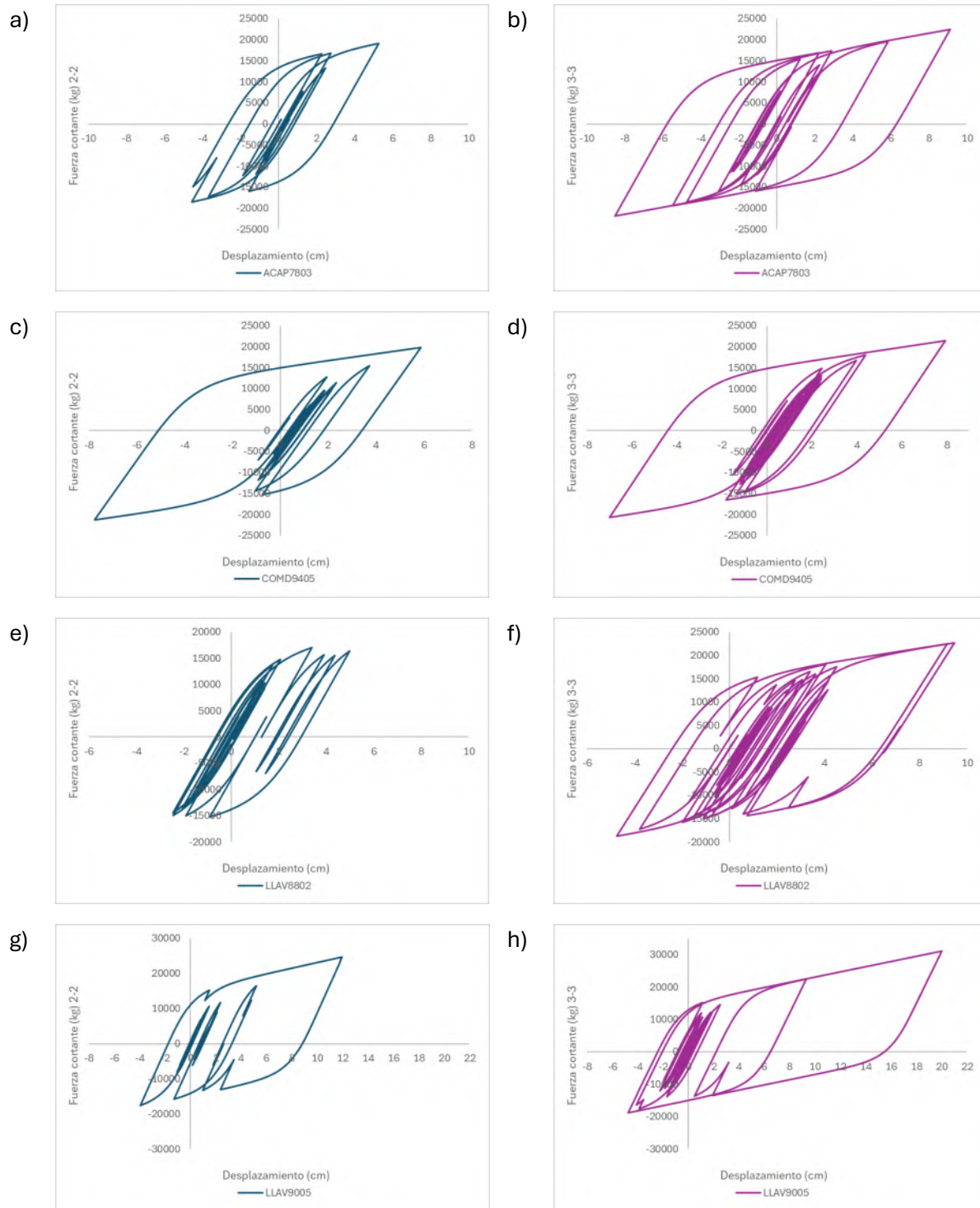


Figura 6.12. Respuesta cíclica del aislador LRB-K5: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.



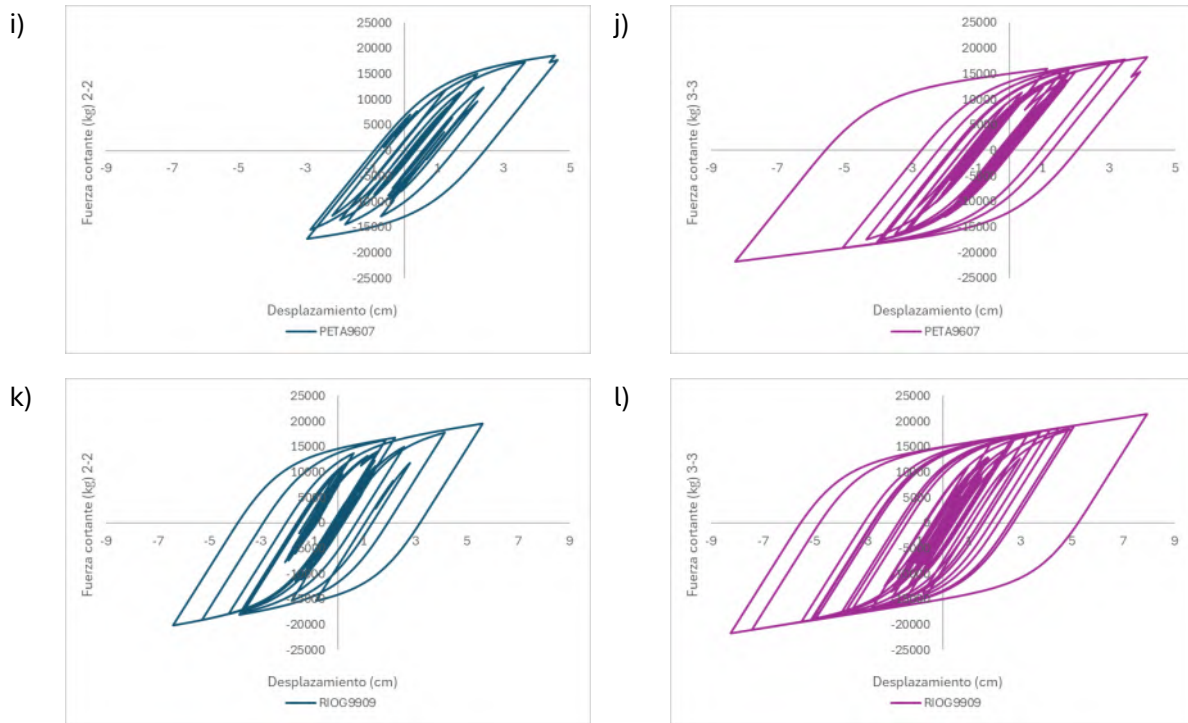
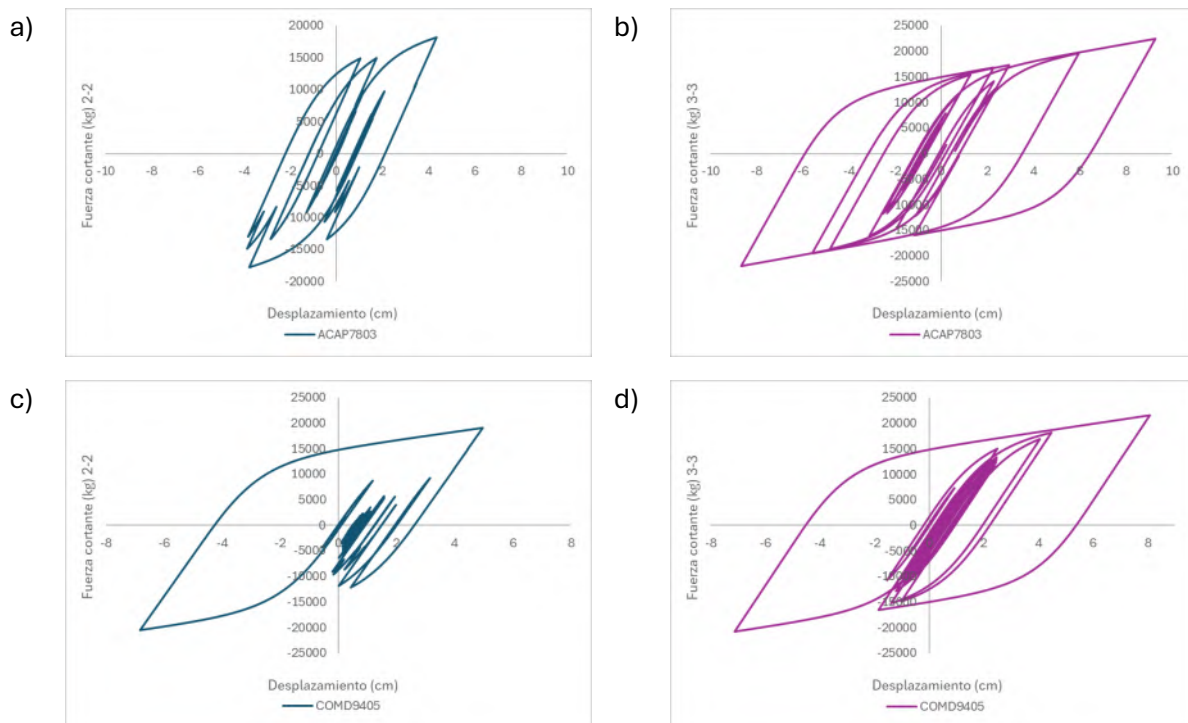


Figura 6.13. Respuesta cíclica del aislador LRB-K4: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.



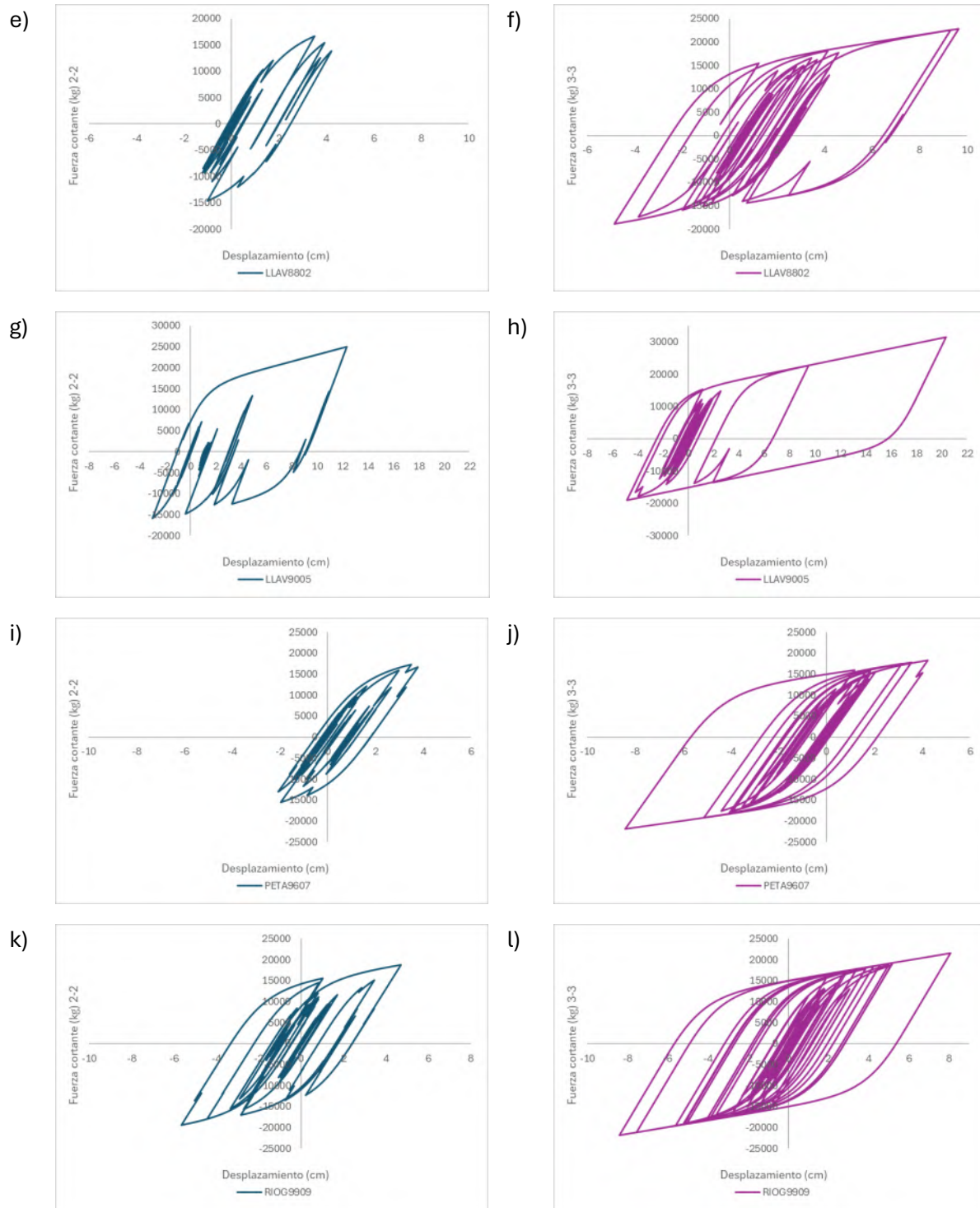
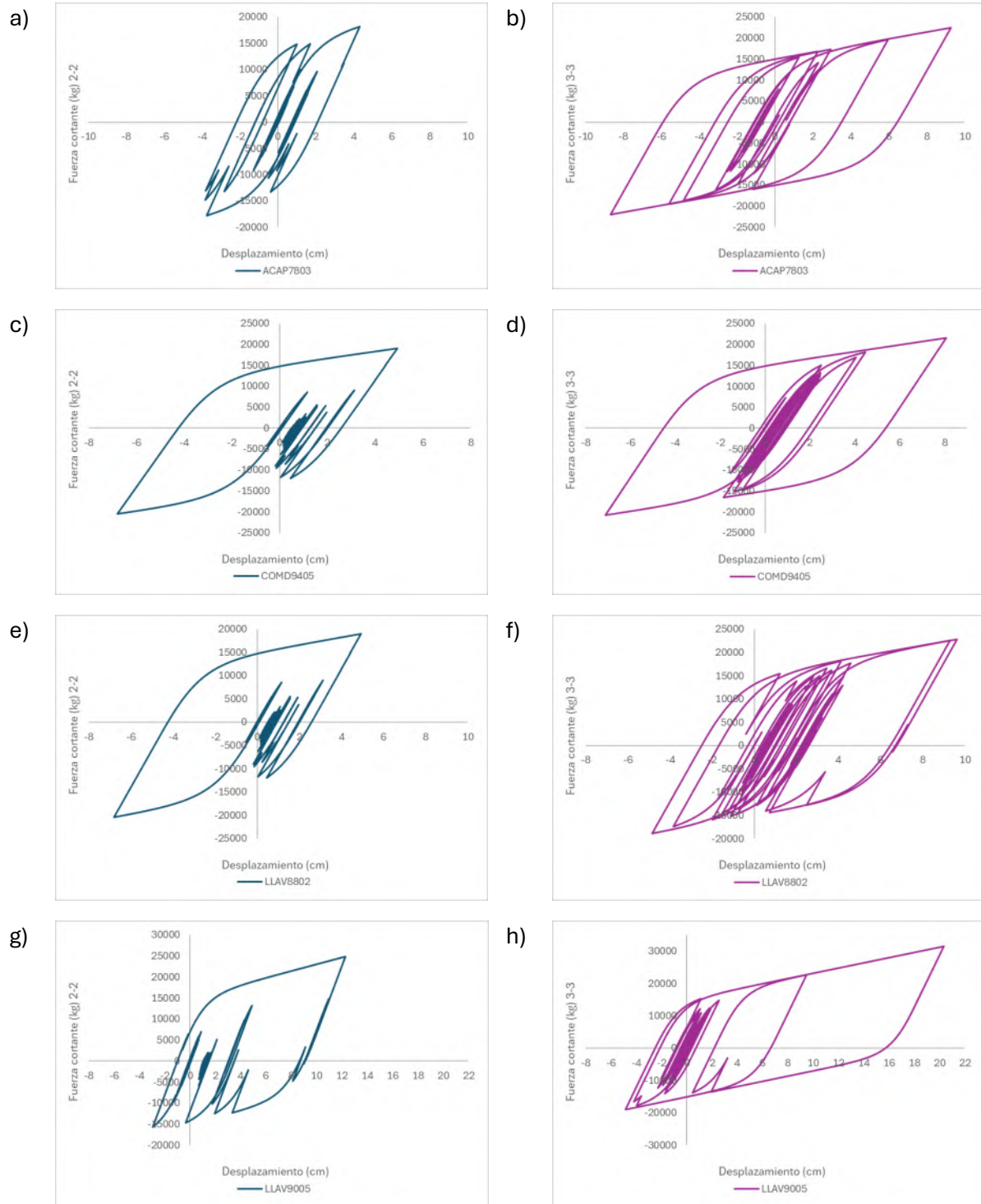


Figura 6.14. Respuesta cíclica del aislador LRB-K13: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.



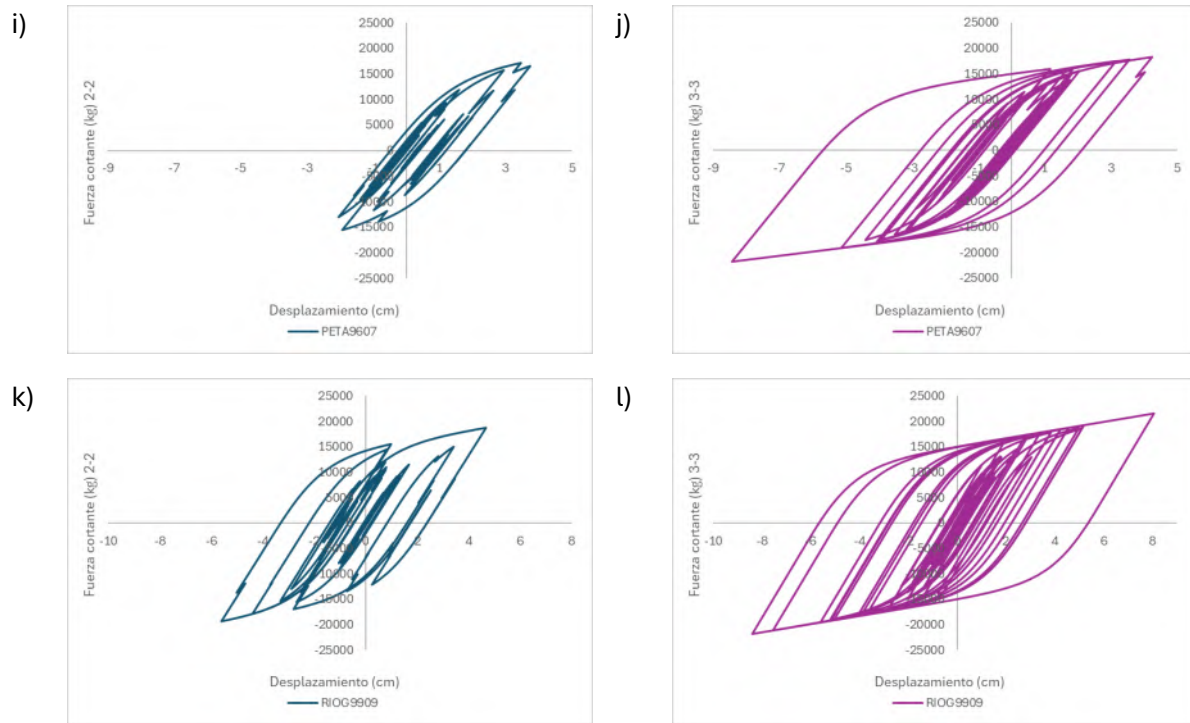
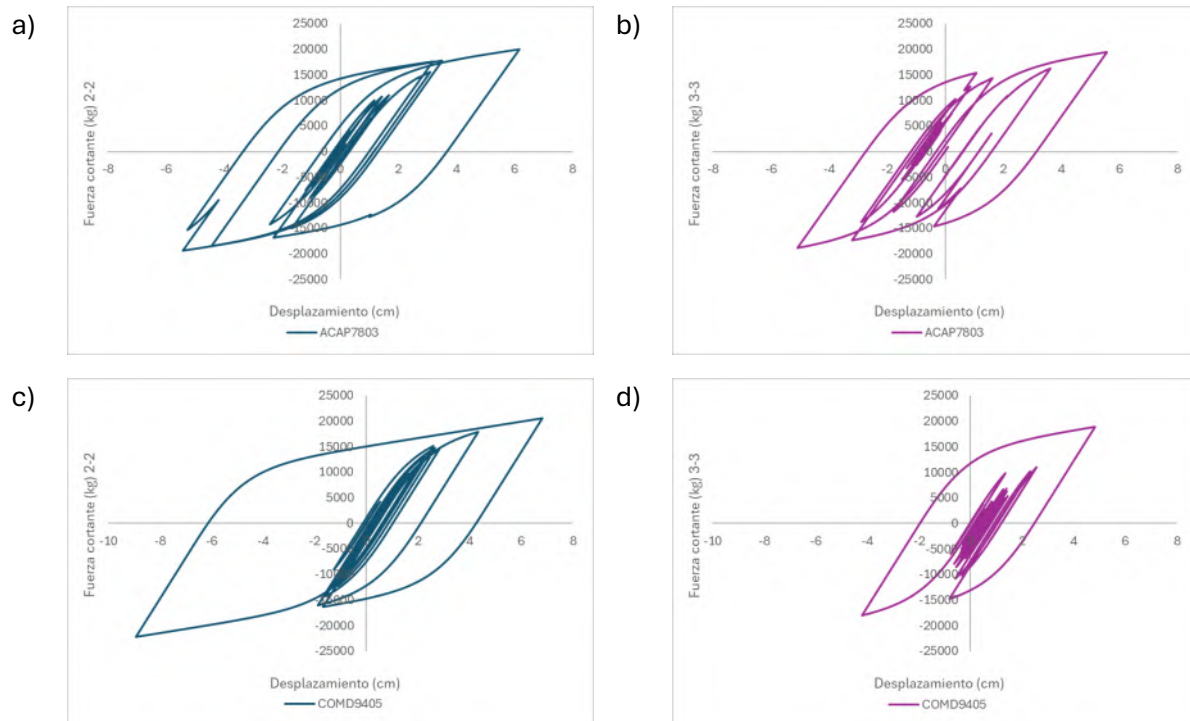


Figura 6.15. Respuesta cíclica del aislador LRB-K12: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.



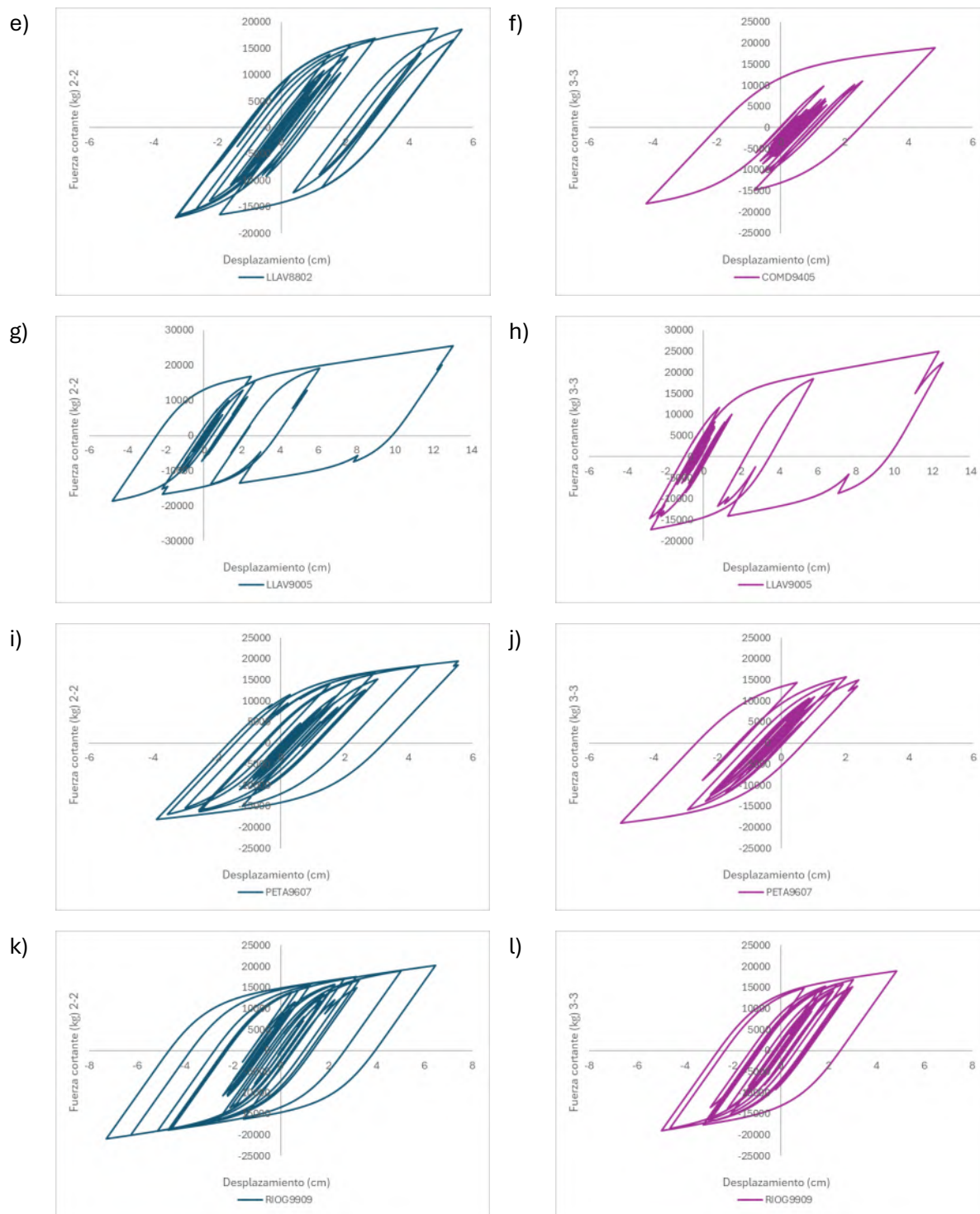


Figura 6.16. Respuesta cíclica del aislador LRB-K15: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.

De acuerdo con los resultados que se observan en las gráficas, en todos los casos, el registro sísmico LLAV9005 fue el que generó las mayores demandas de deformación para los aisladores analizados, lo cual indica que este terremoto corresponde a la condición más crítica para el sistema de aislamiento LRB del edificio y el registro sísmico RIOG9909 destaca como el más estable y con ciclos histéricos más regulares.

La ductilidad desarrollada varía en función de la energía generada por los distintos registros analizados a que está sujeto el edificio; sin embargo, como muestran los resultados reportados en la Tabla 5.19, en todos los casos los valores de ductilidad permanecen por debajo de la ductilidad de diseño especificada, esto quiere decir que los acelerogramas que conforman a demanda sísmica corresponden a demandas menores que las esperadas pro el sismo máximo esperado de acuerdo al código de diseño.

Con respecto a el desplazamiento objetivo de diseño calculado previamente en este estudio, 30.11cm, se observa al comparar este valor con los desplazamientos máximos obtenidos del ANLHT, como se muestra en la Tabla 6.2, que ninguno de los aisladores se aproxima al valor límite de diseño, mucho menos superan este valor, presentando demandas máximas de desplazamiento en los aisladores en el rango de 11.95 cm a 20.36 cm en las direcciones X y Y, respectivamente.

El hecho de que los desplazamientos obtenidos estén por debajo del desplazamiento objetivo de diseño (30.11cm) puede atribuirse a que el diseño del aislador fue para una demanda sísmica mayor a la que generan los terremotos reales que se han presentado en el sitio, lo cual puede ser diferente ante otros escenarios sísmicos.

Otro aspecto relevante que se observa en los resultados de la Tabla 6.2 es cómo la posición de los aisladores influye significativamente en las demandas de desplazamiento y en la forma en que presentan los ciclos histéricos. En general, es evidente que hay mayor demanda en la dirección Y con respecto a la dirección X, lo que significa desplazamientos y fuerzas cortantes mayores en esa dirección. También se puede identificar que tanto los desplazamientos como las fuerzas

cortantes alcanzan valores similares de acuerdo con la ubicación del aislador. Por ejemplo, en la dirección X, las demandas se mantienen similares entre los distintos aisladores y son menores que las demandas estimadas en dirección Y en un 60%, aunque estas siguen un patrón dependiendo de su ubicación.

Tabla 6.2. Desplazamiento máximo en los aisladores LRB ante el sismo LLAV9005.

UBICACIÓN	AISLADOR	REGISTRO QUE LO LLEVA A SU MÁXIMA DEFORMACIÓN	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
			Xmax (cm)	X max (cm)	Vmax (kg)	Vmax (kg)
En esquina	K5	LLAV9005	11.95	19.99	24,672.16	31,130.71
	K4	LLAV9005	11.96	19.99	24,671.99	31,130.79
Laterales	K13	LLAV9005	12.33	20.36	24,969.44	31,422.67
	K12	LLAV9005	12.28	20.34	24,936.11	31,411.52
Centro	K15	LLAV9005	13.06	12.35	25,561.97	24,988.29

6.1.5 Revisión de la conexión trabe-columna

En esta sección se analiza el comportamiento de las conexiones trabe-columna en el modelo aislado. Inicialmente, se revisan los dos nodos críticos, B2 y B5, que fueron evaluados en el modelo aislado, como se muestra en la Tabla 6.3. En la Tabla 6.4 se comparan los esfuerzos cortantes de las vigas de planta baja, para los casos S/A y C/A, con el valor del cortante resistente (V_R) permitido por las NTC-C-2023 para edificios prefabricados de baja ductilidad.

Con base a los resultados que se resumen en las Tablas 6.3 y 6.4, podemos decir que las fuerzas cortantes estimadas mediante los análisis ANLHT, tanto para el modelo con aislamiento como sin aislamiento, son considerablemente menores con respecto de la resistencia a cortante estipulada en la norma, lo cual es válido para todas las vigas analizadas

En la Tabla 6.8, se realiza la revisión de los nodos B2 y B5, donde se evalúa el cortante máximo V_u de las vigas que los conectan a partir de los resultados del ANLHT correspondientes al sistema de aislamiento LRB. De acuerdo con esta revisión, y considerando las propiedades geométricas de las vigas involucradas, se calcula el valor de resistencia a cortante V_R conforme a lo establecido en la

norma. Los resultados indican que los valores V_u se mantienen considerablemente por debajo del valor de resistencia V_R , lo cual confirma que, en el modelo C/A las vigas no están sometidas a demandas significativas de esfuerzo cortante.

En la Tabla 6.4 se comparan las fuerzas cortantes en las vigas del caso C/A, estas se estiman del ANLHT, con las fuerzas cortantes en las vigas del caso S/A estimadas a partir de un análisis modal, las cuales resultaron con valores muy similares, con diferencias aproximadas al 1% respecto del caso C/A, tanto para la dirección N-S como E-O, lo que indica que no hubo un incremento significativo en las demandas de los esfuerzos cortantes en las vigas. Esto indica que el sistema de aislamiento tiene un efecto positivo, al contribuir a mantener las fuerzas cortantes en las vigas del edificio.

Tabla 6.3. Revisión de los nodos B3 y B5 del N1 del edificio con aislamiento LRB de acuerdo con las NTC-C- 2023.

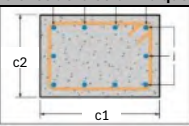
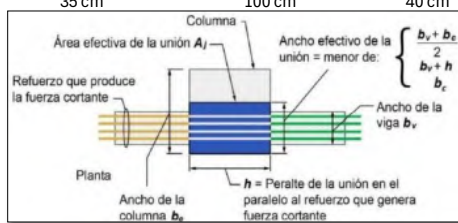
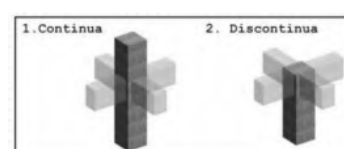
UNIÓN VIGA-COLUMNA B-2 Y B5 NIVEL 1, EN DIRECCIÓN DE FUERZA CORTANTE N-S Y E-O									
Revisión del Vu en le nudo									
	6.9.4.2.1 NTC-C-2023	6.9.4.2.2 NTC-C-2023		6.9.4.2.3 NTC-C-2023					
		E-O	N-S						
NUDO EJE B2	Vu (kg)	Vu/Aj (kg/cm2)	Vu/Aj (kg/cm2)	Mu de la viga (kg-cm), obtenido de ETABS	h columna (cm)	Vu=MR/hcol			
B22	4979.92	2.033	2.767	918386.271	350	2623.960774			
B21	5529.12	2.257	3.072	999535.473	350	2855.815637			
B5	26035.68	10.627	14.464	4593615.967	350	13124.61705			
B4	24123.48	9.846	13.402	1646096.933	350	4703.134095			
NUDO EJE B5	Vu (kg)	Vu/Aj (kg/cm2)	Vu/Aj (kg/cm2)	Mu de la viga (kg-cm), obtenido de ETABS	h columna (cm)	Vu=MR/hcol			
B24	5529.12	2.257	3.072	1233779.567	350	3525.084476			
B1	22104.96	9.022	12.281	1609745.333	350	4599.272381			
B15	23930.37	9.767	13.295	1507924.089	350	4308.35454			
Dimensiones de la columna que llegan al nudo									
Ancho de la columna	c2	40		f'c= 300 kg/cm2					
Peralte de la columna	c1	70							
Dimensiones de las vigas que llegan al nudo									
NUDO EJE B2	Confinamiento en N-S								
Viga	bv (cm)	hv (cm)	bv*hv (cm2)	3/4 *c*hv (cm2)	Confinamiento de la unión				
B22	20	40	800	2100	No confinada				
B21	20	40	800	2100	No confinada				
Confinamiento E-O									
B5	30	60	1800	1800	Confinada				
B4	30	60	1800	1800	Confinada				
NUDO EJE B5	Confinamiento en N-S								
Viga	bv (cm)	hv (cm)	bv*hv (cm2)	3/4 *c*hv (cm2)	Confinamiento de la unión				
B24	20	40	800	2100	No confinada				
Confinamiento E-O									
B1	30	60	1800	1800	Confinada				
B15	30	60	1800	1800	Confinada				
Area efectiva la direccion N-S									
Ancho efectivo de la unión	be=	45 cm	(bv+c1)/2		bv+c2	c1			
		be se toma el menor de:							
Peralte de la unión	he=	40 cm	45 cm		60 cm	70 cm			
Area efectiva de la unión	Aj=	1800 cm2							
Area efectiva la direccion E-O									
Ancho efectivo de la unión	be=	35 cm	(bv+c2)/2		bv+c1	c2			
		be se toma el menor de:							
Peralte de la unión	he=	70 cm	35 cm		100 cm	40 cm			
Area efectiva de la unión	Aj=	2450 cm2							
Aj = be * he									
									
2. RESISTENCIA AL CORTE DEL NUDO Tabla 6.9.5.2.1 NTC-2023									
Continuidad de la columna	Caso 1	Continua	Confinada						
			No confinada						
	Caso2	Discontinua	Confinada						
			No confinada						
Factor de reducción de la resistencia									
ϕ=	0.75								
λ (concreto de peso normal)	1								
Resistencia requerida									
NUDO B3 DIRECCIÓN N-S No confinada									
$V_R = 5.3F_R\lambda\sqrt{f'c} A$	123928.24 kg		$V_R = 5.3F_R\lambda\sqrt{f'c} A$	123928.24 kg					
V	V_u	Cumple con la resistencia a cortante	V	V_u	Cumple con la resistencia a cortante requerida				
NUDO B3 DIRECCIÓN E-O Confinada									
$V_R = 6.4F_R\lambda\sqrt{f'c} A$	203689.17 kg		$V_R = 6.4F_R\lambda\sqrt{f'c} A$	203689.17 kg					
V	V_u	Cumple con la resistencia a cortante	V	V_u	Cumple con la resistencia a cortante requerida				
NUDO B5 DIRECCIÓN N-S No confinada									
$V_R = 5.3F_R\lambda\sqrt{f'c} A$	123928.24 kg		$V_R = 5.3F_R\lambda\sqrt{f'c} A$	123928.24 kg					
V	V_u	Cumple con la resistencia a cortante	V	V_u	Cumple con la resistencia a cortante requerida				
NUDO B5 DIRECCIÓN E-O Confinada									
$V_R = 6.4F_R\lambda\sqrt{f'c} A$	203689.17 kg		$V_R = 6.4F_R\lambda\sqrt{f'c} A$	203689.17 kg					
V	V_u	Cumple con la resistencia a cortante	V	V_u	Cumple con la resistencia a cortante requerida				

Tabla 6.4. Comparación de esfuerzos cortantes en vigas de la planta baja entre el modelo con aislamiento LRB y el modelo sin aislamiento.

VIGAS EN DIRECCION N-S				VIGAS EN DIRECCIÓN E-O			
Viga	Vu (kg) de Etabs		V _R (kg) de las NTC-C-2023	Viga	Vu (kg) de Etabs		V _R (kg) de las NTC-C-2023
	S/A	C/A			S/A	C/A	
B24	5410.27	5529.12	123928.24	B1	23433.03	22104.96	203689.17
B32	5410.27	5529.11	123928.24	B15	26691.33	23930.37	203689.17
B23	5136.30	4979.96	123928.24	B3	23433.02	22104.87	203689.17
B31	5136.30	4979.95	123928.24	B11	28457.90	26027.46	203689.17
B22	5147.58	4979.92	123928.24	B6	29946.90	24125.23	203689.17
B30	5147.58	4979.91	123928.24	B12	28457.88	26027.49	203689.17
B21	5410.27	5529.12	123928.24	B8	28386.25	26143.95	203689.17
B29	5410.27	5529.11	123928.24	B9	29858.76	24182.14	203689.17
				B10	28386.22	26143.85	203689.17
				B5	28480.49	26035.68	203689.17
				B4	29946.50	24123.48	203689.17
				B7	28480.41	26035.71	203689.17
				B14	23434.66	22106.58	203689.17
				B2	26690.51	23929.47	203689.17
				B16	23432.46	22104.09	203689.17

6.2 Comparación y discusión de resultados del aislador HDR

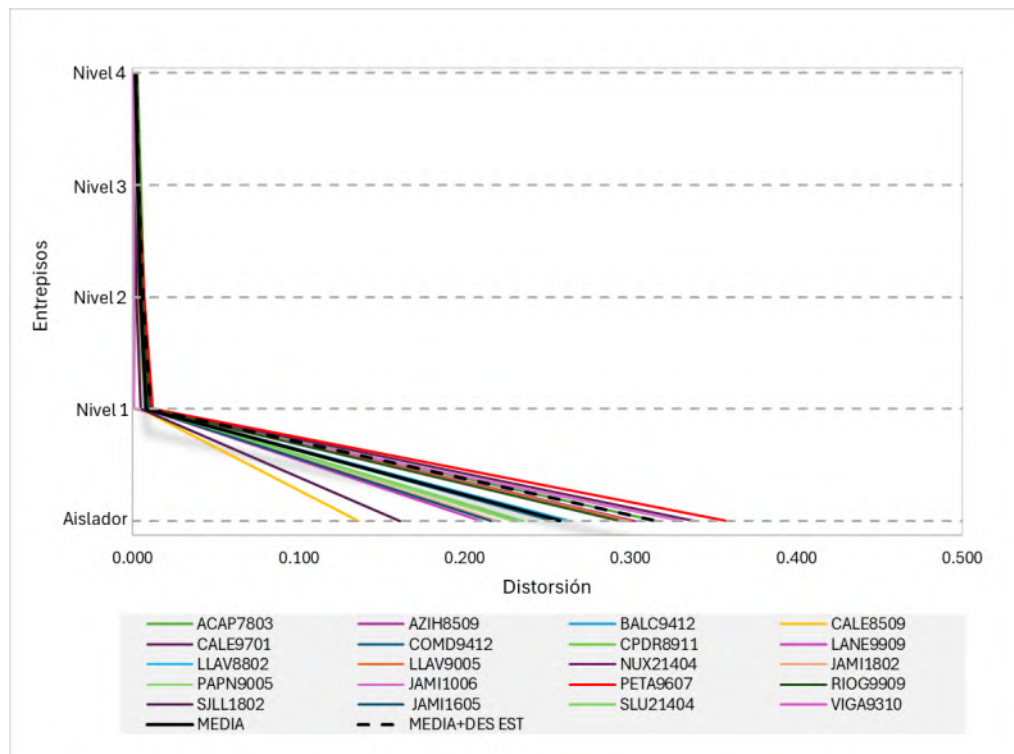
6.2.1 Demanda de distorsiones angulares de entrepiso

Las Figuras 6.17 y 6.18 muestran los resultados correspondientes al caso del aislador HDR, en ellas se resumen las distorsiones angulares de los entrepisos obtenidas del análisis en la historia del tiempo, en las direcciones X y Y, respectivamente. El inciso a) en ambas gráficas incluye el efecto del aislamiento, mientras que en el inciso b) se presentan las respuestas sin este efecto. Con base en estos resultados, se estimaron las demandas correspondientes al valor medio (μ) y a este $\pm$ una desviación estándar (σ), lo cual se estimó para cada conjunto de datos.

Del análisis de los resultados que se presentan en las gráficas para la dirección X, se observa que los terremotos PETA9607 y ACAP7803 son los que generan las mayores demandas de distorsión angular. Por otro lado, en la dirección Y, los

terremotos PETA9607 y CALE9701 presentan las mayores demandas, siendo el primero de estos el que lleva a los aisladores a las demandas máximas de desplazamiento, 15.78 cm y 20.05 cm, respectivamente en las direcciones X y Y. También se observa que, algunos registros exceden el límite de distorsión de entre piso establecido por la norma cuando se considera actuando el sismo en la dirección X, donde, aproximadamente el 15% de las demandas lo exceden únicamente en los niveles inferiores del edificio. La distorsión máxima registrada en esta dirección es 0.011. Sin embargo, las distorsiones se reducen significativamente con respecto del caso S/A, logrando disminuciones de hasta el 75% de las demandas de distorsiones entrepiso. En la dirección Y, las distorsiones están se encuentran por debajo del límite normativo, con un valor máximo igual a 0.002. De acuerdo a esta reducción, resulta evidente que el sistema de aislamiento con dispositivos HDR, funciona adecuadamente al limitar las deformaciones de los entrepisos del edificio.

a)



b)

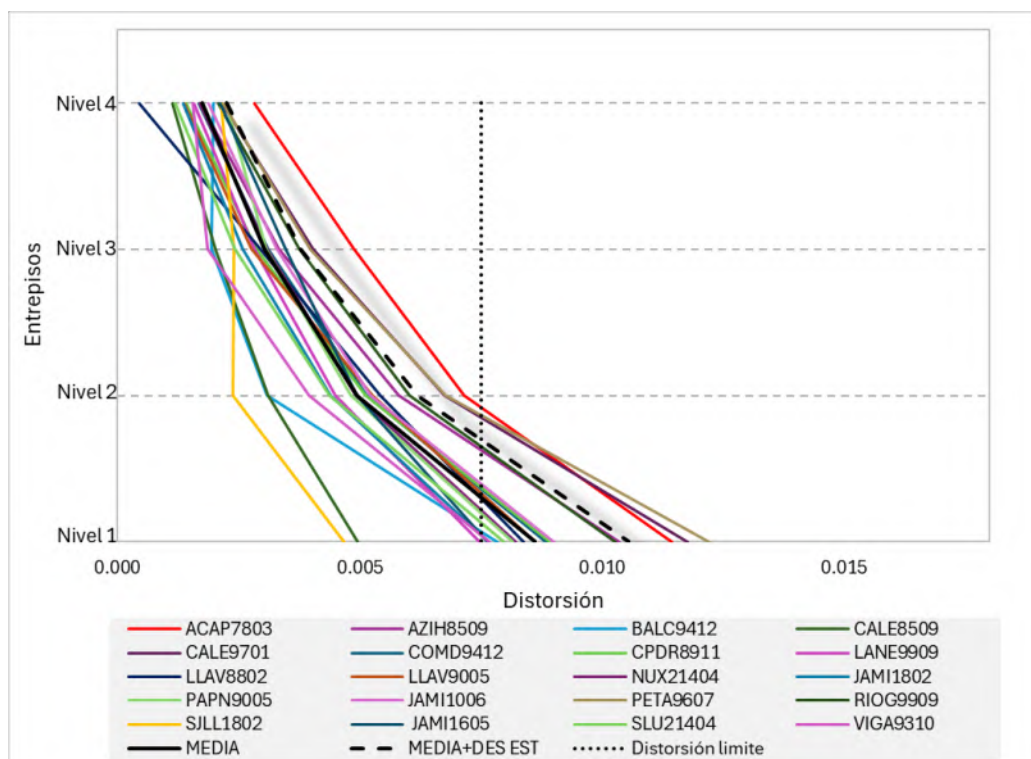
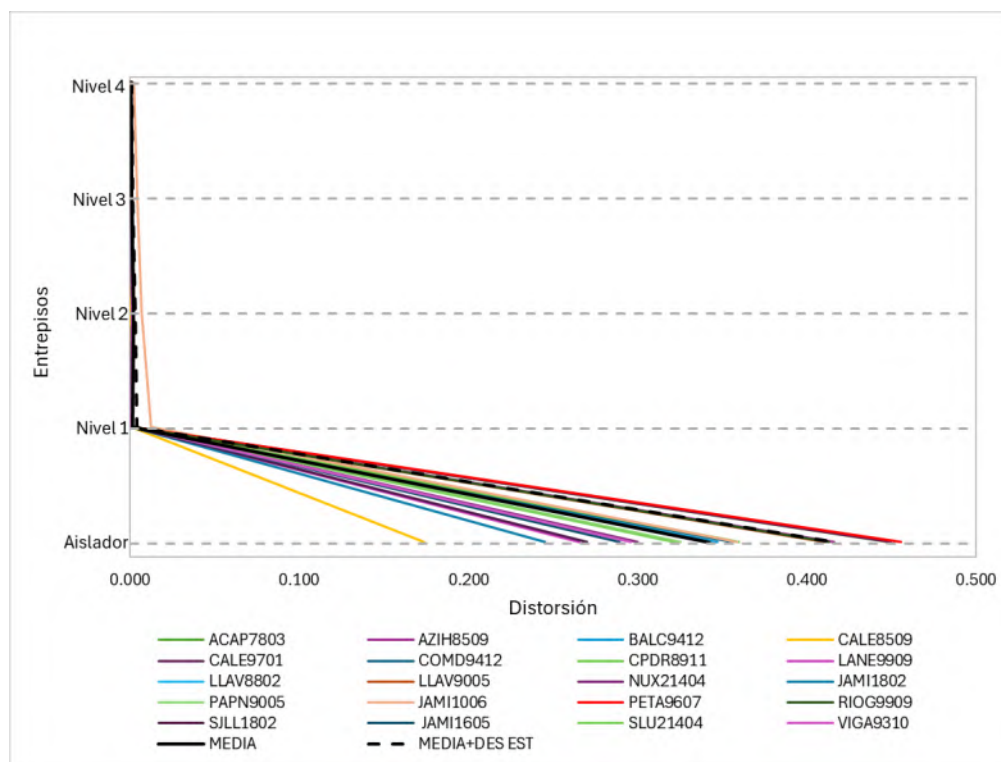


Figura 6.17. Distorsiones de entrepiso modelo con aislamiento HDR en la dirección "X".

a)



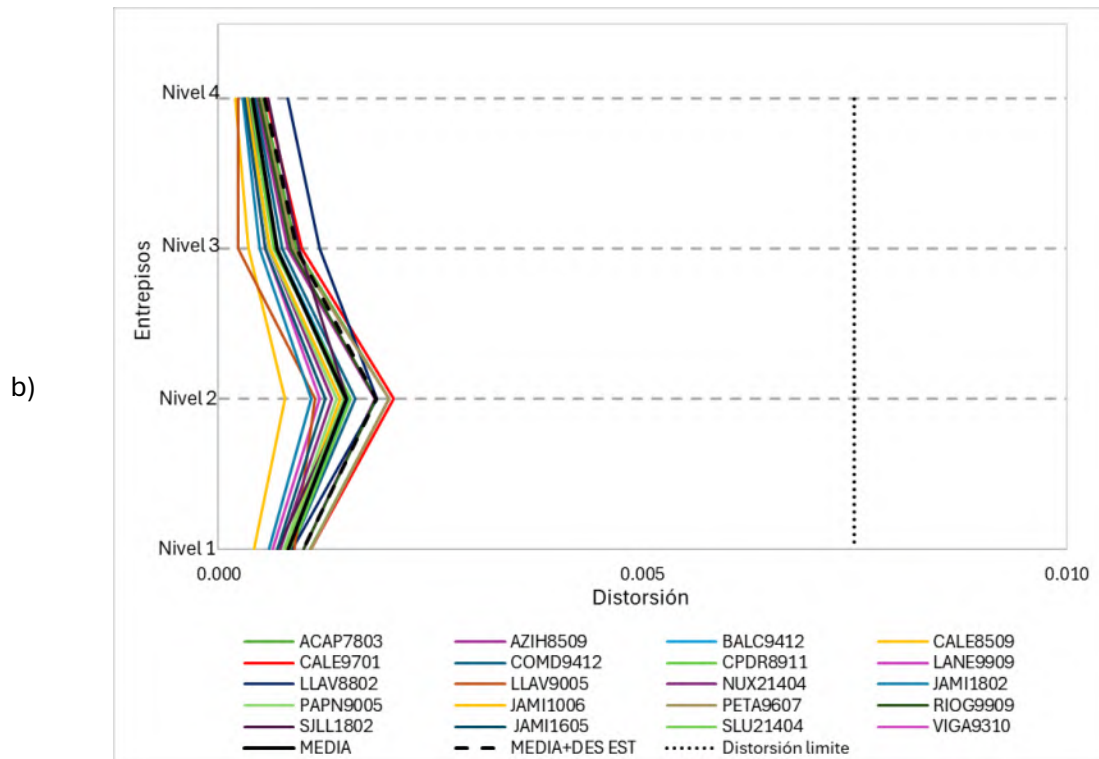
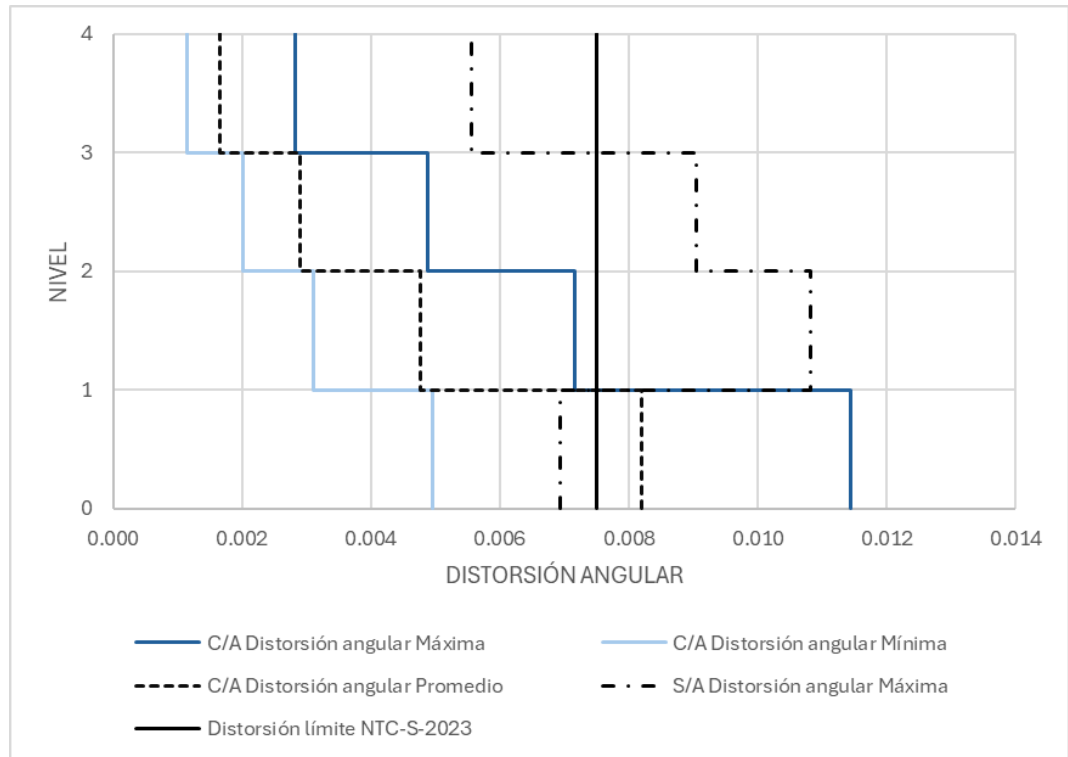


Figura 6.18. Distorsiones de entropiso modelo con aislamiento HDR en la dirección "Y".

La Figura 6.19 presenta los resultados estimados del modelo con aislamiento (C/A) y sin aislamiento (S/A), correspondientes a las distorsiones angulares para los valores máximos, mínimos y promedios estimados sobre la respuesta dinámica estimada del ANLHT de los 20 terremotos considerados como demanda sísmica del caso C/A vs. la demanda máxima del caso S/A. En la gráfica también se incluye el valor límite de distorsión establecido por las NTC-S-2023. Se observa en los resultados que los valores promedio de la distorsión angular del modelo C/A en la dirección X se encuentra por debajo del límite establecido por la norma. Sin embargo, en el primer nivel se registran valores ligeramente mayores de este límite, aproximadamente un 8%. Con respecto a los valores máximos, también se observan valores mayores en el primer nivel que son un 30% mayores al límite establecido. Con respecto al caso S/A para la misma dirección X, se detecta que la demanda máxima de distorsión angular excede el valor límite establecido en un 47%. Por otro lado, en la dirección Y, el valor máximo de distorsión angular cumple adecuadamente con el límite de la norma para ambos casos C/A y S/A.

a)



b)

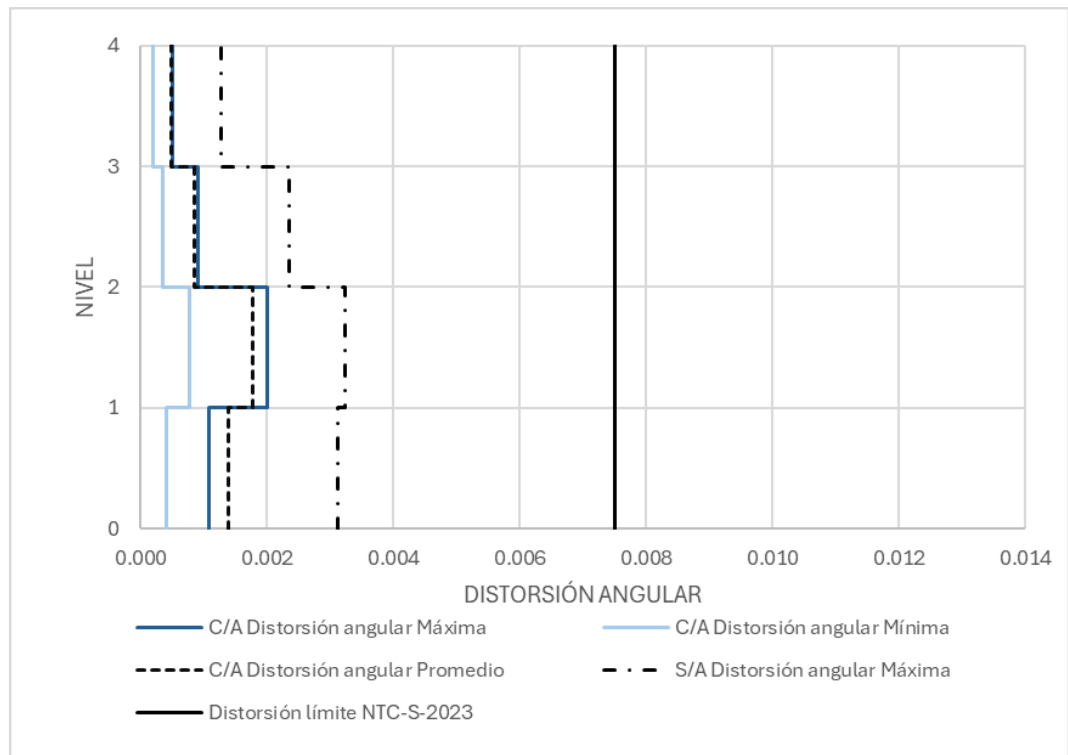


Figura 6.19. Distorsiones de entrepiso del modelo C/A HDR y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.

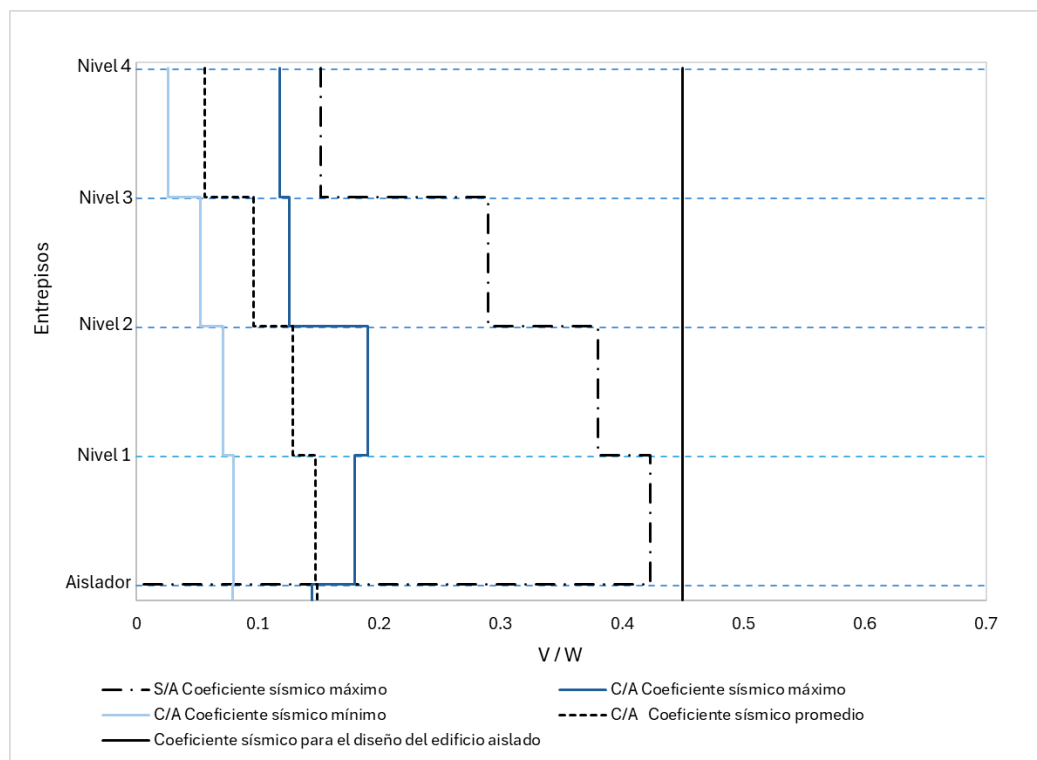
6.2.2 Demanda de fuerzas cortantes.

La Figura 6.20 presenta la distribución de los coeficientes sísmicos estimados en los entrepisos del edificio con la implementación de sistema de aislamiento HDR, comparando los casos S/A y C/A, donde se consideran los valores máximos, mínimos y promedios para el caso C/A frente a la demanda máxima del caso S/A.

Los resultados reflejan un comportamiento similar al observado con el sistema LRB: en el caso S/A, los niveles inferiores concentran las mayores demandas de cortante, comportamiento típico en estructuras convencionales. En contraste, el caso C/A tipo HDR muestra una distribución más uniforme del coeficiente sísmico en la altura del edificio, efecto atribuido al sistema de aislamiento.

Además, en la gráfica se incluye el coeficiente sísmico correspondiente al diseño del sistema de aislamiento, en donde se observa que el sistema HDR logra reducir las demandas sísmicas aproximadamente en un 45% en ambas direcciones, esto con respecto al valor de diseño, lo que confirma la eficiencia del aislador.

a)



b)

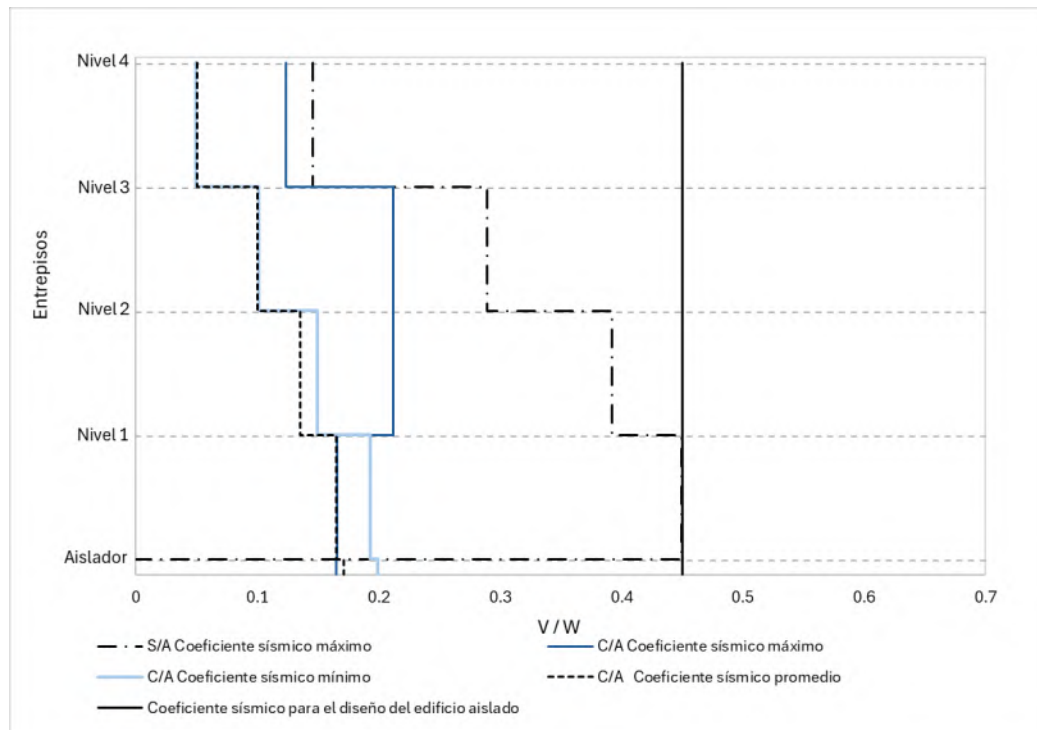


Figura 6.20. Demanda de cortantes en entresijos modelo C/A HDR y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.

6.2.3 Demandas de velocidad y aceleración.

Las Figuras 6.21 y 6.22 presentan los resultados de las demandas dinámicas máximas de velocidad y aceleración en los entresijos, normalizadas respecto a los valores máximos registrados en el suelo, para los casos C/A y S/A. En ambas variables, se aprecia una disminución notable de las demandas cuando se implementa el sistema de aislamiento HDR, acompañado de una distribución más uniforme en la altura del edificio. Esta uniformidad contrasta con la variabilidad observada en el caso S/A, donde las demandas tienden a concentrarse en ciertos niveles.

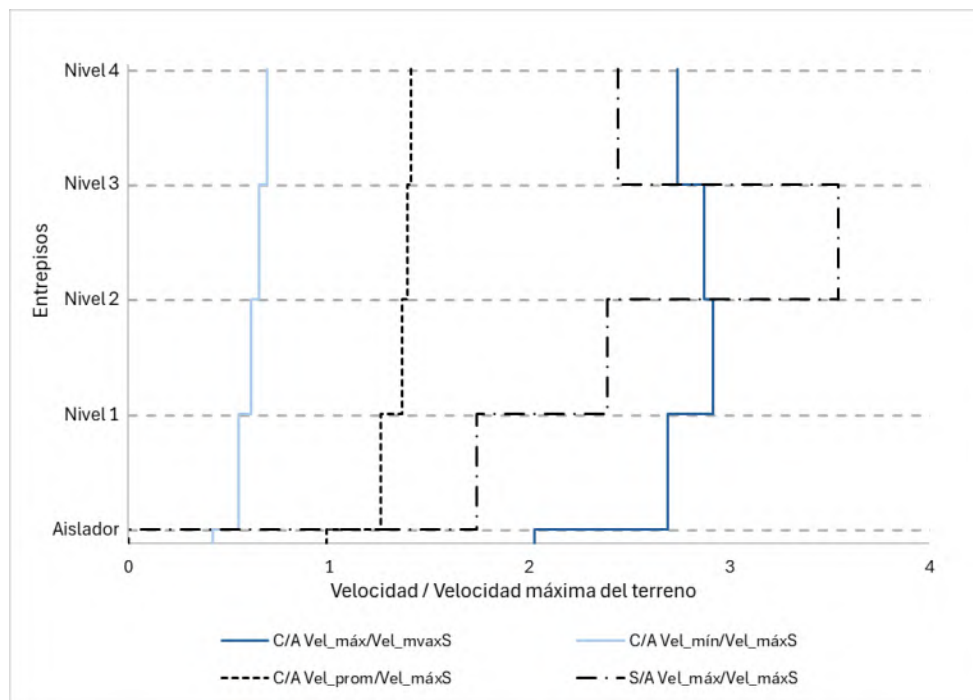
En la Figura 6.21 se presentan los valores de velocidades en la dirección X, se observa que el sistema HDR permite una reducción promedio cercana al 60% con respecto del caso S/A. Por el contrario, en la dirección Y, se identifica un incremento moderado, aproximado al 15% de los valores promedio del caso C/A,

esto se relaciona con el comportamiento dinámico específico de la estructura en esa dirección.

En la Figura 6.22 se reportan las demandas de aceleraciones, donde se observa un comportamiento coherente con lo antes descrito: en la dirección X, la implementación del sistema HDR reduce las aceleraciones en promedio de un 60% respecto al caso S/A. En cambio, en la dirección Y, los valores promedio del caso C/A son superiores en un 10%.

El comportamiento observado para las demandas de velocidad y aceleración con el sistema de aislamiento HDR es similar al estimado con el sistema LRB, mostrando una tendencia similar en la reducción de demandas. Las diferencias entre ambas direcciones de análisis se pueden atribuir a la respuesta dinámica particular del edificio, que es dependiente de su rigidez estructural y de las características del movimiento sísmico aplicado. Estas variaciones no representan una falla del sistema, sino un comportamiento esperado dentro del contexto de un análisis ANLHT sujeto a excitaciones reales.

a)



b)

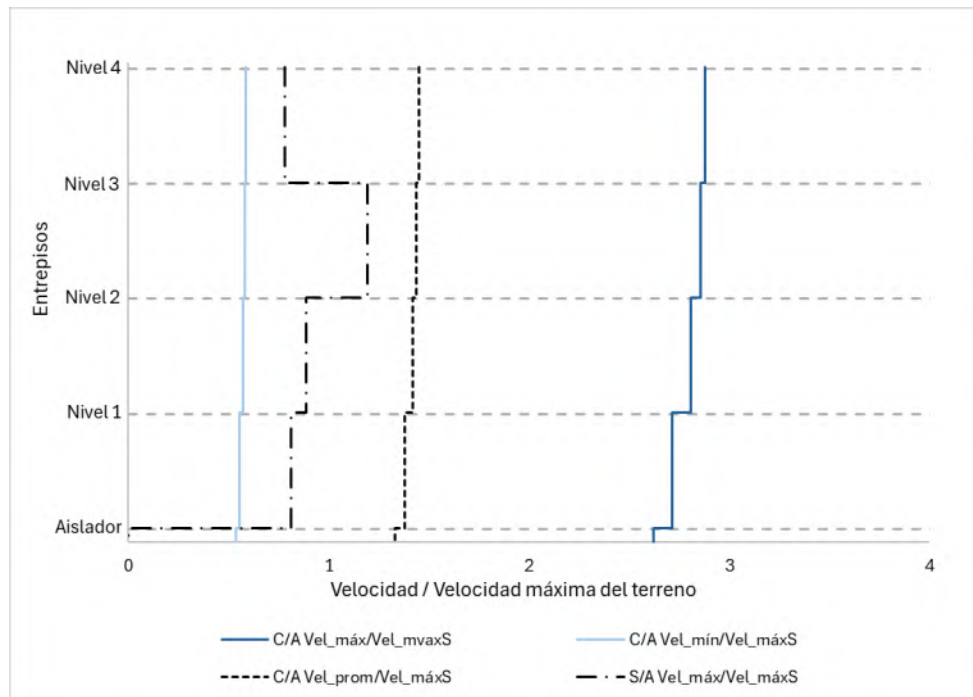
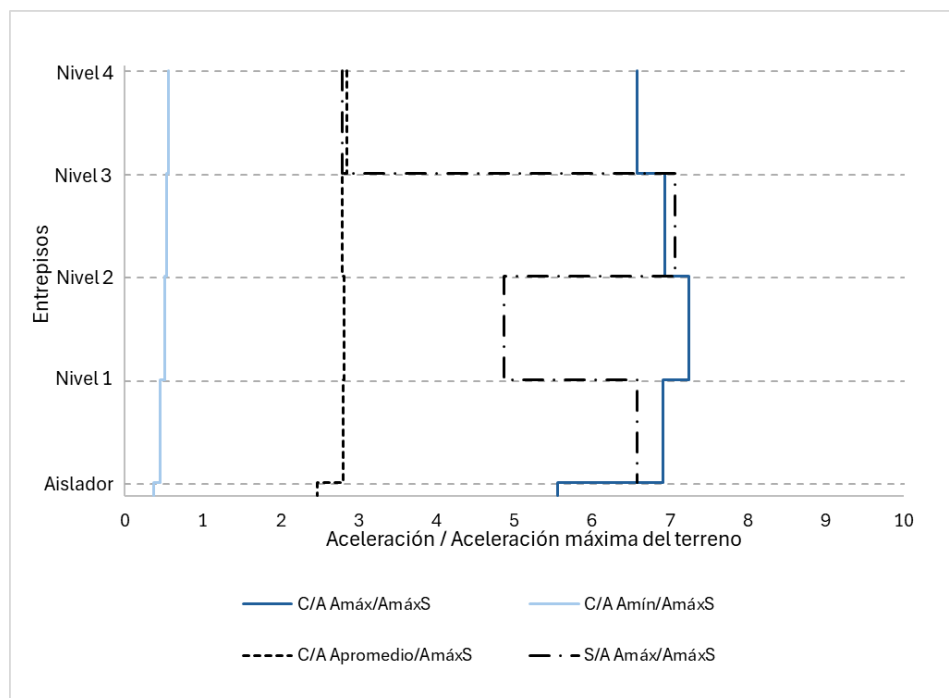


Figura 6.21. Demanda de velocidades en entrepisos modelo C/A HDR y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.

a)



b)

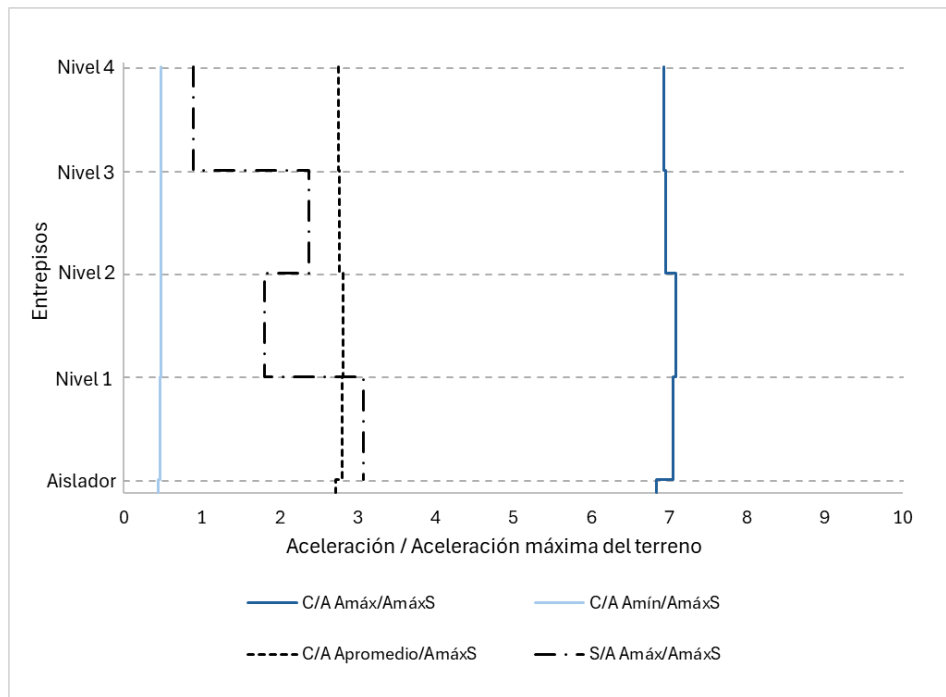


Figura 6.22. Demanda de aceleraciones en entresijos modelo C/A HDR y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.

6.2.4 Desplazamiento máximo en los aisladores

La Tabla 6.5 resume las demandas de desplazamientos máximos en los aisladores HDR bajo la acción del sismo LLAV9005, el cual genera la mayor demanda de deformación en el sistema. En la tabla se reportan los desplazamientos máximos en función de la posición de cada aislador.

Para los aisladores ubicados en las esquinas del edificio, se observa que los valores de desplazamiento son uniformes, alcanzando los 12.40 cm en la dirección X, y 17.79 cm en la dirección Y. Cabe destacar que los cuatro aisladores de esquina presentan exactamente los mismos valores en ambas direcciones, lo que sugiere un comportamiento simétrico en esas posiciones.

Respecto a los aisladores localizados en los ejes extremos, laterales superiores e inferiores: K2, K3, K6 y K7, estos también muestran una consistencia en los

desplazamientos, con valores de 12.816 cm, en la dirección X, y 11.382 cm, en la dirección Y. Por su parte, los aisladores situados en los laterales derecho e izquierdo del edificio presentan desplazamientos mayores: 13.19 cm en X y 18.071 cm en Y. En cuanto a los aisladores centrales, se observa de igual forma un comportamiento uniforme, registrando desplazamientos de 12.87 cm en X, y 11.83 cm en Y.

En general, los resultados indican uniformidad en los desplazamientos de los aisladores de acuerdo con su posición en el edificio, lo que es deseable en un sistema de aislamiento, ya que permite un movimiento relativamente coherente de la superestructura.

Además, es importante destacar que el centro de masas y el centro de rigideces del edificio coinciden, ubicándose ambos en la coordenada (8.5 m, 12 m), es decir, justo en el centro geométrico del edificio. Esta configuración simétrica favorece un comportamiento dinámico balanceado y reduce significativamente la generación de efectos torsionales no deseados. La coincidencia entre ambos centros ayuda a explicar por qué los aisladores centrales y los ubicados en los laterales superiores e inferiores presentan desplazamientos similares y equilibrados en ambas direcciones.

Sin embargo, a pesar de esta condición favorable, los aisladores de esquina y los ubicados en los laterales derecho e izquierdo presentan una diferencia notable entre los desplazamientos en ambas direcciones de análisis, siendo mayores en la dirección Y hasta en un 30%.

Esta variación se puede atribuir al contenido espectral del sismo LLAV9005, que posiblemente concentra más energía en esa dirección, y a la interacción dinámica entre la base aislada y la superestructura, que, aunque bien centrada, puede amplificar ciertas respuestas en zonas alejadas del centro geométrico del edificio, como los bordes y las esquinas.

En resumen, los desplazamientos registrados reflejan un comportamiento adecuado del sistema de aislamiento HDR, con buena uniformidad en la mayoría de los puntos.

Tabla 6.5. Desplazamiento máximo de los aisladores HDR ante el sismo LLAV9005.

UBICACIÓN	AISLADOR	REGISTRO QUE LO LLEVA A SU MÁXIMA DEFORMACIÓN	DIRECCIÓN X Xmax (cm)	DIRECCIÓN Y Xmax (cm)
En esquina	K1	LLAV9005	12.414	17.790
	K4	LLAV9005	12.414	17.790
	K5	LLAV9005	12.414	17.790
	K8	LLAV9005	12.414	17.790
Laterales	K2	LLAV9005	12.816	11.382
	K3	LLAV9005	12.816	11.382
	K17	LLAV9005	13.195	18.071
	K20	LLAV9005	13.195	18.071
	K13	LLAV9005	13.219	18.077
	K16	LLAV9005	13.219	18.077
	K9	LLAV9005	13.195	18.071
	K12	LLAV9005	12.868	18.071
	K6	LLAV9005	12.816	11.382
	K7	LLAV9005	12.816	11.382
Centro	K18	LLAV9005	12.868	11.837
	K19	LLAV9005	12.868	11.837
	K14	LLAV9005	12.870	11.791
	K15	LLAV9005	12.870	11.791
	K10	LLAV9005	12.868	11.837
	K11	LLAV9005	12.867	11.837

6.1.5 Revisión de la conexión trabe-columna

En esta sección se analiza el comportamiento de las conexiones trabe-columna en el modelo con aislamiento mediante dispositivos HDR. Se presta atención a los nodos B2 y B5, al igual que al análisis previo con aislamiento LRB; los resultados se resumen en la Tabla 6.6. En la Tabla 6.7 se comparan los esfuerzos cortantes en las vigas de la planta baja para los casos S/A y C/A, incluyendo el valor de cortante resistente V_r establecido por la norma NTC-C-2023 para estructuras prefabricadas de ductilidad baja.

A partir de los resultados de la Tabla 6.6, se realiza la revisión de los nodos B2 y B5, evaluando el cortante máximo V_u de las vigas que los conectan, obtenidas del

ANLHT correspondiente al caso con sistema de aislamiento HDR. De acuerdo con esta revisión, y considerando las propiedades geométricas de las vigas involucradas, se calcula el V_R conforme a lo estipulado en la normativa vigente. Los resultados muestran que, para los nodos analizados, los valores V_u son considerablemente inferiores al V_R , lo cual indica que, en el modelo C/A, las vigas no presentan una demanda significativa. Este comportamiento es consistente con el observado en el caso del aislador LRB.

Por otro lado, la Tabla 6.7 reporta las fuerzas cortantes en las vigas estimadas a partir del ANLHT para el caso C/A, al comparar las fuerzas cortantes obtenidas a partir de un análisis modal en las vigas del caso S/A, se evidencia que los cortantes del modelo C/A presentan una reducción aproximada al 30% respecto a las demandas del modelo S/A, esta diferencia se manifiesta para todas las vigas, tanto en la dirección N-S como en la dirección E-O. Esta reducción confirma la efectividad del sistema de aislamiento HDR para disminuir las demandas internas en los elementos estructurales.

Tabla 6.6. Revisión de los nodos B3 Y B5 del N1 del edificio C/A HDR de acuerdo con las NTC-C- 2023.

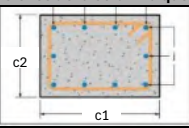
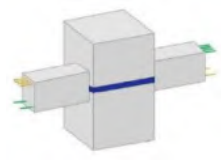
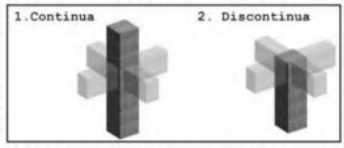
UNIÓN VIGA-COLUMNA B-2 Y B5 NIVEL 1, EN DIRECCIÓN DE FUERZA CORTANTE N-S Y E-O									
Revisión del Vu en le nudo									
	6.9.4.2.1 NTC-C-2023	6.9.4.2.2 E-O	NTC-C-2023 N-S	6.9.4.2.3 NTC-C-2023					
NUDO EJE B2	Vu (kg)	Vu/Aj (kg/cm2)	Vu/Aj (kg/cm2)	Mu de la viga (kg-cm), obtenido de ETABS	h columna (cm)	Vu=MR/hcol			
B22	3430.39	1.400	1.906	918386.271	350	2623.960774			
B21	3809.73	1.555	2.117	999535.473	350	2855.815637			
B5	20239.88	8.261	11.244	4593615.967	350	13124.61705			
B4	18917.58	7.721	10.510	1646096.933	350	4703.134095			
NUDO EJE B5	Vu (kg)	Vu/Aj (kg/cm2)	Vu/Aj (kg/cm2)	Mu de la viga (kg-cm), obtenido de ETABS	h columna (cm)	Vu=MR/hcol			
B24	3809.74	1.555	2.117	1233779.567	350	3525.084476			
B1	17277.98	7.052	9.599	1609745.333	350	4599.272381			
B15	18755.03	7.655	10.419	1507924.089	350	4308.35454			
Dimensiones de la columna que llegan al nudo									
Ancho de la columna	c2	40				f'c= 300 kg/cm2			
Peralte de la columna	c1	70							
Dimensiones de las vigas que llegan al nudo									
NUDO EJE B2	Confinamiento en N-S								
Viga	bv (cm)	hv (cm)	bv*hv (cm2)	3/4 *c*hv (cm2)	Confinamiento de la unión				
B22	20	40	800	2100	No confinada				
B21	20	40	800	2100	No confinada				
Confinamiento E-O									
B5	30	60	1800	1800	Confinada				
B4	30	60	1800	1800	Confinada				
NUDO EJE B5	Confinamiento en N-S								
Viga	bv (cm)	hv (cm)	bv*hv (cm2)	3/4 *c*hv (cm2)	Confinamiento de la unión				
B24	20	40	800	2100	No confinada				
Confinamiento E-O									
B1	30	60	1800	1800	Confinada				
B15	30	60	1800	1800	Confinada				
Area efectiva la direccion N-S									
Ancho efectivo de la unión	be=	45 cm	(bv+c1)/2		bv+c2	c1			
		be se toma el menor de:							
Peralte de la unión	he=	40 cm	45 cm		60 cm	70 cm			
Area efectiva de la unión	Aj=	1800 cm2							
Area efectiva la direccion E-O									
Ancho efectivo de la unión	be=	35 cm	(bv+c2)/2		bv+c1	c2			
		be se toma el menor de:							
Peralte de la unión	he=	70 cm	35 cm		100 cm	40 cm			
Area efectiva de la unión	Aj=	2450 cm2							
Aj = be * he									
2. RESISTENCIA AL CORTE DEL NUDO Tabla 6.9.5.2.1 NTC-2023									
Continuidad de la columna	Caso 1	Continua	Confinada						
			No confinada						
	Caso2	Discontinua	Confinada						
			No confinada						
Factor de reducción de la resistencia									
φ=	0.75								
λ (concreto de peso normal)	1								
Resistencia requerida									
NUDO B3 DIRECCIÓN N-S No confinada									
$V_R = 5.3F_R\lambda\sqrt{f'c} Aj$	123928.24 kg		$V_R = 5.3F_R\lambda\sqrt{f'c} Aj$	123928.24 kg					
$V_R \geq V_u$	Cumple con la resistencia a cortante		$V_R \geq V_u$	Cumple con la resistencia a cortante requerida					
NUDO B3 DIRECCIÓN E-O Confinada									
$V_R = 6.4F_R\lambda\sqrt{f'c} Aj$	203689.17 kg		$V_R = 6.4F_R\lambda\sqrt{f'c} Aj$	203689.17 kg					
$V_R \geq V_u$	Cumple con la resistencia a cortante		$V_R \geq V_u$	Cumple con la resistencia a cortante requerida					
NUDO B5 DIRECCIÓN N-S No confinada									
$V_R = 5.3F_R\lambda\sqrt{f'c} Aj$	123928.24 kg		$V_R = 5.3F_R\lambda\sqrt{f'c} Aj$	123928.24 kg					
$V_R \geq V_u$	Cumple con la resistencia a cortante		$V_R \geq V_u$	Cumple con la resistencia a cortante requerida					
NUDO B5 DIRECCIÓN E-O Confinada									
$V_R = 6.4F_R\lambda\sqrt{f'c} Aj$	203689.17 kg		$V_R = 6.4F_R\lambda\sqrt{f'c} Aj$	203689.17 kg					
$V_R \geq V_u$	Cumple con la resistencia a cortante		$V_R \geq V_u$	Cumple con la resistencia a cortante requerida					

Tabla 6.7. Comparación de esfuerzos cortantes en vigas de la planta baja modelos C/A HDR y S/A.

VIGAS EN DIRECCIÓN N-S				VIGAS EN DIRECCIÓN E-O			
Viga	Vu (kg) de Etabs		V _R (kg) de las NTC-C-2023	Viga	Vu (kg) de Etabs		V _R (kg) de las NTC-C-2023
	S/A	C/A			S/A	C/A	
B24	5410.27	3809.74	123928.24	B1	23433.03	17277.98	203689.17
B32	5410.27	3809.73	123928.24	B15	26691.33	18755.03	203689.17
B23	5136.30	3430.41	123928.24	B3	23433.02	17277.88	203689.17
B31	5136.30	3430.40	123928.24	B11	28457.90	20233.7	203689.17
B22	5147.58	3430.39	123928.24	B6	29946.90	18918.87	203689.17
B30	5147.58	3430.38	123928.24	B12	28457.88	20233.71	203689.17
B21	5410.27	3809.73	123928.24	B8	28386.25	20337.46	203689.17
B29	5410.27	3809.73	123928.24	B9	29858.76	18954.62	203689.17
				B10	28386.22	20337.35	203689.17
				B5	28480.49	20239.88	203689.17
				B4	29946.50	18917.58	203689.17
				B7	28480.41	20239.91	203689.17
				B14	23434.66	17279.34	203689.17
				B2	26690.51	18754.41	203689.17
				B16	23432.46	17277.38	203689.17

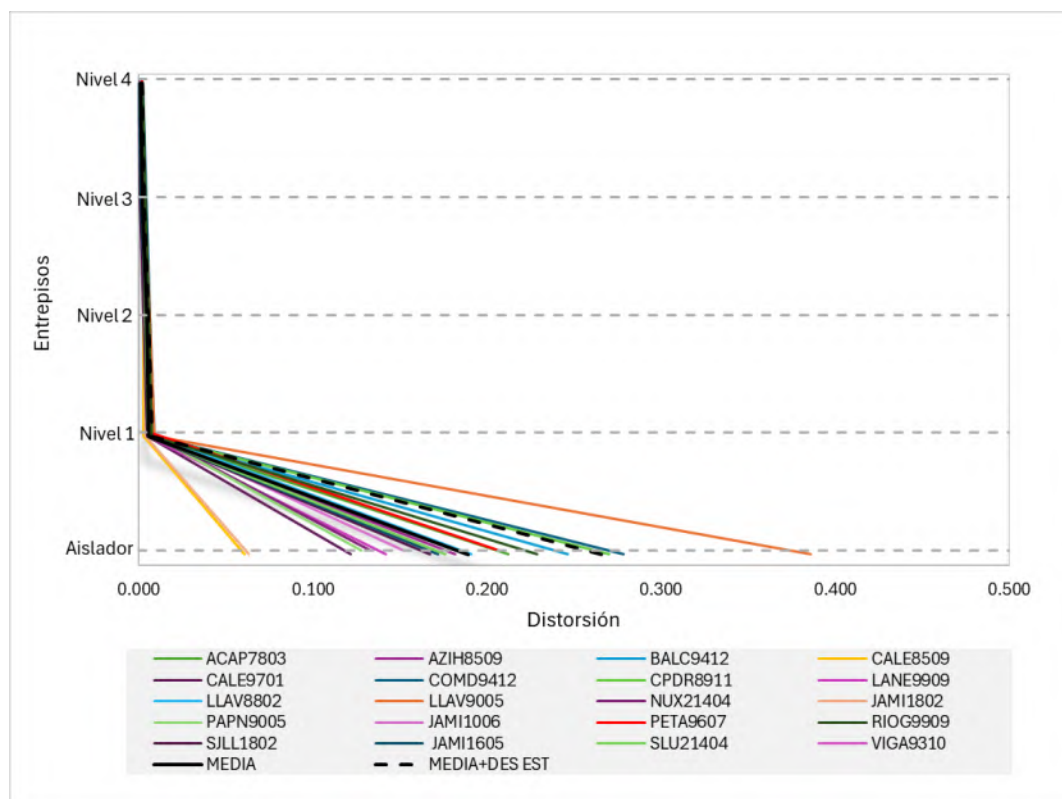
Cabe mencionar que, en este Capítulo de análisis de resultados, no se incluyen análisis detallados de ciclos histéricos ni evaluaciones de la ductilidad desarrollada por el sistema de aislamiento, ya que el comportamiento del aislador HDR, descrito previamente en el Capítulo 2, tiene un comportamiento lineal en su relación fuerza-desplazamiento. Debido a esta característica, el sistema no presenta una respuesta histéretica no lineal, mucho menos es capaz de disipar energía significativa por deformaciones plásticas, como ocurre en otros tipos de aisladores. Por ello, no se considera necesario profundizar en parámetros como ductilidad o degradación de rigidez, enfocando el análisis en el efecto del aislador en la superestructura, como reducción de demandas dinámicas y la distribución de esfuerzos en la estructura.

6.3 Comparación y discusión de resultados del aislador FPS

6.1.1 Demanda de distorsiones angulares de entrepiso

Las Figuras 6.23 y 6.24 resumen las distorsiones angulares de los entrepisos del edificio estimadas de los resultados del ANLHT del modelo numérico con aislamiento sometido a la demanda sísmica, los resultados corresponden a las respuestas en las direcciones X y Y, respectivamente. Los resultados de ambas Figuras 6.23(a) y 6.24(a) permiten observar el efecto que tiene el aislador en la respuesta dinámica con respecto de los entrepisos; mientras que las Figuras 6.23(b) y 6.24(b) muestran los mismos resultados eliminando el efecto del aislamiento. A partir de estos datos, se calculó la media (μ) y se sumó y restó una desviación estándar (σ) para cada conjunto de datos. Los resultados con respecto de estas variables muestran que las demandas sísmicas generadas por los terremotos LLAV9005, COM9412 y LLAV8802 son los que generan demandas de distorsión angular mayores a la media más una desviación estándar, siendo el acelerograma de LLAV9005 el que somete a los aisladores a las demandas máximas de desplazamiento, las cuales alcanzan valores de 12.744 cm en la dirección X y 18.254 cm en la dirección Y. Las distorsiones de entrepiso en la dirección X, en todos los casos, se mantienen menores a los límites establecidos en la norma, con excepción de los registros LLAV9005 y LLAV880, que lo llevan a su desplazamiento máximo con una distorsión máxima de 0.009 y COM9412 de 0.008. Mientras que en la dirección Y se alcanza un valor de 0.001. Por otro lado, las demandas mínimas 0.0001 y 0.00003 en las direcciones X y Y, respectivamente. A pesar de que solamente en la dirección X, en el nivel 1 se exceden las distorsiones, el 95% de los registros están dentro del límite que sugiere la norma.

a)



b)

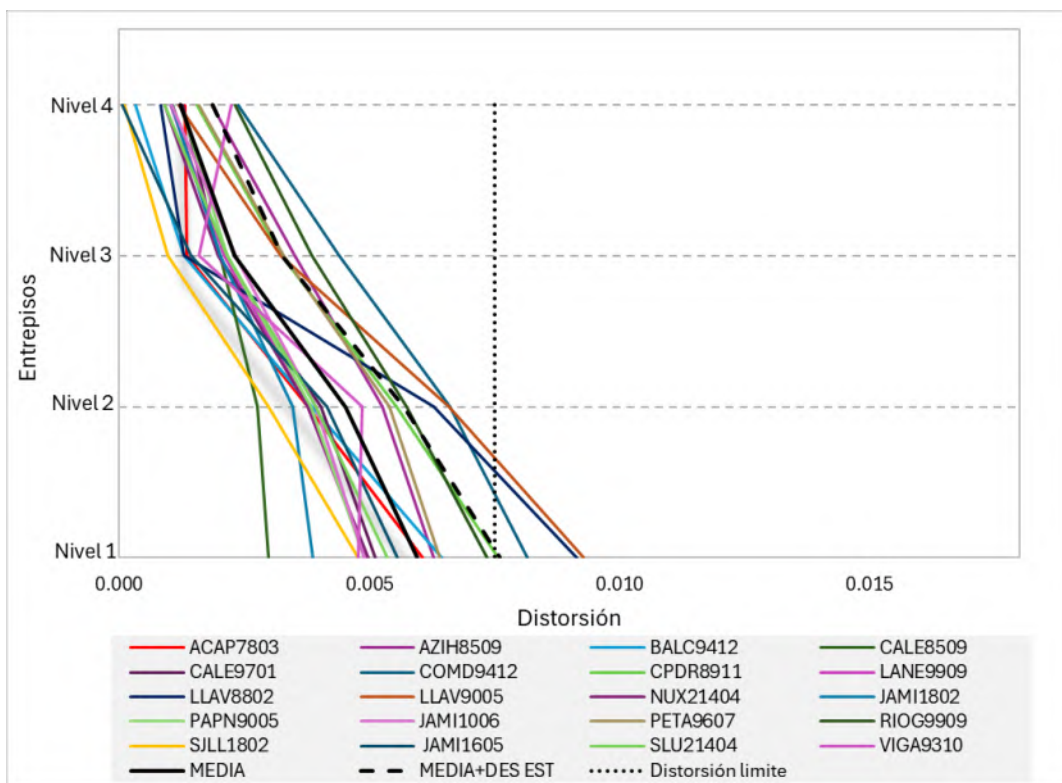
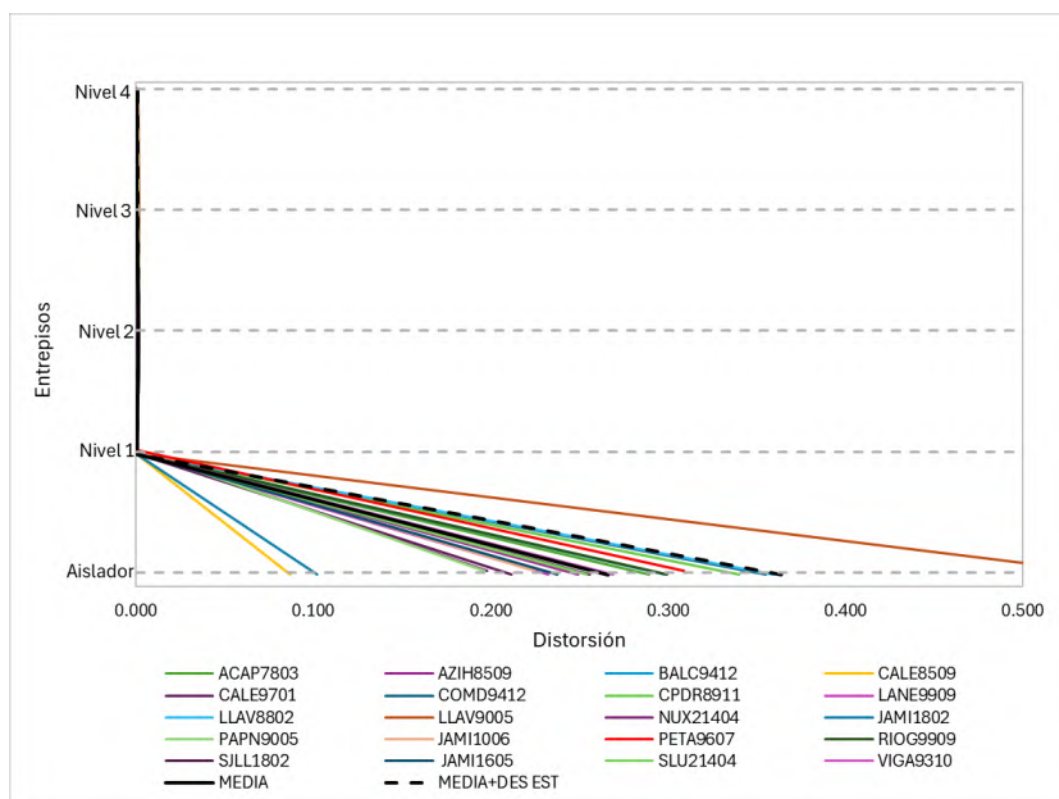


Figura 6.23. Distorsiones de entrepiso modelo con aislamiento FPS en la dirección "X".

a)



b)

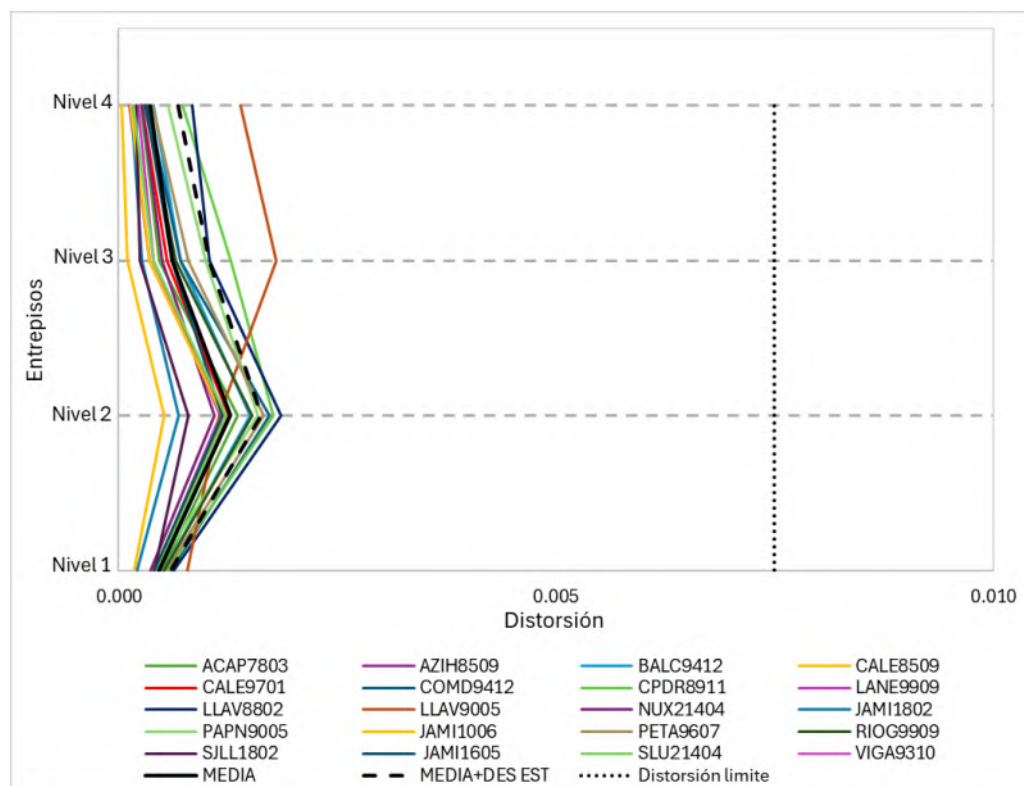
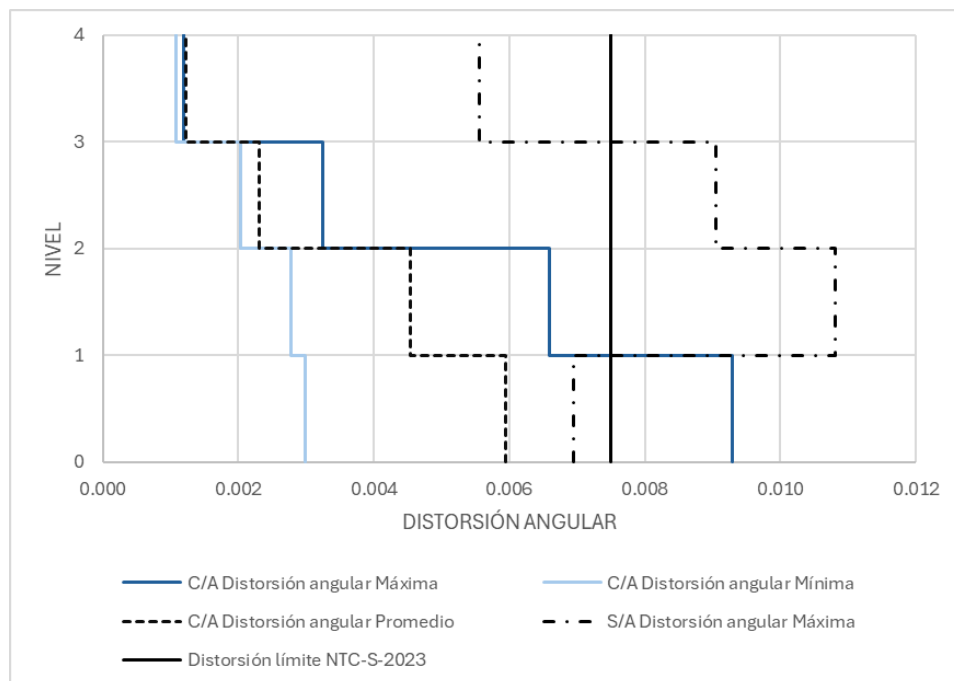


Figura 6.24. Distorsiones de entropiso modelo con aislamiento FPS en la dirección "Y".

La Figura 6.25 presenta los resultados correspondientes al caso del aislador tipo péndulo de fricción (FPS), con distorsión máxima, mínima y promedio correspondientes a los modelos C/A y S/A de la respuesta dinámica de los ANLHT para los 20 registros sísmicos seleccionados como demanda sísmica. En la gráfica se incluye el valor límite de distorsión definido por las NTC-S-2023 como criterio de referencia.

En la dirección X, se observa que los valores promedio de la distorsión angular del modelo C/A se mantienen por debajo del límite establecido por la norma. Con respecto a los valores máximos, también se observan valores mayores en el primer nivel que son un 17% mayores que el límite establecido en la normativa. Tal como se señaló en las Figuras 6.5 y 6.19, para los dispositivos LRB y HDR, en el modelo S/A, la demanda de distorsión angular en esta misma dirección excede el valor límite establecido en un 47%. La respuesta en dirección Y muestra que los resultados son más favorables. Tanto en el modelo C/A como en el S/A, el valor máximo de distorsión angular cumple adecuadamente con el límite de la norma.

a)



b)

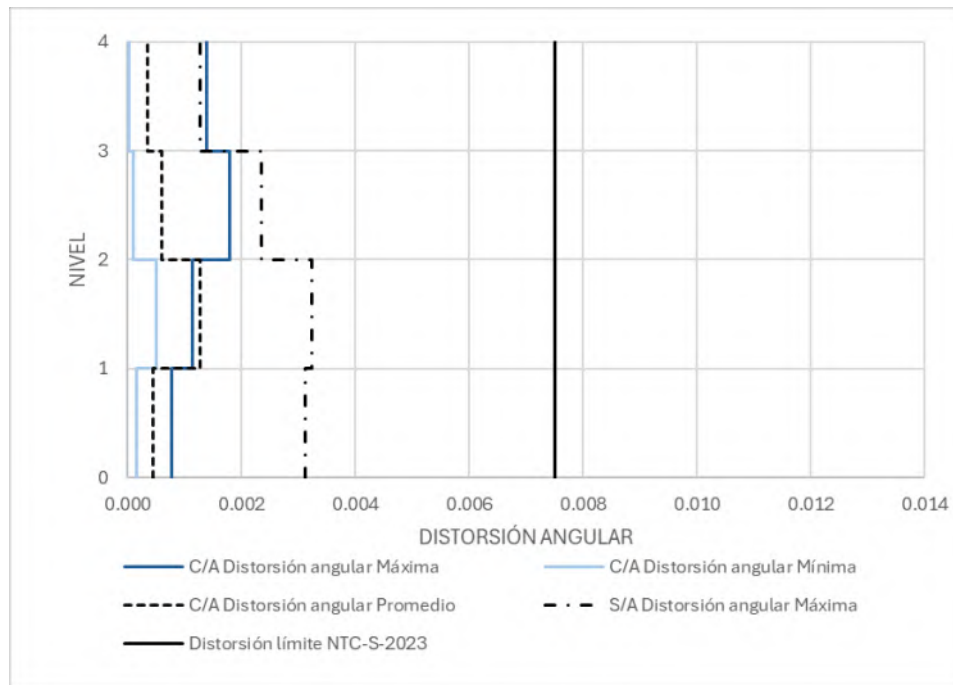


Figura 6.25. Distorsiones de entrepiso del modelo C/A FPS y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.

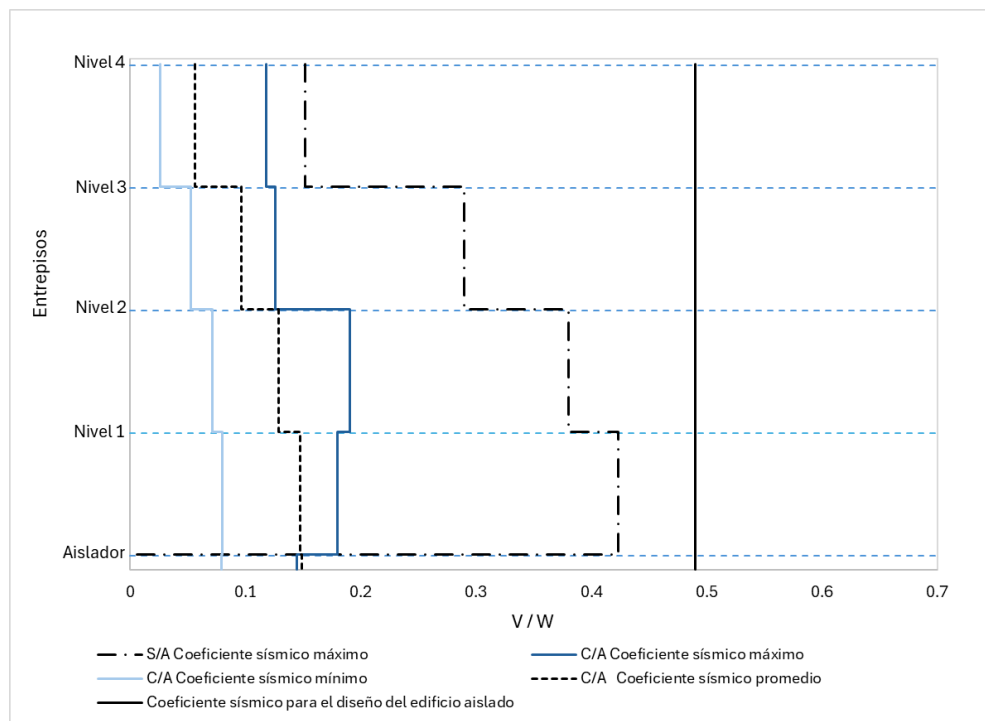
6.1.2 Demanda de fuerzas cortantes.

La Figura 6.26 muestra la distribución de los coeficientes sísmicos en los entrepisos del edificio para el sistema de aislamiento FPS, con respecto a los casos C/A y S/A. Se presentan los valores máximos, mínimos, y promedios obtenidos para el caso C/A, a partir de los resultados de los ANLHT, los cuales se comparan con la demanda sísmica máxima registrada en el caso S/A.

Los resultados obtenidos para el sistema de aislamiento FPS muestran un comportamiento similar al observado en los dispositivos antes analizados. En el caso S/A, las mayores demandas de cortante se concentran en los niveles inferiores, mientras que el caso C/A presenta una distribución más uniforme de los cortantes para todos los niveles. Adicionalmente, en la misma figura se incluye el valor del coeficiente sísmico considerado en el diseño del sistema de aislamiento, que al compararlo con los resultados del modelo C/A, es claro que el sistema FPS permite reducir las demandas de cortante aproximadamente en un 60% con

respecto al valor de diseño en ambas direcciones de análisis, lo cual confirma su alta eficiencia en el control de la respuesta sísmica del edificio.

a)



b)

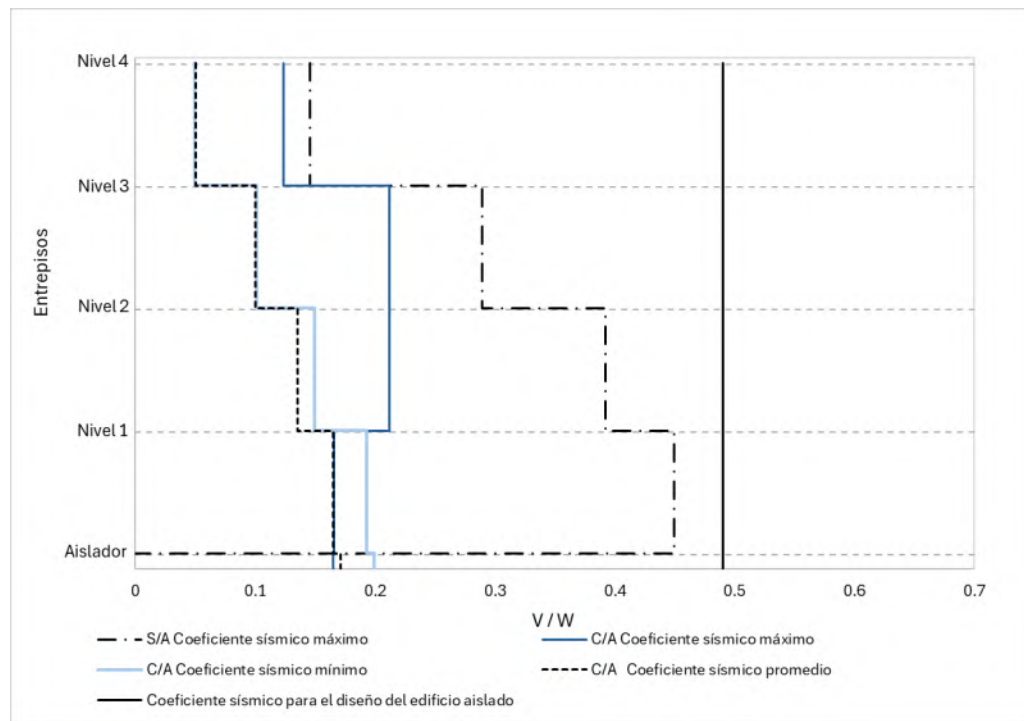


Figura 6.26. Demanda de cortantes en entresijos modelo C/A FPS y S/A: a) dirección X y

b) dirección Y.

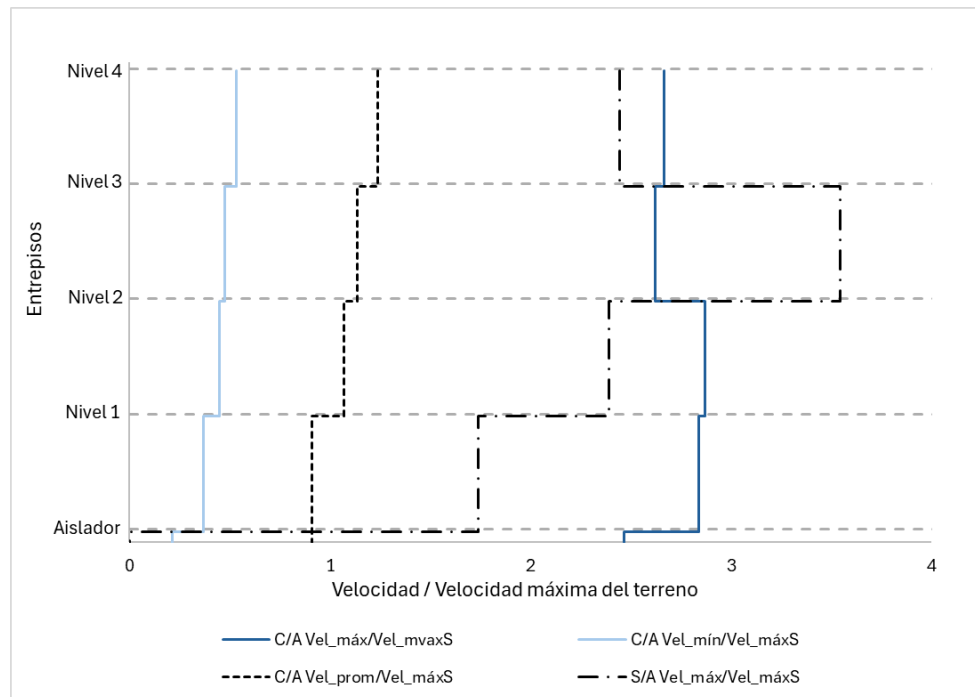
6.1.3 Demandas de velocidad y aceleración.

Las Figuras 6.27 y 6.28 presentan las demandas máximas de velocidad y aceleración en los entrepisos del edificio, para los casos C/A y S/A. Estas están normalizadas con respecto a los valores máximos registrados en el suelo. Para ambas variables se observa una disminución en las demandas al implementar el sistema de aislamiento FPS, comportamiento consistente con lo registrado en los sistemas de aislamiento LRB y HDR. Además, en el caso C/A, se identifica una distribución más uniforme de las demandas dinámicas con respecto a la altura del edificio, en contraste con el caso S/A, donde se tienen variaciones más marcadas entre niveles.

La Figura 6.27 presenta la distribución de velocidad en la altura del edificio. La respuesta en dirección X del caso C/A presenta valores promedio aproximadamente 60% menores a las demandas de velocidad del caso S/A, lo que evidencia una reducción significativa gracias al sistema FPS. Por lo contrario, en la dirección Y, el caso C/A alcanza incrementos aproximados al 8% de los valores promedio de velocidad.

La Figura 6.28 resume las demandas de aceleración. Cuando los sismos actúan en la dirección X del caso C/A se estiman reducciones aproximadas al 50% con respecto al caso S/A, lo cual es similar a las respuestas evaluadas para las demandas de velocidades. Sin embargo, cuando se considera el sismo actuando en la dirección Y, los valores promedio del caso C/A aumentan alrededor del 10% con respecto a los valores del caso S/A.

a)



b)

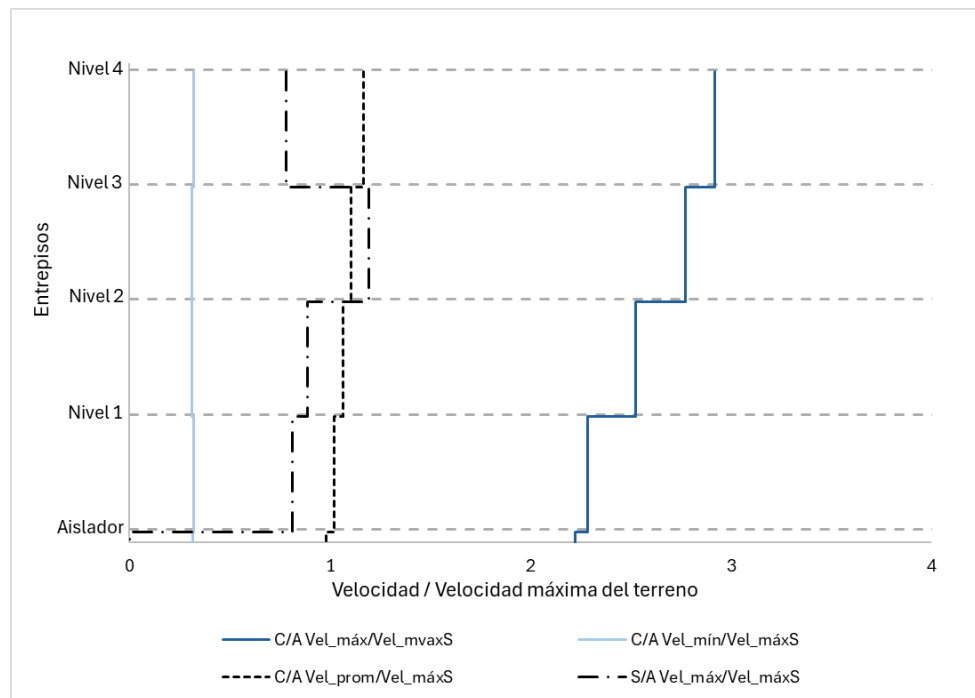
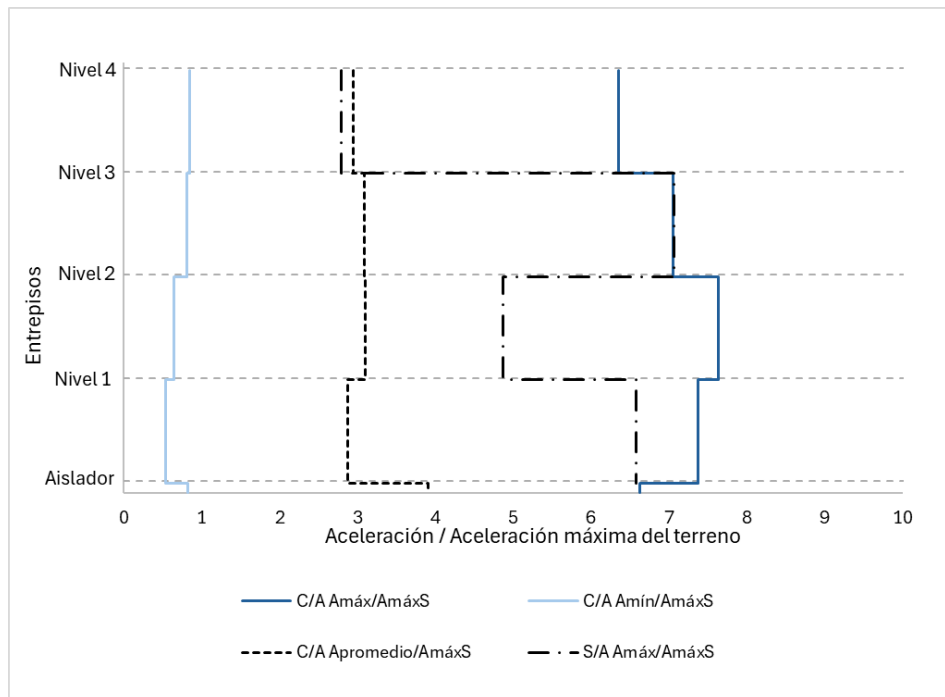


Figura 6.27. Demanda de velocidades en entresijos modelo C/A FPS y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.

a)



b)

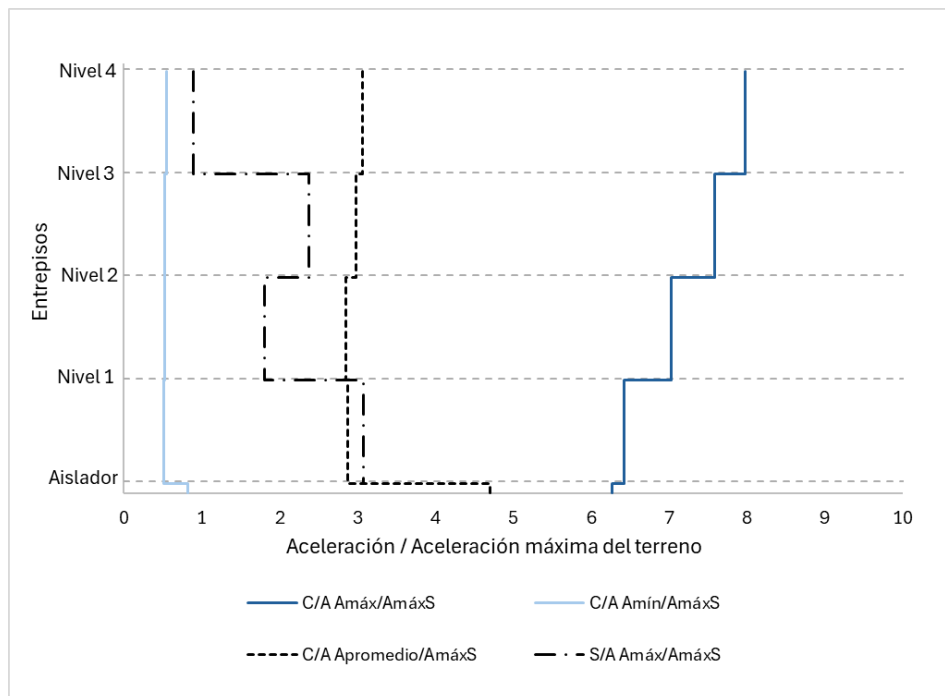


Figura 6.28. Demanda de aceleraciones en entrepisos modelo C/A FPS y S/A: a) dirección X y b) dirección Y.

6.1.4 Desplazamiento máximo en los aisladores

En los sistemas de aislamiento tipo péndulo de fricción, el desplazamiento horizontal genera un movimiento controlado de desplazamiento entre superficies curvas, comúnmente compuestas de acero inoxidable y teflón. La disipación de energía se produce a través de la fricción que ocurre durante este deslizamiento. Debido a que el mecanismo de disipación no involucra deformaciones inelásticas del material, sino únicamente las causadas por la fricción, en este tipo de dispositivos no se evalúa la ductilidad desarrollada, en su lugar, se analiza el desplazamiento máximo alcanzado.

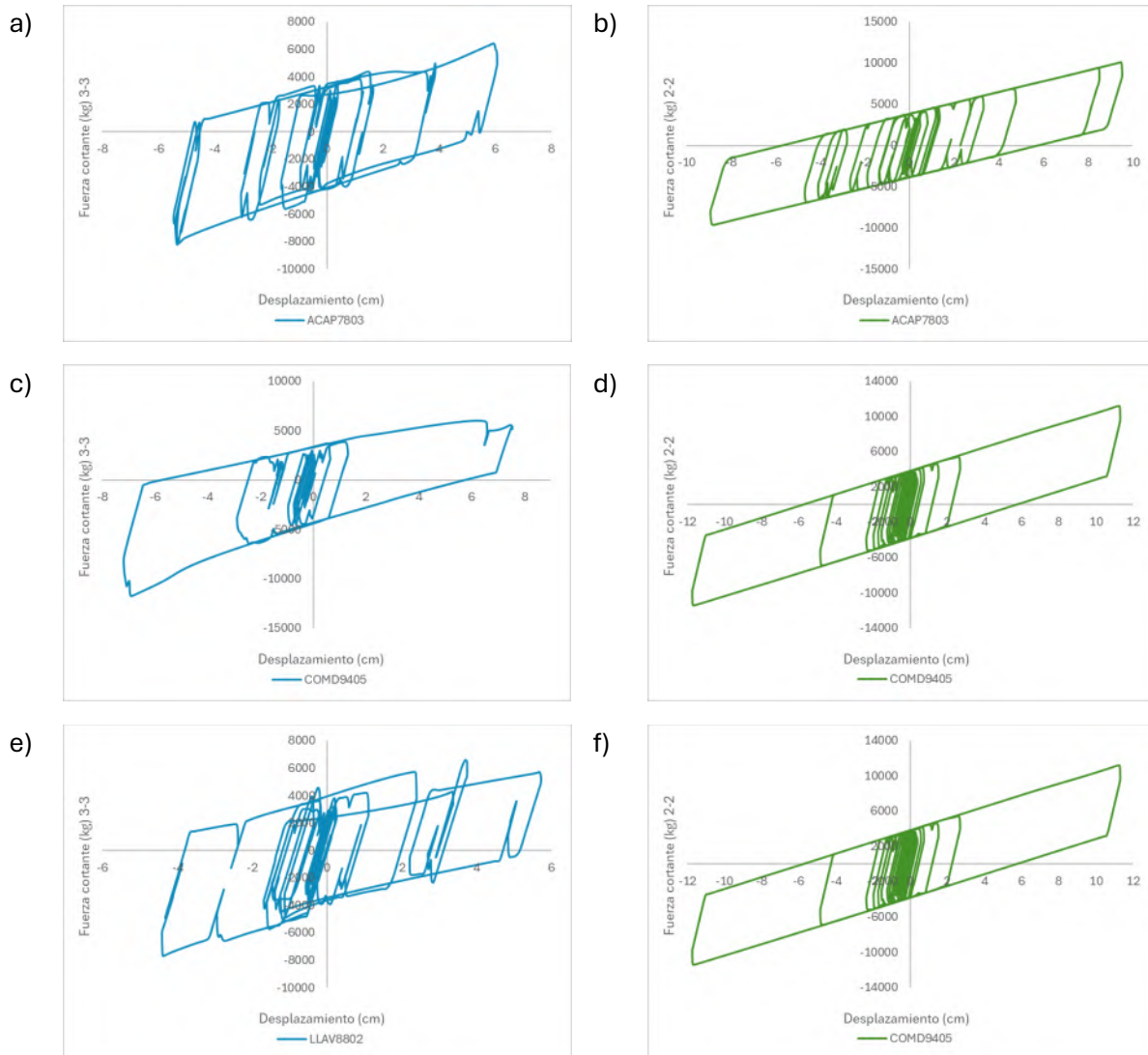
En las Figuras 6.29 a 6.31, se expone el comportamiento histerético de los aisladores FPS en las direcciones X y Y, solamente para algunos aisladores como ejemplo.

En el caso de los aisladores ubicados en los ejes laterales K13 y K12, los registros ACAP7803, COMD9405, LLAV8802, PETA9607 y RIOG9909 concentran desplazamientos máximos en la dirección X, en el intervalo de 6 a 7cm. Mientras que en la dirección Y, estos mismos registros generan desplazamientos mayores en el intervalo de 9 a 11 cm. Siendo el registro LLAV9005 el que genera las mayores demandas de desplazamiento, con valores máximos de 12 y 18 cm, en las direcciones X y Y, respectivamente.

También se observa que, para los cinco registros sísmicos seleccionados, la mayor disipación de energía ocurre en la dirección X, ya que los ciclos histeréticos encierran un área mayor. Por el contrario, en la dirección Y, los ciclos presentan desplazamientos mayores, pero son más pequeñas las áreas encerradas en los ciclos de histéresis, y muestran una mayor simetría. En ambas direcciones, el comportamiento de los aisladores se mantiene estable, diferenciándose principalmente en la cantidad de energía disipada y en el grado de simetría de los ciclos.

Para el caso del aislador central K15, se observa que los registros sísmicos generan ciclos histeréticos simétricos en ambas direcciones, con similar disipación

de energía. La principal diferencia radica en los desplazamientos máximos alcanzados. En la dirección X, los registros ACAP7803, COMD9405, LLAV8802, PETA9607 y RIOG9909, presentan desplazamientos máximos en el intervalo de 6 a 8 cm, mientras que en la dirección Y, estos valores se encuentran en el intervalo de 4 a 5 cm. Por su parte, el registro LLAV9005 se distingue por llevar a los aisladores a la mayor demanda de desplazamiento, que se encuentra en el intervalo de 10 a 12 cm en ambas direcciones.



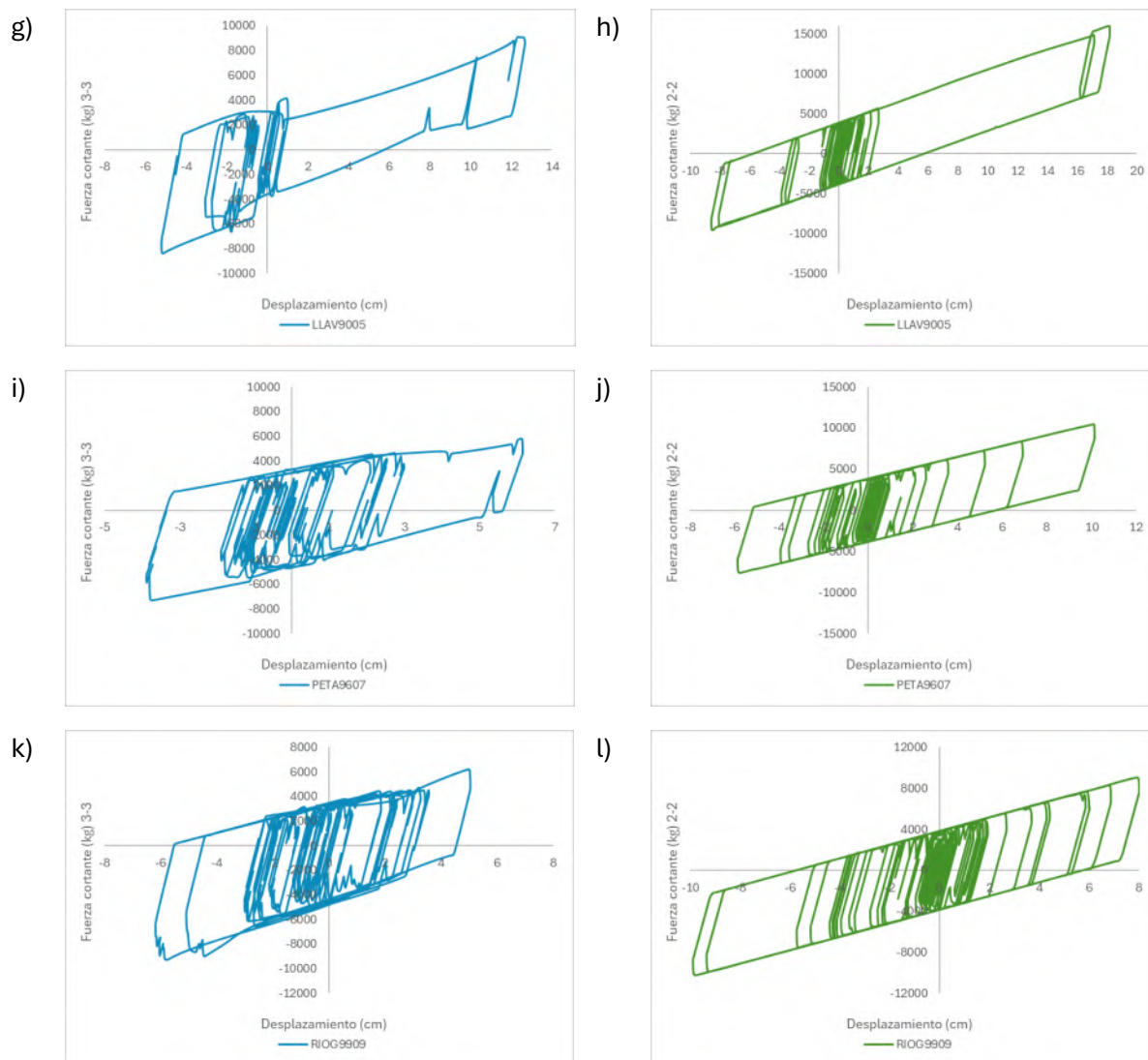
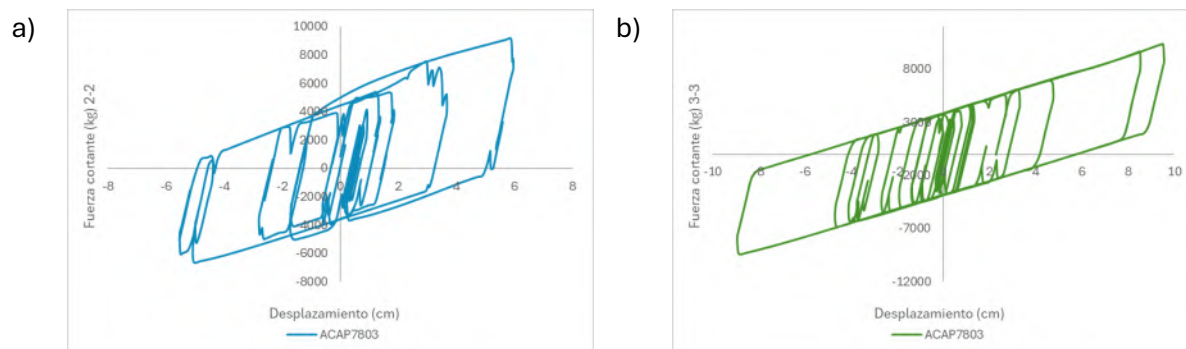
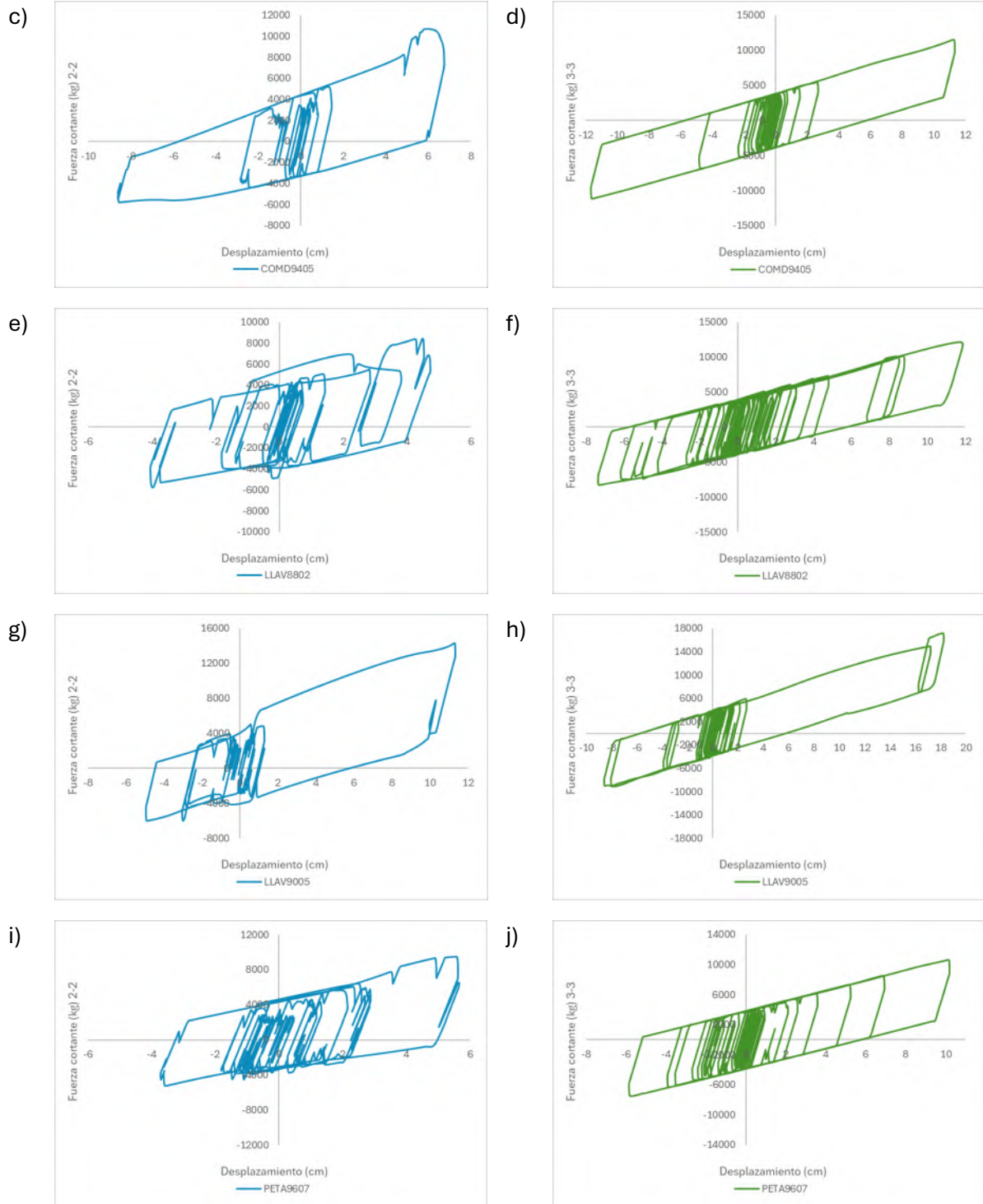


Figura 6.29. Respuesta cíclica del aislador FPS-K13: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.





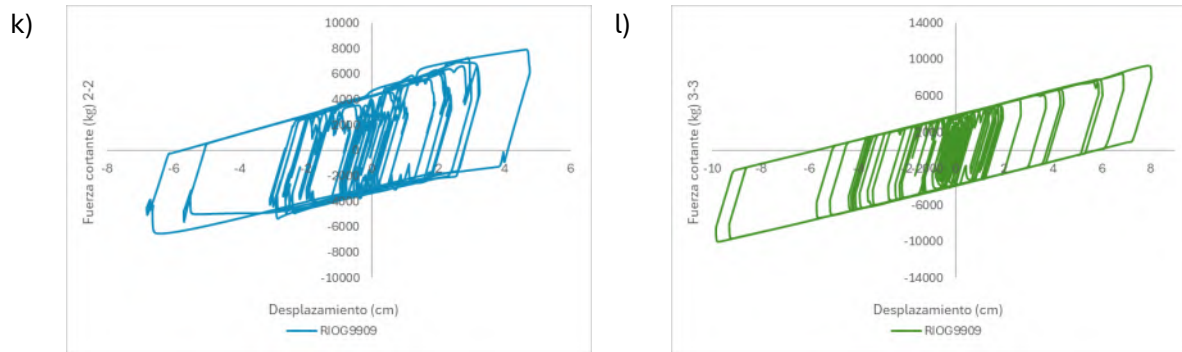
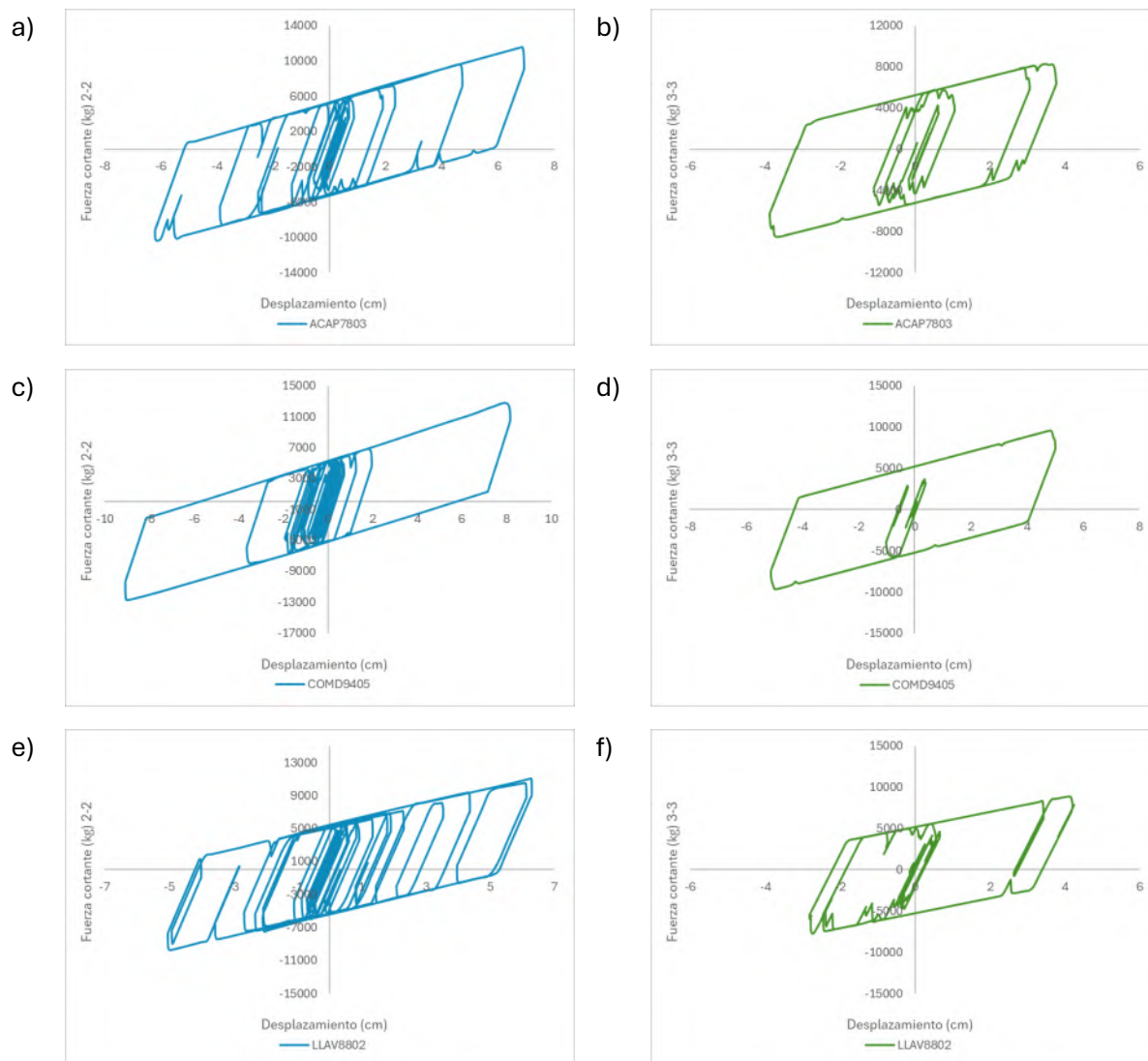


Figura 6.30. Respuesta cíclica del aislador FPS-K12: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.



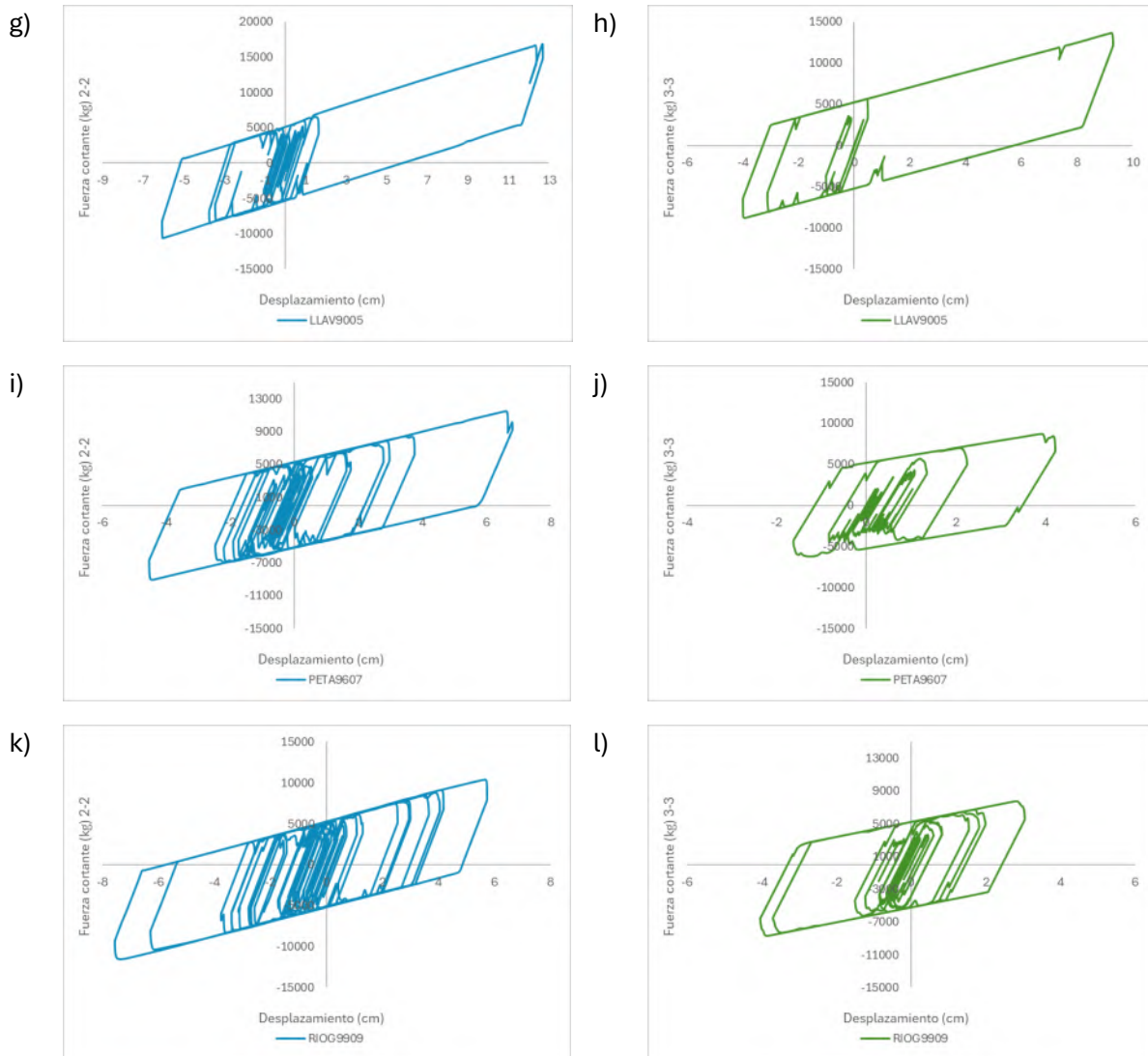


Figura 6.31. Respuesta cíclica del aislador FPS-K15: a), c), e), g), i), k) dirección X y b), d), f), h), j), l) dirección Y.

El análisis del comportamiento histérico de los aisladores FPS muestra diferencias relevantes entre las dos direcciones de análisis y su ubicación en el edificio. En general, al considerar la demanda sísmica actuando en dirección Y, lleva a los aisladores a mayores demandas de desplazamientos, mientras que al considerar la demanda sísmica actuando en dirección X, el sistema de aislamiento FPS disipa mayor cantidad de energía, presentando ciclos de histéresis más amplios, donde se tiene mayor área y por lo tanto la energía disipada es mayor. Esta tendencia es clara en los aisladores ubicados en esquinas y en los lados laterales del edificio. En contraste, el aislador central (K15) muestra un

comportamiento más balanceado y simétrico en ambas direcciones, lo que sugiere una distribución más uniforme de la demanda sísmica.

Al igual que el análisis de los aisladores LRB y HDR, el registro LLAV9005 destaca como el que tiene el mayor contenido energético, presentando las mayores demandas de desplazamiento. En conjunto, los aisladores muestran un desempeño estable, aunque la respuesta dinámica varía de acuerdo a la dirección estructural y la posición del aislador.

Con respecto a el desplazamiento objetivo de diseño calculado del aislador FPS, 37.16 cm, se observa que este valor con respecto de los desplazamientos máximos obtenidos del ANLHT, en ninguno de los aisladores se supera este valor, presentando demandas de desplazamiento máximas en los aisladores con valor de 12.74 cm en la dirección X y 18.25 cm en la dirección Y, como se muestra en la Tabla 6.8.

Otro aspecto importante es que la posición de los aisladores influye notablemente en los desplazamientos y en la forma de los ciclos histeréticos. En general, se observa mayor demanda para el sismo actuando en dirección Y, reflejada en desplazamientos mayores que los estimados en dirección X.

Tabla 6.8. Desplazamiento máximo de los aisladores FPS ante el sismo LLAV9005.

UBICACIÓN	AISLADOR	REGISTRO QUE LO LLEVA A SU MÁXIMA DEFORMACIÓN	DIRECCIÓN X Xmax (cm)	DIRECCIÓN Y Xmax (cm)
En esquina	K1	LLAV9005	12.642	17.942
	K4	LLAV9005	11.299	18.004
	K5	LLAV9005	12.601	17.874
	K8	LLAV9005	11.258	17.937
Laterales	K2	LLAV9005	12.503	8.914
	K3	LLAV9005	12.744	8.926
	K17	LLAV9005	12.729	18.191
	K20	LLAV9005	11.330	18.254
	K13	LLAV9005	12.682	18.190
	K16	LLAV9005	11.362	18.253
	K9	LLAV9005	12.670	18.181
	K12	LLAV9005	11.350	18.244
	K6	LLAV9005	12.459	8.612
	K7	LLAV9005	12.700	8.623
Centro	K18	LLAV9005	12.650	9.229
	K19	LLAV9005	12.695	9.242
	K14	LLAV9005	12.645	9.289
	K15	LLAV9005	12.681	9.301
	K10	LLAV9005	12.632	8.944
	K11	LLAV9005	12.669	8.958

6.1.5 Revisión de la conexión trabe-columna

En esta sección se analiza el comportamiento de las conexiones trabe-columna en el modelo aislado con aisladores FPS. La Tabla 6.9 resume la revisión de la resistencia a cortante de los nodos B2 y B5, evaluando el cortante máximo V_u de las vigas que los conectan, obtenidas a partir del ANLHT del sistema de aislamiento FPS. Además, se calcula el valor de resistencia a cortante V_R conforme a lo establecido en las NTC-C-2023 para edificios prefabricados de ductilidad baja. Los resultados resaltan que los valores del caso C/A, los V_u se mantienen considerablemente por debajo del valor de resistencia V_R .

En la Tabla 6.10 se comparan con las demandas de fuerzas cortantes en las vigas de planta baja estimadas con los ANLHT para los casos C/A y S/A, junto con el

valor del cortante resistente (V_R) permitido por norma. En las vigas orientadas en la dirección N-S, el caso C/A presenta fuerzas cortantes menores un 8% con respecto del caso S/A. En la dirección E-O, se observa que algunas vigas también registran reducciones del 12%, mientras que en otras la diferencia entre ambos casos es mínima.

Estas variaciones pueden atribuirse a la forma en que el sistema de aislamiento modifica la energía que ingresa a la estructura, reduciendo así la demanda sísmica general. Sin embargo, la respuesta no uniforme entre direcciones y elementos estructurales puede estar relacionada con diferencias en la rigidez, configuración geométrica o la interacción entre modos de vibración, los cuales se ven afectados de manera distinta por la presencia del aislamiento.

Tabla 6.9. Revisión de los nodos B3 y B5 del N1 del edificio C/A FPS de acuerdo con las NTC-C- 2023.

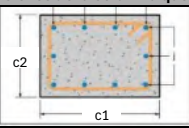
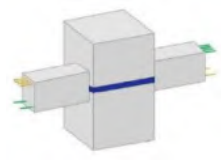
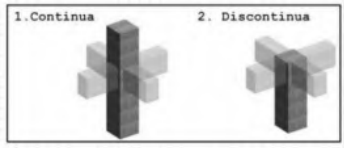
UNIÓN VIGA-COLUMNA B-2 Y B5 NIVEL 1, EN DIRECCIÓN DE FUERZA CORTANTE N-S Y E-O						
Revisión del Vu en le nudo						
	6.9.4.2.1 NTC-C-2023	6.9.4.2.2 E-O	NTC-C-2023 N-S	6.9.4.2.3 NTC-C-2023		
NUDO EJE B2	Vu (kg)	Vu/Aj (kg/cm2)	Vu/Aj (kg/cm2)	Mu de la viga (kg-cm), obtenido de ETABS	h columna (cm)	Vu=MR/hcol
B22	4619.66	1.886	2.566	918386.271	350	2623.960774
B21	4957.06	2.023	2.754	999535.473	350	2855.815637
B5	28971.95	11.825	16.096	4593615.967	350	13124.61705
B4	27150.67	11.082	15.084	1646096.933	350	4703.134095
NUDO EJE B5	Vu (kg)	Vu/Aj (kg/cm2)	Vu/Aj (kg/cm2)	Mu de la viga (kg-cm), obtenido de ETABS	h columna (cm)	Vu=MR/hcol
B24	4746.46	1.937	2.637	1233779.567	350	3525.084476
B1	22799.35	9.306	12.666	1609745.333	350	4599.272381
B15	23241.81	9.486	12.912	1507924.089	350	4308.35454
Dimensiones de la columna que llegan al nudo						
Ancho de la columna	c2	40				f'c= 300 kg/cm2
Peralte de la columna	c1	70				
Dimensiones de las vigas que llegan al nudo						
NUDO EJE B2	Confinamiento en N-S					
Viga	bv (cm)	hv (cm)	bv*hv (cm2)	3/4 *c*hv (cm2)	Confinamiento de la unión	
B22	20	40	800	2100	No confinada	
B21	20	40	800	2100	No confinada	
Confinamiento E-O						
B5	30	60	1800	1800	Confinada	
B4	30	60	1800	1800	Confinada	
NUDO EJE B5	Confinamiento en N-S					
Viga	bv (cm)	hv (cm)	bv*hv (cm2)	3/4 *c*hv (cm2)	Confinamiento de la unión	
B24	20	40	800	2100	No confinada	
Confinamiento E-O						
B1	30	60	1800	1800	Confinada	
B15	30	60	1800	1800	Confinada	
Area efectiva la direccion N-S						
Ancho efectivo de la unión	be=	45 cm	(bv+c1)/2		bv+c2	c1
		be se toma el menor de:				
Peralte de la unión	he=	40 cm	45 cm		60 cm	70 cm
Area efectiva de la unión	Aj=	1800 cm2				
Area efectiva la direccion E-O						
Ancho efectivo de la unión	be=	35 cm	(bv+c2)/2		bv+c1	c2
		be se toma el menor de:				
Peralte de la unión	he=	70 cm	35 cm		100 cm	40 cm
Area efectiva de la unión	Aj=	2450 cm2				
Aj = be * he						
2. RESISTENCIA AL CORTE DEL NUDO Tabla 6.9.5.2.1 NTC-2023						
Continuidad de la columna	Caso 1	Continua	Confinada			
			No confinada			
Caso2	Discontinua	Confinada				
		No confinada				
Factor de reducción de la resistencia						
φ=	0.75					
λ (concreto de peso normal)	1					
Resitencia requerida						
NUDO B3 DIRECCIÓN N-S No confinada				NUDO B5 DIRECCIÓN N-S No confinada		
$V_R = 5.3F_R\lambda\sqrt{f'c} Aj$		123928.24 kg		$V_R = 5.3F_R\lambda\sqrt{f'c} Aj$		123928.24 kg
$V_R \geq V_u$		Cumple con la resistencia a cortante		$V_R \geq V_u$		Cumple con la resistencia a cortante requerida
NUDO B3 DIRECCIÓN E-O Confinada				NUDO B5 DIRECCIÓN E-O Confinada		
$V_R = 6.4F_R\lambda\sqrt{f'c} Aj$		203689.17 kg		$V_R = 6.4F_R\lambda\sqrt{f'c} Aj$		203689.17 kg
$V_R \geq V_u$		Cumple con la resistencia a cortante		$V_R \geq V_u$		Cumple con la resistencia a cortante requerida

Tabla 6.10. Comparación de esfuerzos cortantes en vigas de la planta baja modelos C/A FPS y S/A.

VIGAS EN DIRECCIÓN N-S				VIGAS EN DIRECCIÓN E-O			
Viga	Vu (kg) de Etabs		V _R (kg) de las NTC-C-2023	Viga	Vu (kg) de Etabs		V _R (kg) de las NTC-C-2023
	S/A	C/A			S/A	C/A	
B24	5410.27	4746.46	123928.24	B1	23433.03	22799.35	203689.17
B32	5410.27	4706.41	123928.24	B15	26691.33	23241.81	203689.17
B23	5136.30	4643.29	123928.24	B3	23433.02	20662.13	203689.17
B31	5136.30	4663.30	123928.24	B11	28457.90	28914.34	203689.17
B22	5147.58	4619.66	123928.24	B6	29946.90	27149.65	203689.17
B30	5147.58	4642.10	123928.24	B12	28457.88	23735.68	203689.17
B21	5410.27	4957.06	123928.24	B8	28386.25	28824.42	203689.17
B29	5410.27	4979.88	123928.24	B9	29386.25	26971.05	203689.17
			123928.24	B10	28386.22	23616.05	203689.17
			123928.24	B5	28480.49	28971.95	203689.17
			123928.24	B4	29946.50	27150.67	203689.17
			123928.24	B7	28480.41	23645.44	203689.17
			123928.24	B14	23434.66	22787.38	203689.17
			123928.24	B2	26690.51	23223.28	203689.17
			123928.24	B16	23432.46	20658.01	203689.17

Conclusiones

Edificio con aisladores LRB:

- Los resultados muestran que el sistema de aislamiento reduce significativamente las distorsiones de entrepiso máximas con respecto a los valores estimados en el modelo sin aislamiento. Si bien algunas demandas puntuales superan el valor límite establecido por las NTC-S-2023, el valor promedio de distorsión se mantiene dentro de los límites permitidos, lo que indica una mejora en el desempeño global del sistema bajo demandas sísmicas.
- Respecto a la demanda de fuerzas cortantes en entrepisos, se observa una clara diferencia en el comportamiento entre el modelo con y sin aislamiento. En el modelo sin aislamiento, las fuerzas cortantes son más elevadas en los niveles inferiores, disminuyendo progresivamente hacia los superiores; por el contrario, en el modelo con aislamiento, la demanda de fuerza cortante se distribuye uniformemente en todos los entrepisos del edificio.
- Tanto la velocidad como la aceleración de entrepiso experimentan una importante reducción al incorporar el sistema de aislamiento. En las gráficas se evidencia que los valores máximos se atenúan y tienden a uniformizarse a lo largo de los niveles, lo cual se traduce en mayor confort y menor daño en elementos no estructurales y contenidos del edificio.
- Las demandas de ductilidad estimadas del ANLHT son notablemente menores que la ductilidad de diseño establecida para el aislador LRB, lo que indica que los aisladores trabajan dentro de la seguridad, con una amplia reserva de capacidad para mayores deformaciones.
- Los ciclos histéricos de los aisladores seleccionados muestran un comportamiento bilineal bien definido, coherente con el modelo de diseño adoptado para el aislador LRB. Se identifican claramente las etapas de rigidez elástica inicial y una rigidez inelástica posterior a la fluencia, lo cual confirma que el comportamiento del dispositivo responde adecuadamente al modelo bilineal idealizado en el prediseño.

- Se observa también que la demanda máxima de desplazamiento del sistema de aislamiento se encuentra por debajo del desplazamiento objetivo de diseño de 30.11 cm. Este resultado demuestra que el sistema de aislamiento no se ve sometido a su máxima capacidad, manteniéndose dentro de los intervalos de deformaciones previstos, sin indicios de pérdida de capacidad.
- El sistema LRB mostró un buen desempeño al mantener prácticamente sin cambios las fuerzas cortantes en las vigas, con diferencias menores al 1% respecto al caso sin aislamiento. Esto confirma su efectividad para controlar las demandas internas sin generar incrementos significativos sobre los elementos estructurales.

Edificio con aisladores HDR:

- El sistema de aislamiento HDR demostró ser eficaz al reducir las distorsiones angulares entre piso, con disminuciones de hasta un 75% en la dirección X y un comportamiento aún más favorable en la dirección Y, donde las demandas se mantuvieron por debajo de los límites normativos. Aunque se observaron leves excedencias en los niveles inferiores del edificio en la dirección X, estas no comprometen el buen desempeño del edificio.
- La implementación del sistema de aislamiento HDR permitió una reducción promedio del 45% en los coeficientes sísmicos respecto a los valores de diseño. Esta disminución se acompañó de una distribución más uniforme de las demandas a lo largo de la altura del edificio.
- Las demandas máximas de velocidad y aceleración en entrepisos también se vieron notablemente reducidas en la dirección X en aproximadamente un 60%, mientras que en la dirección Y se observaron ligeros aumentos en el intervalo del 10 al 15%, estas variaciones son consistentes con los resultados obtenidos para el sistema LRB.
- El análisis de los desplazamientos máximos de los aisladores muestra un comportamiento uniforme independiente de su posición en la planta, lo cual

es deseable para un sistema de aislamiento eficiente. La coincidencia entre el centro de masa y el centro de rigidez del edificio favorece este comportamiento, reduciendo efectos torsionales no deseados. Es importante destacar que ninguno de los desplazamientos obtenidos en los aisladores excedió el desplazamiento objetivo del sistema de aislamiento, establecido de 46 cm, lo que confirma un desempeño seguro del sistema frente a la demanda sísmica considerada.

- El uso del sistema HDR permitió una reducción promedio del 30% en las fuerzas cortantes en las vigas de planta baja, tanto en la dirección N-S como E-O, con respecto al caso sin aislamiento. Esta disminución valida su eficacia en la mitigación de demandas internas sobre los elementos estructurales.

Edificio con aisladores FPS:

- Con el sistema FPS se alcanzan reducciones significativas en las demandas de distorsiones angulares con respecto al caso S/A, especialmente cuando el sismo actúa en la dirección X, donde la mayoría de los registros se mantienen por debajo del límite normativo. Solamente en el primer nivel y para casos extremos como el registro LLAV9005, se excedieron ligeramente las demandas de desplazamiento. El 95% de los registros analizados cumplen con los requisitos de las NTC-S-2023, indicando buen desempeño del sistema FPS.
- Se estimaron demandas de cortante en los entrepisos del caso C/A con reducciones de hasta un 60% respecto a las demandas de diseño, y un 50% al caso S/A, mostrando una distribución más uniforme a lo largo de la altura del edificio, con respecto a la concentración en niveles inferiores del modelo S/A.
- Con la implementación del sistema FPS, se estiman reducciones de hasta un 60% en las demandas de velocidad, y en un 50% en las demandas de aceleraciones cuando el sismo actúa en la dirección X del edificio. Cuando el sismo actúa en dirección Y, las demandas se mantienen dentro de

intervalos aceptables, a pesar de que se observa un ligero aumento en el valor promedio de las demandas, lo cual se asocia a la menor rigidez estructural y al contenido espectral de los registros en esa dirección.

- Los aisladores FPS presentan ciclos histeréticos estables y consistentes en la mayoría de los registros, especialmente cuando se analiza el sismo actuando en la dirección X. Cuando se asume el sismo en la dirección Y, los desplazamientos son mayores y los ciclos histeréticos tienden a ser más simétricos y con menos disipación de energía.
- Los aisladores ubicados en los lados laterales del edificio (K13, K12) presentan mayores demandas cuando se someten a la acción del sismo en la dirección Y, mientras que el aislador central (K15) muestra un comportamiento más equilibrado y simétrico en ambas direcciones, lo que sugiere una mejor distribución de la demanda sísmica.
- Ningún aislador alcanzó el desplazamiento objetivo de diseño (37.16 cm). Los valores máximos registrados fueron de 12.74 cm en X y 18.3 cm en Y, lo que confirma un margen adecuado de seguridad ante la demanda sísmica considerada.
- Las fuerzas cortantes en las vigas del modelo C/A fueron, en general entre 8 y 12% menores que en el modelo S/A, manteniéndose por debajo del cortante resistente estipulado en las NTC-C-2023 para estructuras prefabricadas.
- El sistema FPS es eficiente ya que controla las demandas sísmicas, disipando energía de forma estable y manteniéndose dentro de los límites establecidos en la norma. Presenta un desempeño similar al de los sistemas LRB y HDR, con ventajas claras en la reducción de distorsiones, cortantes y aceleraciones.

Las demandas en las conexiones prefabricadas pueden evaluarse mediante las fuerzas cortantes en las vigas, ya que estas transmiten directamente los esfuerzos a las uniones viga-columna. Los resultados indican que, al incorporar sistemas de aislamiento, las fuerzas cortantes se reducen o se mantienen controladas: con LRB las variaciones fueron menores del 1%, sin aumento significativo respecto al

modelo sin aislamiento; con HDR se observaron reducciones aproximadas al 30% y con FPS estas se encuentran en el intervalo de 8% a 12%. Lo que demuestra que el aislamiento sísmico contribuye a limitar las exigencias en las conexiones prefabricadas, favoreciendo su desempeño estructural.

De los tres sistemas evaluados, el sistema FPS presentó el desempeño más equilibrado y eficiente, con mayores reducciones en distorsiones, cortantes y aceleraciones, y un comportamiento estable que favorece la protección integral de la estructura prefabricada ante sismos severos.

Referencias

López Vidal, A., & Fernández-Ordóñez, D. (2015). La construcción con prefabricados de concreto: Una historia por escribir. *Noticreto*, (133), 42-48.

Elliott, K. S., & Hamid, Z. A. (Eds.). (2017). *Mechanisation and industrialisation of concrete structures*. Wiley-Blackwell.

Park, R., Watanabe, F., & fib Commission 7. (2003). Seismic design of precast concrete building structures. In *fib Bulletin (No. 27). International Federation for Structural Concrete*. <https://doi.org/10.35789/fib.bull.0027>

Muguruma, H., Nisiyama, M., & Watanabe, F. (1995). Lessons learned from the Kobe earthquake- A Japanese perspective. *PCI Journal*, 28-42.

Englekirk, R. E. (2002). Design-construction of the Paramount: A 39-story precast prestressed concrete apartment building. *PCI Journal*, 47(4), 56-71.

Priestley, M. J. N., Abrams, D. P., French, C. E., Hawkins, N. M., Hix, R., Kreger, M. E., Lu, L.-W., Magana, R. A., Naaman, A. E., Nakaki, S. D., Oliva, M. G., Pessiki, S. P., Pincheira, J., Sause, R., Schultz, A. B., Seible, F., Sritharan, S., Stanton, J. F., & Tadros, M. K. (2001). *The PRESSS five-story precast concrete test building*. *PCI Journal*, 46(3), 20-27.

Zermeño, M. (1992). Comportamiento de conexiones entre elementos prefabricados de concreto ante cargas alternadas. *Informe interno*, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Camba, J. L., & Meli, R. (1993). Case study of the performance of prestressed concrete buildings during the 1985 Mexico earthquake. *PCI Journal*, 38(2), 58-71.

Carranza, R., Martínez, R., & Reinoso, E. (1996). Conexión trabe columna de elementos prefabricados sin pernos ni soldadura. En *Memorias del X Congreso de Ingeniería Estructural* (Vol. I). Mérida, Yucatán.

Rioboo, J. M. (1990). A precast prestressed concrete structural system for buildings located in high seismic zones. *PCI Journal*, 35(2), 22-49.

Freyssinet México. *Freyssinet de México - Construcción y reparación de ingeniería civil*. Freyssinet México. Consultado el 4 de junio de 2024, en <https://www.freyssinet.com.mx/>

SEPSA. *Proyectos prefabricados – SEPSA prefabricados de concreto*. Consultado el 4 de junio de 2024, en <https://sepsacv.com.mx/proyectos-prefabricados/>

Kelly, T. E. (2001). *Base isolation of structures: Design guidelines*. Holmes Consulting Group Ltd.

Naeim, F., & Kelly, J. M. (2003). *Design of seismic isolated structures: From theory to practice*. John Wiley.

Kelly, J. M., Eidingen, J. M., & Derham, C. J. (1977). *A practical soft story earthquake isolation system (Report No. UCB/EERC-77/27)*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Mayes, R. L., & Naeim, F. (2001). *Design of structures with seismic isolation* (Cap. 14, pp. 723–756). En F. Naeim (Ed.), *The Seismic Design Handbook* (2nd ed.). Springer.

Martelli, A., Clemente, P., De Stefano, A., Forni, M., & Salvatori, A. (2014). Recent development and application of seismic isolation and energy dissipation and conditions for their correct use. En *Perspectives on European earthquake engineering and seismology* (pp. 449-488). Springer, Cham.

Kelly, J. M. (1988). *Base isolation in Japan, 1988* (Report No. UCB.EERC-88/20). Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.

López-Manzanares, F. V. (2004). El Hotel Imperial de Tokio de Frank Lloyd Wright: Un monumento del siglo XX redivivo. *Loggia*, 16, 20.

Japan Society of Seismic Isolation. (2024). *Seismic isolation structures worldwide*. En *JSSI 30th Anniversary Commemorative Special Issue*. (Investigaciones reportadas en el marco del 30º aniversario de la JSSI).

<https://saas.actibookone.com/content/detail?param=eyJjb250ZW50TnVtIjo0NTEyMDF9&detailFlg=1&pNo=1>

Kondo, A. (2024, March). Research and development activities on seismically isolated buildings. (S. Taiki, Ed.) *JSSI 30th Anniversary Commemorative Special Issue: Seismic isolation structures worldwide*, 1-7.

Pan, P., Ye, L., Shi, W., & Cao, H. (2012). Engineering practice of seismic isolation and energy dissipation structures in China. *Science China Technological Sciences*, 55(11), 3036-3046.

Zhou, F., & Tan, P. (2018). Recent progress and application on seismic isolation energy dissipation and control for structures in China. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 17(1), 19-27.

Taylor, A., & Aiken, I. (2011, March 11). What's happened to seismic isolation of buildings in the U.S.? *Structure*, 10–13.
<http://www.structuremag.org/article.aspx?articleID=>

Makris, N. (2018). Seismic isolation: Early history. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 48(2), 269-283.

Whittaker, D. (2024, March). Current state and challenges of implementing seismic isolation. (S. Taiki, Ed.) *JSSI 30th Anniversary Commemorative Special Issue: Seismic isolation structures worldwide*, 150-157.

Tena-Colunga, A. (2007). State of the art and state of the practice for energy dissipation and seismic isolation of structures in Mexico. In *Proceedings of the 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, Estambul, Turquía, CD-ROM.

Retamales, R., & Boroschek, R. (2024, March). Seismic isolation in Chile. (S. Taiki, Ed.) *JSSI 30th Anniversary Commemorative Special Issue: Seismic isolation structures worldwide*, 136-149.

Jara, M., Jara, J. M., & Casas, J. R. (2006). *Protección sísmica de estructuras con dispositivos de control*. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Michoacán, México.

Robinson, W. H. (1982). Lead-rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10(5), 593-604. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290100505>

Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Serie GeóPolis. Caracas: CAF. <https://scioteca.caf.com/handle/123456789/1213>

Ruiz, S. E., Gómez Flores, F., Mendez Galindo, C., & Teran Gilmore, A. (2023, noviembre). *Nuevas regulaciones para el uso del aislamiento sísmico en la NTC-Sismo del reglamento de construcciones para la Ciudad de México*. En XXIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica: Hacia la Resiliencia Sísmica de México. Guadalajara, Jalisco, México.

Englekirk, R. E. (2003). *Seismic design of reinforced and precast concrete buildings*. John Wiley & Sons, Inc.

Park, R., & Bull, D. K. (1986). *Seismic resistance of frames incorporating precast prestressed concrete beam shells*. PCI Journal, 31 (1), 54-93.

Guerrero, H., Rodríguez, V., Escobar, J. A., Alcocer, S. M., Bennetts, F., & Suarez, M. (2019). *Experimental tests of precast reinforced concrete beam-column connections*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 125, 105743. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105743>

Ma, C., Jiang, H., & Wang, Z. (2019). *Experimental investigation of precast RC interior beam-column-slab joints with grouted spiral-confined lap connection*. Engineering Structures, 196, 109317. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109317>

Lin, Y., Chen, Z., Guan, D., & Guo, Z. (2021). *Experimental study on interior precast concrete beam-column connections with UHPC core shells*. Structures, 32, 1103–1114. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.03.087>

Ma, F., Deng, M., Ma, Y., Lü, H., Yang, Y., & Sun, H. (2020). *Experimental study on interior precast concrete beam–column connections with lap-spliced steel bars in field-cast RPC*. Engineering Structures, 225, 111481. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111481>

Ye, M., Jiang, J., Chen, H. M., Zhou, H. Y., & Song, D. D. (2021). *Seismic behavior of an innovative hybrid beam-column connection for precast concrete structures*. Engineering Structures, 227, 111436. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111436>

Qiao, M., Ma, Y.-X., Fung, T. C., & Tan, K. H. (2024). *Experimental study on exterior precast concrete beam-to-CECFST column joints with wet connections under cyclic loading*. Journal of Building Engineering, 88, 109109. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2024.109109>

Wang, X., Wan, P., Zhu, Z., Wang, K., Cao, D.*, Yang, Y., Yang, D., & Zhang, L. (2024). *Research on seismic performance of new prestressed precast beam-column sleeve concrete frame joints*. Structures, 61, 105954. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.105954>

ASCE/SEI (Structural Engineering Institute). (2016). *Minimum design loads for buildings and other structures* (ASCE/SEI 7-16). American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Comisión Federal de Electricidad (CFE). (2015). Capítulo de diseño por sismo. En *Manual de Diseño de Obras Civiles* (MDOC-CFE 2015).

Gobierno de la Ciudad de México. (2023). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México)*. Publicadas en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México el 4 de diciembre de 2023.

Estrella Torres García

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO PREFABRICADOS DE MEDIANA ALTURA CON AI...

 Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::3117:478772352

Fecha de entrega

6 ago 2025, 7:52 a.m. GMT-6

Fecha de descarga

6 ago 2025, 8:39 a.m. GMT-6

Nombre de archivo

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO PREFABRICADOS DE ME....pdf

Tamaño de archivo

7.9 MB

211 Páginas

47.716 Palabras

256.021 Caracteres

Formato de Declaración de Originalidad y Uso de Inteligencia Artificial

Coordinación General de Estudios de Posgrado
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



A quien corresponda,

Por este medio, quien abajo firma, bajo protesta de decir verdad, declara lo siguiente:

- Que presenta para revisión de originalidad el manuscrito cuyos detalles se especifican abajo.
- Que todas las fuentes consultadas para la elaboración del manuscrito están debidamente identificadas dentro del cuerpo del texto, e incluidas en la lista de referencias.
- Que, en caso de haber usado un sistema de inteligencia artificial, en cualquier etapa del desarrollo de su trabajo, lo ha especificado en la tabla que se encuentra en este documento.
- Que conoce la normativa de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, en particular los Incisos IX y XII del artículo 85, y los artículos 88 y 101 del Estatuto Universitario de la UMSNH, además del transitorio tercero del Reglamento General para los Estudios de Posgrado de la UMSNH.

Datos del manuscrito que se presenta a revisión		
Programa educativo	MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS	
Título del trabajo	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO PREFABRICADOS DE MEDIANA ALTURA CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN ZONAS DE ALTA SISMICIDAD.	
	Nombre	Correo electrónico
Autor/es	ESTRELLA TORRES GARCÍA	1612397c@umich.mx
Director	DRA. BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE	bertha.olmos@umich.mx
Codirector	DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO	jose.jara@umich.mx
Coordinador del programa	DR. GUILLERMO MARTÍNEZ RUIZ	guillermo.martinez@umich.mx

Uso de Inteligencia Artificial		
Rubro	Uso (sí/no)	Descripción
Asistencia en la redacción	SI	APOYO EN LA CORRECCIÓN DE ORTOGRAFÍA Y REDACCIÓN

Formato de Declaración de Originalidad y Uso de Inteligencia Artificial

Coordinación General de Estudios de Posgrado
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



Uso de Inteligencia Artificial		
Rubro	Uso (sí/no)	Descripción
Traducción al español	SI	APOYO EN LA TRADUCCIÓN DE ARTÍCULOS
Traducción a otra lengua		
Revisión y corrección de estilo		
Análisis de datos		
Búsqueda y organización de información		
Formateo de las referencias bibliográficas	SI	APOYO EN LA CORRECCIÓN DE REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS
Generación de contenido multimedia		
Otro		

Datos del solicitante	
Nombre y firma	ESTRELLA TORRES GARCÍA 
Lugar y fecha	MORELIA, MICHOACÁN. A 04 DE AGOSTO DEL 2025