

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



**INFLUENCIA DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO EN
LA RESPUESTA NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE ESQUINA**

Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería Civil
con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

Walter David Chirinos Espinoza

Asesor:

Christian Alberto Asmat Garaycochea


Lima, 2024

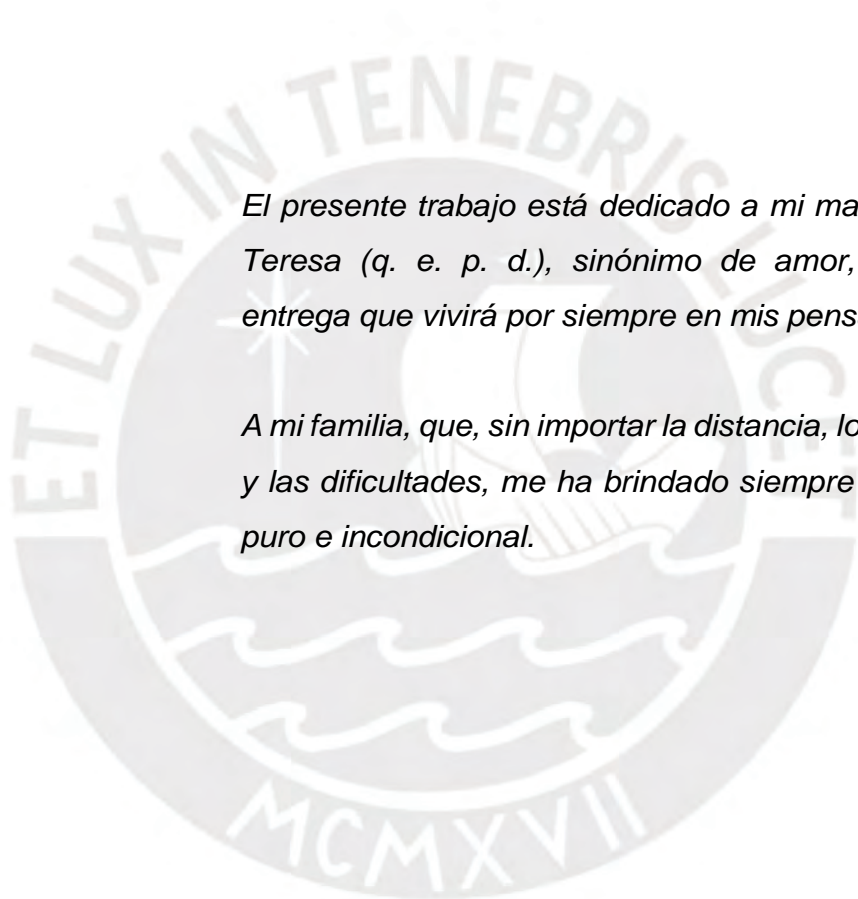
INFORME DE SIMILITUD

Yo, **Christian Alberto Asmat Garaycochea**, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada “**INFLUENCIA DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA RESPUESTA NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE ESQUINA**”, del autor **Walter David Chirinos Espinoza**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 16 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 28/06/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte junto al documento, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 28 de junio del 2024

Apellidos y nombres del asesor: <u>Asmat Garaycochea, Christian Alberto</u>	
DNI: 45650009	Firma: 
ORCID: 0000-0003-3893-4573	



El presente trabajo está dedicado a mi mamá María Teresa (q. e. p. d.), sinónimo de amor, cariño y entrega que vivirá por siempre en mis pensamientos.

A mi familia, que, sin importar la distancia, los tiempos y las dificultades, me ha brindado siempre su apoyo puro e incondicional.

Agradecer con mucho gusto y satisfacción a la Pontificia Universidad Católica del Perú, a mi asesor de tesis Christian Asmat, y a los docentes de la maestría por renovar y fortalecer mi afán de superación profesional.

RESUMEN

La necesidad de investigación en los distintos aspectos del diseño estructural que están basados en análisis no lineales, ha ido incrementando como consecuencia del desarrollo de proyectos que implementan sistemas de protección pasiva, tales como el aislamiento sísmico. Teniendo esto en cuenta, el presente trabajo va a discutir sobre la variación encontrada en las respuestas torsionales y el cambio existente en el comportamiento inelástico de una estructura al incorporar un sistema de aislamiento sísmico. En consecuencia, se ha realizado un marco comparativo indicando las principales respuestas obtenidas en un edificio de esquina, con la particularidad de presentar irregularidad torsional alta y teniendo en consideración propiedades no lineales en sus elementos estructurales. Es así que en el actual proyecto se determinaron los comportamientos inelásticos de ambas configuraciones estructurales, mediante métodos de análisis estáticos no lineales y métodos de análisis dinámicos no lineales de tiempo-historia.

La estructura que está incorporando el sistema de aislamiento es una edificación de vivienda multifamiliar en concreto armado, de doce niveles y ubicada en la ciudad de Lima, Perú. Asimismo, se trabajó con registros sísmicos pertenecientes a Perú y Chile, empleando principalmente la norma peruana E.031 "Aislamiento Sísmico" (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2019) y las consideraciones del código norteamericano ASCE/SEI 7-16 (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2016). De esta manera durante la elaboración del trabajo se examinaron los resultados obtenidos en ambas configuraciones, desde un punto de vista global y estudiándose de forma local a los elementos estructurales. Así, se revisaron de forma adicional en el trabajo los distintos modos de falla, las ductilidades alcanzadas, los niveles de desempeño obtenidos, los desplazamientos máximos, la distribución de fuerzas cortantes y la disipación de energía en las estructuras.

CONTENIDO

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. JUSTIFICACIÓN	4
1.2. OBJETIVOS	4
1.2.1. Objetivo Principal.....	4
1.2.2. Objetivos Específicos	4
1.3. ALCANCES.....	5
1.4. HIPÓTESIS	5
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. MARCO NORMATIVO	6
2.1.1. Normas Peruanas (Reglamento Nacional de Edificaciones).....	6
2.1.2. Códigos y Recomendaciones Norteamericanos	7
2.2. AISLAMIENTO SÍSMICO.....	9
2.3. COMPORTAMIENTO NO LINEAL	11
2.3.1. Conceptos de Capacidad, Demanda y Desempeño	13
2.3.2. Método de Espectro de Capacidad	13
2.4. DESEMPEÑO SÍSMICO	15
2.4.1. Nivel de Desempeño	15
2.4.2. Propuesta del Comité VISION 2000.....	16
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA	17
3.1. MÉTODOS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS LINEALES.....	19
3.1.1. Análisis Estático - Fuerzas Laterales Equivalentes.....	19
3.1.1.1. Desplazamientos laterales mínimos requeridos para el diseño	20
3.1.1.2. Período efectivo correspondiente al desplazamiento máximo	20
3.1.1.3. Desplazamiento lateral total DTM	21
3.1.1.4. Fuerzas mínimas laterales necesarias para el diseño.....	22
3.1.1.5. Distribución de la fuerza verticalmente.....	24
3.1.2. Análisis Dinámicos: Modal Espectral y de Tiempo-Historia	24
3.1.2.1. Análisis modal espectral	25
3.1.2.2. Análisis de historia de respuestas: Tiempo - Historia.....	25
3.1.2.3. Fuerzas laterales y desplazamientos mínimos.....	26
3.1.2.4. Escalamiento de resultados.....	27
3.2. MÉTODOS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS NO LINEALES	27
3.2.1. Método No Lineal Estático por Pushover	27
3.2.2. Método de Espectro de Capacidad	28
3.2.2.1. Descripción del método	28

3.2.2.2.	El Espectro de Capacidad	28
3.2.2.3.	El Espectro de Demanda.....	29
3.2.2.4.	Estimación de la máxima respuesta sísmica.....	31
3.2.3.	Método No Lineal Dinámico – Tiempo - Historia	32
3.3.	COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS.....	32
3.3.1.	Modelos del comportamiento de los materiales	32
3.3.1.1.	Modelos característicos esfuerzo-deformación del acero de refuerzo	33
3.3.1.2.	Modelos característicos esfuerzo-deformación del concreto armado	34
3.3.2.	Diagramas de momento-curvatura de los elementos de concreto armado.....	35
3.3.3.	Rótulas Plásticas	36
CAPÍTULO IV:	ESTUDIO GENERALIZADO DEL CASO.....	38
4.1.	DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN	38
4.2.	CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	39
4.3.	MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	40
CAPÍTULO V:	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA INICIAL CON BASE EMPOTRADA.....	42
5.1.	ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.....	42
5.1.1.	Características de edificación y parámetros sísmicos.....	42
5.1.2.	Verificaciones de deriva, fuerza cortante y determinación de irregularidad	43
5.1.2.1.	Determinación de derivas y fuerzas cortantes	43
5.1.2.2.	Irregularidad torsional por análisis lineal.....	45
5.1.2.3.	Porcentajes de masas participativas y modos de vibración.....	45
5.2.	CRITERIOS DE DISEÑO DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES.....	46
5.2.1.	Materiales y sus propiedades	46
5.2.2.	Secciones determinadas por diseño.....	47
5.2.2.1.	Columnas	47
5.2.2.2.	Vigas principales	47
5.2.2.3.	Muros estructurales.....	48
5.3.	INSERCIÓN DE PROPIEDADES INELÁSTICAS DE MATERIALES.....	49
5.4.	ANÁLISIS PUSHOVER NO LINEAL, ANÁLISIS POR TIEMPO-HISTORIA Y OBTENCIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO.....	52
5.5.	NIVELES DE DESEMPEÑO OBTENIDOS MEDIANTE EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD, E IRREGULARIDAD TORSIONAL.....	55
5.5.1.	Obtención de los niveles de desempeño, Método espectro de capacidad.....	55
5.5.2.	Determinación del ratio de irregularidad torsional	57
CAPÍTULO VI:	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA MODIFICADA CON AISLAMIENTO	58
6.1.	ESTIMACIÓN INICIAL DE RIGIDEZ DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	58

6.1.1.	Deducción de propiedades para el sistema de aislamiento	58
6.2.	DISEÑO Y VERIFICACIÓN DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	60
6.2.1.	Análisis estático	60
6.2.2.	Análisis dinámico modal espectral.....	62
6.2.3.	Análisis dinámico lineal por tiempo-historia y no lineal (FNA).....	64
6.3.	ANÁLISIS PUSHOVER NO LINEAL, ANÁLISIS POR TIEMPO-HISTORIA Y OBTENCIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO.....	71
6.4.	NIVELES DE DESEMPEÑO OBTENIDOS MEDIANTE EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD, E IRREGULARIDAD TORSIONAL.....	73
6.4.1.	Obtención de los niveles de desempeño, Método espectro de capacidad	74
6.4.2.	Irregularidad torsional del edificio con aislamiento	75
CAPÍTULO VII:	REVISIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	77
7.1.	REVISIÓN DE NIVELES DE DESEMPEÑO, SOBRERRESISTENCIAS, DUCTILIDADES Y CORTANTES BASALES	77
7.2.	REVISIÓN DE DERIVAS MÁXIMAS Y LA INFLUENCIA DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO EN LA IRREGULARIDAD TORSIONAL	84
7.3.	ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS MODOS DE FALLA, INFLUENCIA EN LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES Y DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA.....	89
CAPÍTULO VIII:	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	97
REFERENCIAS	101



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Excentricidad torsional en planta, diferencia entre estructura regular e irregular.....	4
Figura 2. Ilustración de la interfaz de aislamiento	9
Figura 3. Ilustración de un aislador sísmico HDR junto a su curva histerética típica	10
Figura 4. Comparativa de curvas de carga-desplazamiento	11
Figura 5. Niveles de desempeño esperados para un determinado nivel de demanda	16
Figura 6. Diagrama de flujo del proyecto de tesis	17
Figura 7. Proceso de transformación de la curva de capacidad al formato ADRS.....	29
Figura 8. Proceso de conversión del espectro elástico reducido al formato ADRS	30
Figura 9. Espectro de capacidad-demanda y determinación de punto de desempeño	31
Figura 10. Comportamiento del acero con un modelo bilineal	33
Figura 11. Comportamiento del acero con un modelo trilineal.....	33
Figura 12. Comportamiento del acero con un modelo con endurecimiento parabólico.....	34
Figura 13. Modelo característico de Hognestad para el concreto no confinado	34
Figura 14. Modelo característico de Kent y Park	35
Figura 15. Modelo trilineal de momento curvatura	36
Figura 16. Modelo simplificado de diagrama momento-curvatura del ASCE 41-13	37
Figura 17. Esquema inicial del edificio- Plano arquitectónico	38
Figura 18. Estructuración inicial del edificio de estudio	40
Figura 19. Modelamiento inicial en ETABS 18- Edificio Convencional.....	41
Figura 20. Deriva inelástica de edificación convencional por análisis dinámico modal espectral	44
Figura 21. Fuerzas cortantes obtenidas del análisis lineal estático y el análisis lineal dinámico para la estructura fija.....	44
Figura 22. Datos de diagramas momento-curvatura y diagramas de interacción.....	50
Figura 23. Asignación de propiedades inelásticas y condiciones de rotulación en modelo de análisis.....	51
Figura 24. Modelo de esfuerzo-deformación del concreto armado ($f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$)	52
Figura 25. Modelo de esfuerzo-deformación del refuerzo de acero ($f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$).....	52
Figura 26. Curvas de capacidad en la dirección X-X – Estructura convencional.....	52
Figura 27. Curvas de capacidad en la dirección Y-Y – Estructura convencional.....	53
Figura 28. Conjunto de acelerogramas utilizados para análisis (Este-Oeste EW)	54
Figura 29. Determinación del punto de desempeño (THNL) en la estructura convencional – Orientación X-X. ...	54
Figura 30. Determinación del punto de desempeño (THNL) en la estructura convencional – Orientación Y-Y.....	55
Figura 31. Determinación del punto de desempeño (MEC) en la estructura convencional – Orientación X-X.	56
Figura 32. Determinación del punto de desempeño (MEC) en la estructura convencional – Orientación Y-Y.	56
Figura 33. Vista de las cargas axiales de servicio actuantes sobre los dispositivos de aislamiento (ton).	59
Figura 34. Desplazamientos dinámicos modales espectrales máximos calculados para la orientación X-X.....	63
Figura 35. Desplazamientos dinámicos modales espectrales máximos calculados para la orientación Y-Y.....	63
Figura 36. Desplazamientos vectoriales en el tiempo del sistema de aislamiento ante el par de registros TH-2. 65	
Figura 37. Desplazamientos por tiempo-historia no lineal para cada par de registros en la dirección X-X.	66
Figura 38. Desplazamientos por tiempo-historia no lineal para cada par de registros en la dirección Y-Y.	66
Figura 39. Derivas máximas calculadas en cada par de registros por tiempo-historia no lineal de la dirección X-X.....	68
Figura 40. Derivas máximas calculadas en cada par de registros por tiempo-historia no lineal de la dirección Y-Y.....	68
Figura 41. Deducción de fuerza lateral de restitución para la orientación X-X del sistema de aislamiento	69
Figura 42. Ubicación de las diferentes clases de aisladores sísmicos en planta.....	70
Figura 43. Curvas de capacidad para la orientación X-X – Estructura aislada.....	71
Figura 44. Curvas de capacidad para la orientación Y-Y – Estructura aislada.....	71
Figura 45. Determinación en el edificio aislado del punto de desempeño (THNL)– Orientación X-X.....	73
Figura 46. Determinación en el edificio aislado del punto de desempeño (THNL)– Orientación Y-Y.	73
Figura 47. Determinación en el edificio aislado del punto de desempeño (MEC)– Orientación X-X.....	74
Figura 48. Determinación en el edificio aislado del punto de desempeño (MEC)– Orientación Y-Y.....	74
Figura 49. Determinación del nivel de desempeño para ambas estructuras– Dirección X-X.	77
Figura 50. Determinación del nivel de desempeño para ambas estructuras– Dirección Y-Y.	78
Figura 51. Números de rótulas plásticas formadas en función del nivel de desempeño alcanzado.....	78
Figura 52. Fuerzas cortantes tras análisis lineales y no lineales en ambos sistemas estructurales – Dirección X-X.....	81
Figura 53. Fuerzas cortantes tras análisis lineales y no lineales en ambos sistemas estructurales – Dirección Y-Y.....	81
Figura 54. Comparación de los niveles de desempeño de ambas estructuras– Orientación X-X.	82
Figura 55. Comparación de los niveles de desempeño de ambas estructuras– Orientación Y-Y.	83
Figura 56. Desplazamientos y derivas máximas por planta para ambos sistemas estructurales.....	85
Figura 57. Ratios de irregularidad determinados por análisis tiempo-historia lineal y no lineal	88
Figura 58. Formación de rótulas plásticas para el análisis del par de registro TH-1 (Arequipa, 2001)	89

Figura 59. Comparación de momentos flectores y fuerzas cortantes tras incluir el sistema de aislamiento – Columnas.	92
Figura 60. Comparación de momentos flectores y fuerzas cortantes tras incluir el sistema de aislamiento – Muros de corte	92
Figura 61. Comparación de momentos flectores y fuerzas cortantes tras incluir el sistema de aislamiento – Vigas.	93
Figura 62. Reducción porcentual promedio de momentos flectores por tipo de elemento estructural	93
Figura 63. Reducción porcentual promedio de fuerzas cortantes por tipo de elemento estructural	93
Figura 64. Energía de histéresis disipada para la estructura convencional y la estructura aislada ante cada par de registro sísmico	95
Figura 65. Distribución de energía total en las estructuras para el valor promedio de los registros sísmicos.....	96



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factor de amortiguamiento de la norma E.031	20
Tabla 2. Factor de modificación del amortiguamiento	31
Tabla 3. Parámetros sísmicos de la estructura convencional.....	42
Tabla 4. Peso de la estructura convencional y relación de peso por unidad de área P/A.....	43
Tabla 5. Derivas máximas obtenidas por análisis lineal en estructura fija	44
Tabla 6. Fuerzas cortantes y factor de escalamiento calculado para el diseño estructural	45
Tabla 7. Irregularidad torsional de la edificación convencional por análisis lineal dinámico modal espectral.....	45
Tabla 8. Modos de vibración – Estructura convencional	46
Tabla 9. Secciones resultantes de diseño – Columnas.....	47
Tabla 10. Secciones resultantes de diseño – Vigas.....	48
Tabla 11. Refuerzo transversal y longitudinal de muros de corte.....	48
Tabla 12. Pares de registros empleados para el análisis por tiempo-historia.....	53
Tabla 13. Desplazamientos máximos e irregularidad torsional por tiempo-historia no lineal – Estructura Convencional	57
Tabla 14. Periodos por modo de vibración del edificio multifamiliar con aislamiento (deducción inicial).....	60
Tabla 15. Ubicación del centro de rigidez del sistema de aislamiento y del centro de masas en la superestructura.....	60
Tabla 16. Modos de vibración y porcentajes de masas participativas del edificio con aislamiento (deducción final)	60
Tabla 17. Parámetros sísmicos iniciales del edificio con aislamiento.....	61
Tabla 18. Distribución vertical de las cargas laterales para análisis estático.....	62
Tabla 19. Desplazamientos máximos y totales del análisis estático	62
Tabla 20. Desplazamientos máximos y totales del análisis dinámico modal espectral.....	64
Tabla 21. Factores de escalamiento en el cortante de diseño de la subestructura por análisis modal espectral. 64	64
Tabla 22. Desplazamientos máximos del análisis tiempo-historia lineal por tipo de aislador empleado	65
Tabla 23. Desplazamientos máximos vectoriales por tiempo-historia no lineal (FNA).....	67
Tabla 24. Comparación de desplazamientos totales vectoriales con desplazamientos límite	68
Tabla 25. Comparación de derivas máximas en superestructura con la deriva límite	69
Tabla 26. Fuerzas de restitución lateral para cada par de registro en ambas direcciones.	69
Tabla 27. Propiedades generales por tipo de dispositivo de aislamiento	70
Tabla 28. Cuadro de características determinadas para el sistema de aislamiento	70
Tabla 29. Cuadro de irregularidades torsionales máximas en superestructura aislada – Sismo de Diseño E.030.	76
Tabla 30. Cuadro de irregularidades torsionales en superestructura aislada – SMC E.031	76
Tabla 31. Variaciones de sobrerresistencias y ductilidades entre ambos sistemas estructurales.....	79
Tabla 32. Ductilidades demandadas y ductilidades disponibles de ambos sistemas estructurales.....	80
Tabla 33. Desplazamientos máximos y fuerzas cortantes basales máximas por tipo de análisis y sollicitación sísmica	80
Tabla 34. Ratios de irregularidad torsional en ambos sistemas – Análisis lineales por tiempo-historia (Sismo diseño E.030 – Sismo diseño E.030)	86
Tabla 35. Ratios de irregularidad torsional en ambos sistemas – Análisis lineales por tiempo-historia (Sismo diseño E.030 – SMC E.031)	86
Tabla 36. Ratios de irregularidad torsional en ambos sistemas (Sismo diseño E.030 - Sismo diseño E.030)	87
Tabla 37. Ratios de irregularidad torsional en ambos sistemas (Sismo diseño E.030 – SMC E.031).....	87
Tabla 38. Reducción de ratios de irregularidad tras inclusión de sistema de aislamiento.....	88
Tabla 39. Cantidad de rótulas plásticas formadas por par de registro - Vigas principales.....	90
Tabla 40. Porcentaje total del número de rótulas plásticas formadas y reducción tras inclusión del sistema de aislamiento – Vigas principales.....	90
Tabla 41. Cantidad de rótulas plásticas formadas y reducción por inclusión de sistema de aislamiento – Columnas.	91
Tabla 42. Cantidad de rótulas plásticas formadas y reducción por inclusión de sistema de aislamiento – Muros de corte	91
Tabla 43. Cuadro resumen de reducción de fuerzas cortantes y momentos flectores en elementos estructurales	94
Tabla 44. Cantidad de energía disipada por histéresis por tipo de elemento estructural en ambas estructuras... 95	95
Tabla 45. Distribución porcentual de energía por histéresis disipada en ambas estructuras.....	95

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

Los constantes avances tecnológicos a nivel mundial en áreas relacionadas a la práctica de la ingeniería civil, en gran medida acompañada por recientes avances en materia de investigación, permite hoy en día un mejor nivel de eficiencia en el ejercicio de la profesión. El empleo de análisis más complejos por software se vuelve común junto con el nuevo referente de profesionales que comienzan a introducirse en el mercado laboral, requiriendo a la par del ejercicio profesional constantes actualizaciones y mayores niveles de capacitación. Esta realidad afecta en mayor o menor medida a cada país alrededor del globo, dependiendo generalmente de aspectos como el nivel de desarrollo económico, la calidad de investigación científica desarrollada, la ubicación geográfica, etc. En el caso de Perú la casi inexistente inversión en materia de investigación, el relativo bajo desarrollo económico y la conciencia social contemporánea, por nombrar tan solo unos aspectos, limitan mucho la eficiencia en la práctica de la ingeniería a pesar del peligro sísmico presente. Esto último por el hecho de ubicarse en una zona de subducción en el cinturón de fuego del Pacífico, siendo en gran parte distribuidas las fuentes sismogénicas entre la costa peruana y la fosa peruano-chilena, presentándose en menor medida en el interior del continente. Es de esta forma que el empleo de análisis más complejos, que a día de hoy son el estándar en países desarrollados, están siendo adaptados en el país lentamente.

Distintas metodologías de análisis han sido desarrolladas para poder obtener resultados más cercanos a la realidad, al afrontar y estimar comportamientos complejos con procedimientos de equivalencia basados en teorías de análisis más generales y económicas. Esto desde el punto de vista de la rama de la ingeniería estructural es traducido como metodologías de análisis lineal que estiman los comportamientos plásticos de los principales elementos de una estructura, mediante procedimientos de equivalencia inelástica. Sin embargo, a día de hoy, estas metodologías han quedado completamente obsoletas frente a metodologías de análisis no lineal que representan el comportamiento plástico de una forma más fiel a la realidad, sin la necesidad de costosos ordenadores y empleando análisis matriciales tradicionales en conjunto con propiedades inelásticas añadidas. De igual manera sucede con análisis por el método de elementos finitos, más precisos y costosos computacionalmente, pero sin tantas limitaciones, asequibles hoy en día e incluso el estándar en países desarrollados. A pesar de lo mencionado, en Perú, la utilización de metodologías actuales está limitada en su uso a estructuras que económicamente y técnicamente permitan su viabilidad,

siendo justificada con la importancia inherente al tipo de edificación, la complejidad de la misma, la ciudad de ubicación, entre otros.

Similarmente existe una limitación económica de mayores proporciones en el empleo de tecnologías que permiten una mejora en el comportamiento de la estructura, por ejemplo, ante eventos sísmicos de alta intensidad. Entre estas tecnologías se tiene a los sistemas de aislamiento sísmico de tipo elastomérico, beneficiando a la estructura al moderar los daños ocasionados por los movimientos sísmicos, pero en la actualidad económicamente inviables para la mayoría de edificaciones construidas en el país. Estos sistemas de aislamiento son sistemas de protección pasiva generalmente colocadas en la base de la estructura, que mitigan el daño notoriamente al desacoplarla del suelo, concentrando gran parte de la energía sísmica en la deformación de los dispositivos elastoméricos que conforman el sistema de aislamiento. Se sabe que los dispositivos de aislamiento sísmico exhiben un comportamiento no lineal, y que, al ser implementados en estructuras con graves problemas de integridad estructural, fuerte irregularidad de algún tipo o de una considerable importancia patrimonial, solucionan el problema al mantener el comportamiento de la estructura dentro de límites elásticos. Esto último es una de las ideas generales que se tiene en cuenta al decidir emplear un sistema de aislamiento sísmico, acompañada en gran medida de la consideración de que los elementos estructurales de la superestructura (estructura que es soportada por el sistema de aislamiento) permanecerán en todo momento dentro del rango elástico. Adicionalmente a esta idealización, usualmente se tiene que la caracterización del comportamiento histerético de los dispositivos de aislamiento sea una curva propuesta bilineal de fuerza-desplazamiento.

Estas consideraciones permiten un rápido diseño del sistema de aislamiento y una veloz verificación de desplazamientos o de fuerzas cortantes, con niveles de precisión en los resultados que varían en mayor o menor medida con respecto del comportamiento real, dependiendo en buena medida de la complejidad estructural. Dicho esto, distintos factores no se toman en cuenta y son subestimados como por ejemplo los efectos de gran amplitud, que se pueden dar durante eventos sísmicos de fuerte intensidad, o la extensa duración de los mismos junto con su implicancia en el desgaste estructural. De igual forma, en una superestructura que presente una geometría compleja, con fuertes problemas de irregularidad estructural y con concentraciones de masas muy variables, se estaría dejando de lado una mejor aproximación del comportamiento estructural al emplear análisis lineales. Adicionalmente, la estructura que incorpora el sistema de aislamiento sísmico no necesariamente será diseñada de una forma optimizada tal que

económicamente pueda ser justificada su implementación, a pesar de que cumpla con todos los requerimientos de verificación de las normas. Generalmente, el procedimiento será el de diseñar convencionalmente la estructura con análisis lineales e incorporar posteriormente el sistema de aislamiento, que sería determinado en base a los resultados del diseño final. En este caso se podría emplear análisis no lineales para explorar una amplia gama de opciones de diseño, evaluando muchas más configuraciones e incluso permitiendo una optimización avanzada del diseño de la superestructura, esto al disponer de más estrategias de mitigación de riesgos, reduciendo la vulnerabilidad estructural y maximizando la eficiencia. Por otro lado, los lineamientos recientemente desarrollados en materia del diseño de estructuras con aislamiento sísmico, establecen que se realice análisis lineales para la verificación de fuerzas y desplazamientos en la superestructura como procedimiento estándar.

El presente trabajo se enfoca en la influencia que sobrelleva la implementación de un sistema de aislamiento sísmico estudiada mediante análisis no lineales, sobre una estructura que presenta una irregularidad estructural importante. Para el actual caso se optó, entre los distintos tipos de irregularidad o problemas que amenazan la integridad estructural, a la irregularidad torsional como particularidad principal. De esta manera se podrán observar las diferencias obtenidas en el análisis no lineal con relación al análisis lineal, principalmente aquellas diferencias que no puedan ser obtenidas con este último y que estudian a mayor profundidad el efecto de esta irregularidad en una estructura aislada. La respuesta torsional de estructuras irregulares bajo excitaciones fuertes de sismos, hace que el diseño sea más complicado en relación a los realizados para estructuras regulares, cuya respuesta fundamental es mayormente traslacional. Esta complejidad se da debido a factores como la distribución no uniforme de masas y rigideces, provocando concentraciones de esfuerzos y deformaciones en ciertas zonas de la estructura, incrementando las probabilidades de ocurrencia de comportamientos no lineales en los materiales de los elementos más afectados. A esto se le suma una mayor importancia de los modos de vibración torsionales, acoplándose parcialmente con otros modos de vibración y resultando en una respuesta a nivel global más compleja. Esta interacción modal múltiple puede traducirse en amplificaciones locales de deformaciones, provocando cambios en la distribución de esfuerzos y deformaciones en la estructura, además de que la transferencia de energía entre modos de vibración es más significativa. Ahora, si bien la magnitud de las fuerzas y el torque generado en una estructura aislada es menor que en la estructura con base fija, las amplificaciones torsionales podrían no ser despreciables y pueden dar lugar a momentos torsores que no se pueden ignorar (Nagarajaiah, Reinhorn & Constantinou, 1993).

Así, dependiendo del nivel de irregularidad torsional, podría tenerse una mayor o menor repercusión en la integridad de la estructura tras un movimiento sísmico de gran intensidad. La Figura 1 muestra a continuación un esquema sencillo de lo que representa la excentricidad torsional característica de un edificio de esquina.

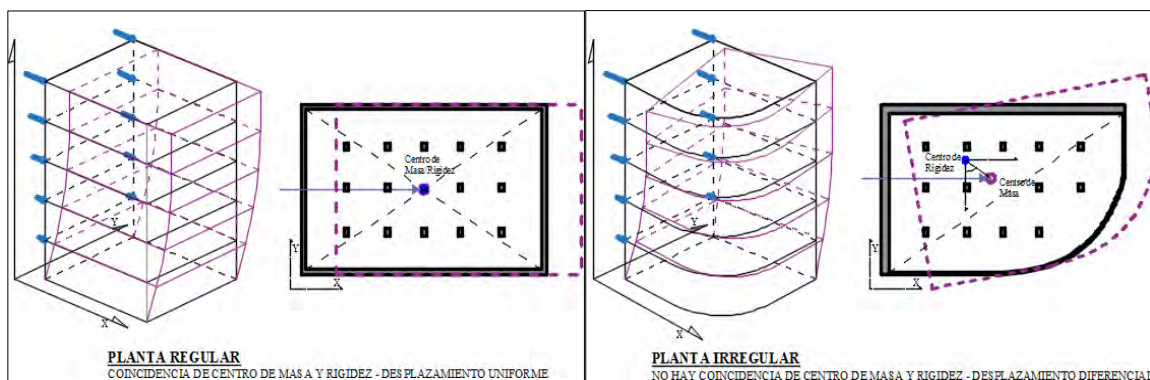


Figura 1. Excentricidad torsional en planta, diferencia entre estructura regular e irregular. Fuente: Elaboración propia.

1.1. JUSTIFICACIÓN

A la fecha no existe suficiente información relevante que estudie diferencias existentes entre el empleo de análisis no lineal y los análisis lineales normalizados de los códigos peruanos, en estructuras con irregularidad torsional y que incorporan además sistemas de aislamiento. Así, la importancia del proyecto radicará en obtener la información que trae consigo este tipo de análisis, y con ello poder realizar un marco comparativo.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Principal:

Contribuir al conocimiento sobre la variación en el comportamiento plástico de una estructura con irregularidad torsional, al incorporar un sistema de aislamiento sísmico.

1.2.2. Objetivos Específicos:

- Efectuar el análisis y el diseño integral de la estructura convencional con base fija.
- Elaborar y asignar propiedades inelásticas al modelo analítico, evaluando la respuesta post fluencia y el desempeño sísmico de la estructura convencional.
- Diseñar el sistema de aislamiento para posteriormente evaluar el comportamiento plástico y el nivel de desempeño logrado por la estructura en conjunto.
- Estudiar el cambio generado en la irregularidad torsional de ambas estructuras.
- Realizar un marco comparativo de los mecanismos de falla, cambios en la ductilidad, niveles de desempeño, disipación de energía y distribución de fuerzas locales para las dos configuraciones estructurales.

1.3. ALCANCES

Se analizó una edificación de vivienda multifamiliar de doce niveles en esquina, en concreto armado con irregularidad torsional extrema y una configuración estructural de muros estructurales, en Lima - Perú. La estructura va a incorporar dispositivos elastoméricos de alto amortiguamiento HDR, empleando para el análisis los programas ETABS 18 (Computers and Structures Inc. [CSI], 2018) y SAP2000 v21 (CSI, 2019). Las verificaciones y el diseño de los elementos estructurales estarán bajo los estándares del Reglamento Nacional de Edificaciones, siguiendo recomendaciones del código americano ACI 318-19 (American Concrete Institute, 2019). Tras esto se agregará al modelo analítico las propiedades constitutivas necesarias para la evaluación estructural en el rango inelástico. Seguidamente se obtendrán conclusiones del comportamiento plástico de la estructura fija junto al nivel de desempeño conseguido de la propuesta VISION 2000 (Structural Engineers Association of California [SEAOC], 1995), apoyándose además en el informe ATC-40 (Applied Technology Council [ATC], 1996). Después se diseñará el sistema de aislamiento bajo la norma E.031 "Aislamiento Sísmico" y las recomendaciones del código ASCE/SEI 7-16, consiguiendo de igual manera conclusiones del nuevo comportamiento tras someterse a los mismos tipos de análisis no lineal. Finalmente, se revisarán los resultados obtenidos de ambas configuraciones y se realizarán marcos comparativos en distintos aspectos del estudio no lineal. Es necesario indicar que, para el propósito de obtener mejores resultados comparativos, se diseñó a la estructura que incorporaría el sistema de aislamiento únicamente con irregularidad del tipo torsional extrema. Por consiguiente, se empleó análisis lineal para la estructura convencional, tal y como se realizaría comúnmente en el país. La evaluación con análisis no lineales se realizó para ambas configuraciones, dejando de lado ciertos aspectos que no se tendrán en cuenta. Entre estos está la interacción suelo-estructura, el método de elementos finitos, el uso de registros sísmicos sintéticos de la zona o procedimientos de investigación sísmológica y geotécnica local, que brinden información muy focalizada o dificulten obtener un marco comparativo que se enfoque en el propósito del trabajo y la generalidad del diseño utilizado en el país.

1.4. HIPÓTESIS

Los resultados finales de irregularidad torsional obtenidos de los análisis lineales y los análisis no lineales difieren significativamente en ambas configuraciones, además, se consigue una idea más profunda y clara de la mejoría en el comportamiento estructural que trae consigo la incorporación de un sistema de aislamiento.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

En este apartado están detalladas las normas empleadas durante la elaboración del proyecto, asimismo se detalla el tipo de dispositivo de aislamiento sísmico utilizado. Se ven también los criterios de no linealidad y de desempeño sísmico considerados para la obtención y discusión de los resultados.

2.1. MARCO NORMATIVO

Para conseguir asegurar el correcto funcionamiento de una edificación o lograr su restauración de una manera eficiente y económica, se siguen lineamientos establecidos en códigos, reglamentos o normas. Para esto es considerado, además, propuestas y recomendaciones extranjeras, específicamente para una aplicación opcional en el diseño estructural. Por consiguiente, los códigos y normas son adoptados como guías o manuales de diseño, siendo empleados también para un cumplimiento obligatorio e interpretados como exigencias mínimas necesarias para el diseño, el mantenimiento o la construcción de las diferentes edificaciones.

Cabe mencionar que el empleo de recomendaciones y propuestas de diseño extranjeras en muchos casos pretenden minimizar aún más el daño estructural y el costo de la construcción, brindando información recopilada de varias investigaciones. A continuación, se detallarán los códigos y recomendaciones sobre los cuáles se basaron los distintos cálculos y análisis realizados en el proyecto.

2.1.1. Normas Peruanas (Reglamento Nacional de Edificaciones)

- **Norma Técnica E.030, “Diseño Sismorresistente” (2018):** La norma se encarga de establecer las condiciones estructurales mínimas que deben tener todas las edificaciones peruanas ante movimientos sísmicos. Esto aplicado al diseño de nuevas edificaciones, así como el reforzamiento de las actuales y a la posterior reparación de aquellas que terminarán siendo dañadas tras un futuro movimiento telúrico. El propósito fundamental de esta norma en el actual trabajo será el de brindar información que esté relacionada al análisis de la estructura, a la validación del predimensionamiento y a la estructuración de la edificación. Para esto se tiene en consideración los parámetros indicados en la norma, tomando en cuenta que el diseño y análisis estarán basados inicialmente en métodos de análisis lineal.

- **Norma Técnica E.060, “Concreto Armado” (2009):** Encargada de fijar los requerimientos y obligaciones mínimas sobre la construcción, el diseño, los materiales y los controles de calidad en edificaciones de concreto armado.

Capítulo 21: Este contiene disposiciones específicas del diseño estructural de los elementos de concreto armado resistentes a fuerzas sísmicas, es decir, que constituyen parte del sistema sismorresistente a fuerzas laterales de la estructura.

El diseño se basará en la capacidad actual del acero de refuerzo para segmentos del elemento estructural donde se espera la fluencia, esto como resultado de la respuesta sísmica inelástica en la edificación, asegurando de esta manera una falla de tipo dúctil en el elemento estructural.

- **Norma técnica E.031, “Aislamiento Sísmico” (2019):** Esta norma instituye las exigencias mínimas de diseño de estructuras que emplean sistemas de aislamiento sísmico, además, de las disposiciones con las que deberán contar los ensayos de los dispositivos de aislamiento, obligatorios para validar el desempeño de estos.

Capítulos IV y V: Son establecidos aquí los procedimientos de selección del tipo de análisis que se empleará para los distintos tipos de estructuras aisladas. Así, en función de sus características, determinar el tipo de análisis correspondiente.

Anexos I y II: Aquí se tienen los diferentes factores de modificación empleados sobre las propiedades de los dispositivos de aislamiento, utilizados en las comprobaciones del diseño. Adicionalmente se tienen las verificaciones de estabilidad de los aisladores sísmicos, siendo determinados también los rangos de diseño en función de la clase y las condiciones a las que van a estar expuestos los dispositivos. Se presentan también las verificaciones por carga axial y deformaciones por corte de los aisladores.

2.1.2. Códigos y Recomendaciones Norteamericanos

- **ASCE/SEI 7-16, “Cargas Mínimas de Diseño para Edificaciones y Otras Estructuras” (2017):** Este estándar norteamericano provee los niveles de riesgo, las cargas mínimas, los objetivos de desempeño y el criterio asociado a estos, ya sea para edificios y otros tipos de edificaciones junto con sus elementos no estructurales.

Capítulos 11 y 12: Presentan los criterios de diseño y construcción que deben ser considerados para las estructuras bajo efectos sísmicos considerables, tomando en cuenta la energía post-fluencia disipada en la estructura. Además, se tienen los procedimientos de diseño y cálculo de la estructura para los componentes principales.

Capítulo 17: Determina los desplazamientos de diseño del aislador, las fuerzas de corte para el diseño estructural y otras consideraciones para edificios con aislamiento sísmico. En vez de dar disposiciones para cada tipo de dispositivo, éste contiene disposiciones

generales de diseño para un amplio rango de sistemas de aislamiento, establecidos para trabajar con el sismo máximo considerado.

- **ACI 318-19, “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural” (2019):**

Este código provee los requerimientos mínimos necesarios para la construcción, las propiedades de los materiales, el diseño y la evaluación de la resistencia en edificios de concreto armado. La ACI 318 en la versión del 2019, presenta cambios como la adición del concreto lanzado, requisitos sísmicos y disposiciones para cimentaciones profundas, análisis no lineales para diseño sísmico, movimientos sísmicos verticales, modificaciones a las ecuaciones de diseño por cortante y longitud de desarrollo.

- **ATC-40, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” (1996):**

La norma se emplea en evaluaciones sísmicas del desempeño y diseños de restauración de estructuras existentes de concreto, aplicado al sistema estructural entero y a sus elementos. La metodología está basada en el desempeño sísmico, definiendo niveles deseados de desempeño cuando el edificio está sujeto a niveles específicos de movimiento sísmico. Al mismo tiempo, esta norma brinda una metodología más realista, generalmente conservadora y aproximada de las deformaciones reales en la edificación, resultando una herramienta confiable para la verificación de diseños propuestos.

Capítulo 3: Se especifican los objetivos del desempeño como los comportamientos sísmicos esperados para los distintos tipos de edificios, describiendo estos objetivos al designar el estado máximo de daño permitido, denominados niveles de desempeño). Se define aquí también los niveles de desempeño alcanzados en sistemas tanto estructurales como no estructurales.

Capítulo 4: Se introducen los conceptos de riesgo sísmico, otorgando guías para la cuantificación del riesgo en un lugar especificado ante un movimiento sísmico. También provee de información acerca de los niveles de terremotos empleados para definir los movimientos del suelo.

Capítulo 8: Este capítulo presenta los procedimientos analíticos necesarios para las evaluaciones del desempeño de las estructuras, haciendo énfasis en el uso de procesos no lineales estáticos, enfocándose en el Método de Espectro de Capacidad.

- **FEMA P-1050-1/2015, “NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures” (2015):**

Estas recomendaciones norteamericanas presentan los requisitos mínimos necesarios en la construcción y el diseño de estructuras nuevas. Está basado en extensos resultados y descubrimientos dados por proyectos de investigación, estudios, universidades e investigaciones post-sismo. Tomando en cuenta los capítulos 11-23 del estándar ASCE/SEI 7-10, se realizan modificaciones y adiciones al código para que sean considerados y posteriormente sean adoptados en la siguiente edición del ASCE/SEI 7.

- **VISION 2000, “Performance Based Seismic Engineering of Buildings” (1995):** El propósito general de estas recomendaciones es el de poder aplicar conceptos de ingeniería sísmica que esté basada en el desempeño, empleando distintos estándares y guías de diseño.

2.2. AISLAMIENTO SÍSMICO

El aislamiento sísmico tiene como a uno de sus enfoques principales el separar a la estructura del suelo, para que de esta manera se reduzca la transferencia directa de fuerzas sísmicas a la superestructura y se concentren en gran medida en el sistema de aislamiento. Hoy en día hay varias clases de dispositivos de aislamiento, comúnmente siendo utilizados los aisladores elastoméricos, esto último debido a la gran cantidad de información que se tiene de ensayos y de su empleo en la práctica. Los aisladores elastoméricos, estudiados décadas atrás y siendo los primeros tipos en ser empleados, tienen como característica representativa la flexibilidad lateral que presentan junto con su capacidad inherente de disipación de la energía. Estos trabajan bajo el principio de separar mediante dispositivos flexibles un elemento rígido de masa considerable del terreno, como se puede observar en el esquema de la Figura 2.

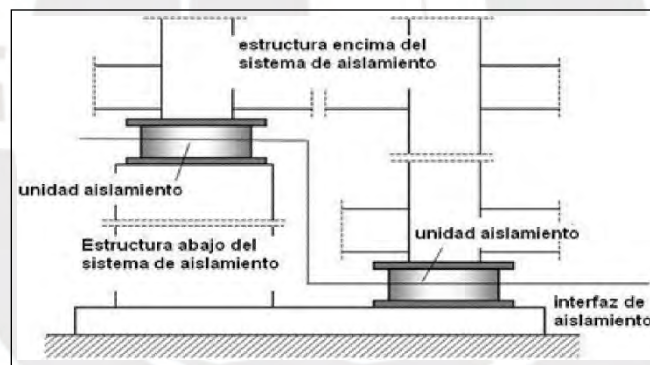


Figura 2. Ilustración de la interfaz de aislamiento. Fuente: Falla, 2017.

Estos dispositivos serán los encargados de tomar la mayor parte de las fuerzas destinadas originalmente a la edificación, al ser deformados horizontalmente por corte y disipando en estos procedimientos la energía sísmica proveniente del suelo. La flexibilidad con la que cuenta el sistema de aislamiento incrementará el periodo fundamental del edificio original, desarrollando la interfaz de aislamiento grandes desplazamientos. Además, emplear dispositivos elastoméricos resulta conveniente con respecto de otros tipos de aislamiento al ser fabricados con poca dificultad, de manera relativamente rápida y a medida para cada estructura. Dentro de estos dispositivos es posible añadirles un núcleo, acomodando un cilindro de plomo firmemente en una abertura al centro del dispositivo. Este proceso servirá para incrementar inicialmente el amortiguamiento del dispositivo junto a su capacidad de carga axial. También se puede

aumentar la rigidez horizontal del dispositivo modificando el módulo de rigidez a corte del caucho, sin tener la necesidad de añadir un núcleo al incrementarse químicamente sus propiedades. Esto último se da en dispositivos compuestos de capas delgadas de caucho de alto amortiguamiento, alternado mediante láminas delgadas de acero y denominados HDR (High Damping Rubber), presentado con mayor detalle en la Figura 3. Estos dispositivos tienen una rigidez horizontal dependiente del módulo de corte del material de caucho, generalmente incrementado al añadir resinas, carbón extra fino y aceites que eliminan la necesidad de elementos de amortiguamiento suplementario.

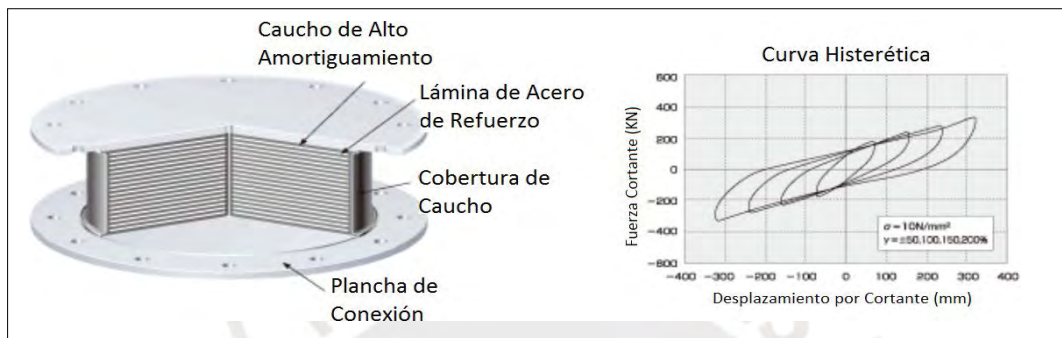


Figura 3. Ilustración de un aislador sísmico HDR junto a su curva histerética típica. Fuente: Bridgestone, 2013.

Se procura mantener además una rigidez vertical de valor cientos de veces el de la rigidez horizontal a través de placas de acero, ayudando a mantener las deformaciones axiales del dispositivo y el pandeo de las capas de caucho al mínimo. Al ocurrir deformaciones excesivas en el dispositivo, se desarrollan procesos de cristalización internas en el material de caucho, aumentando propiedades como el módulo de corte y por ende la cantidad de energía disipada. Asimismo, es posible modelar de manera muy aproximada la respuesta del dispositivo, tomando en cuenta que su comportamiento es viscoelástico, es decir, un punto intermedio entre el comportamiento elasto-plástico con endurecimiento por deformación y el comportamiento viscoso lineal. De lo mencionado con anterioridad, se puede destacar también que el aislamiento sísmico reduce las fuerzas sísmicas sobre la superestructura al incrementarse el periodo de vibración, debido a las menores amplificaciones de las aceleraciones provenientes del terreno. Esto generalmente se cumplirá si el terreno sobre el que se sitúa la estructura tiene una frecuencia de vibración alta, en caso contrario, al incrementarse el periodo de vibración podrían llegar a darse efectos de resonancia por coincidencia de frecuencias.

Dicho esto, las estructuras de gran altura, por ejemplo, al tener periodos altos de vibración, no se beneficiarían tanto de esta reducción de fuerzas sísmicas debido a que un incremento adicional del periodo, en este punto, no representaría una reducción significativa de la amplificación sísmica sobre la estructura. Cabe recalcar que lo indicado aquí se aplica de igual manera para suelos con rigideces medias a altas, mas

no en suelos blandos. Adicionalmente, otra consideración en el cálculo y el diseño de los sistemas de aislamiento sísmico es el de asegurar que éste se verifique ante cargas de distinta índole, como por ejemplo cargas laterales de viento. Esto con la finalidad de limitar desplazamientos y efectos de vibraciones indeseados. Para esto se recomienda limitar las cargas de viento a un 10% del peso de servicio, caso contrario el empleo del sistema de aislamiento dejará de ser recomendable (Mayes & Naeim, 2001).

2.3. COMPORTAMIENTO NO LINEAL

Una limitación encontrada en el diseño tradicional de edificaciones sismorresistentes es el de estar basado solamente en métodos de análisis lineal, ya que se espera que esta metodología otorgue resultados fiables al no considerar directamente las propiedades inelásticas de los elementos estructurales. Por este motivo, la metodología de análisis utilizada actualmente debería de realizarse bajo condiciones de deformación plástica, actualizando así el análisis tradicional. Esta metodología toma en cuenta la degradación de la rigidez en el tiempo, la resistencia final de los elementos, e incluso permite hacer un seguimiento de la sucesión de formación de rótulas plásticas. La Figura 4 muestra una comparativa de comportamientos no lineales con distintas consideraciones:

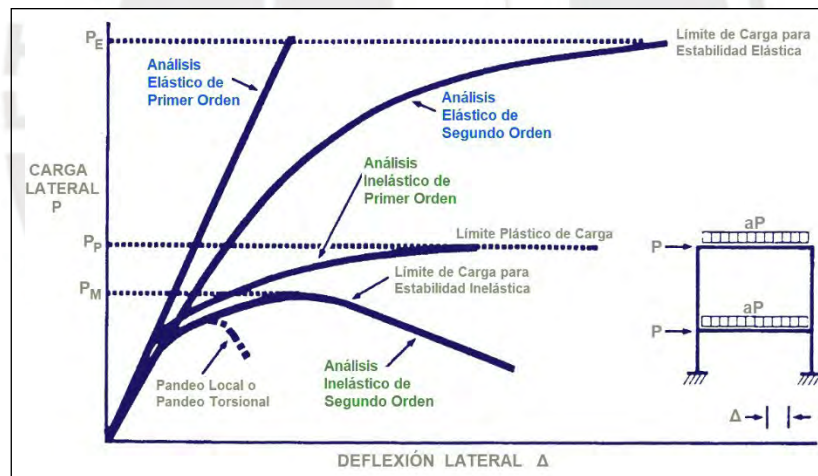


Figura 4. Comparativa de curvas de carga-desplazamiento. Fuente: Nethercot, 2000.

De forma alternativa a lo mencionado anteriormente, es posible asegurar una mejor respuesta ante sismos de gran intensidad al elaborarse un método de análisis que pueda aproximar con metodología sencilla la complejidad del comportamiento inelástico de una estructura. Se puede considerar así que, dentro de las simplificaciones existentes en el procedimiento de diseño de las estructuras sismorresistentes, independientemente del material de construcción o configuración de la estructura, se encuentren los coeficientes de reducción sísmica R . Estos coeficientes se emplean sobre la estimación de la respuesta en una estructura a las fuerzas sísmicas, obtenidos en función del tipo de configuración estructural y el tipo de irregularidad. Aplicar este

coeficiente de reducción tiene como objetivo ajustar el espectro elástico para tener en consideración la capacidad de disipación de la energía y deformación plástica de la edificación, proporcionando una representación más cercana de la realidad. El resultado de esto es denominado espectro de diseño, utilizado en la realización del diseño estructural y las distintas verificaciones requeridas por norma al calcular las fuerzas sísmicas que deben resistir durante un terremoto, controlando así además el comportamiento estructural. De esta forma, proyectar estructuras mediante análisis lineales como herramientas para realizar cálculos sobre edificaciones que tienen comportamientos plásticos, puede ser posible mediante la formulación de estos coeficientes de reducción (Veletsos & Newmark, 1960). Esta metodología sería reemplazada por unas más complejas y precisas, generalmente empleando análisis no lineales estáticos por metodología pushover y dinámicos no lineales de tiempo-historia.

El análisis estático no lineal tiene como primera etapa de cálculo el análisis por cargas gravitacionales que actúan sobre la estructura, produciendo inicialmente las deformaciones bajo estos efectos para posteriormente deformar a la estructura paso a paso por cargas laterales incrementales. Cada paso se realizará para cada dirección de análisis hasta la formación de las rótulas plásticas. Tras cada paso se presentará una redistribución de rigideces en toda la estructura, incrementando en cada ciclo las cargas laterales y comenzando de esta manera un nuevo análisis, ciclo que continuará hasta que la estructura presente un mecanismo de colapso general. Para esto se pueden considerar adicionalmente los efectos no lineales geométricos de la estructura (efectos P-Delta), además de la no linealidad del material ya considerada. Así, al finalizar se obtendrán gráficos con las curvas de capacidad de la estructura, mostrando en ellas las relaciones que tendría el cortante basal con el máximo desplazamiento del último piso.

Por otra parte, el análisis dinámico no lineal (ADNL), un análisis más completo en cuanto a comportamiento de la estructura en el tiempo se refiere, calculará las respuestas máximas que tendrá la estructura tras aplicarse un conjunto de registros sísmicos en ella. Estas historias en el tiempo (acelerogramas) al ser introducidas en las ecuaciones de equilibrio de la edificación, harán que la matriz de rigidez general vaya actualizándose a lo largo del tiempo y conforme ocurren variaciones en el amortiguamiento. Este cambio estará relacionado al comportamiento histerético de la edificación y los sistemas de protección sísmica que ésta pudiera incluir. (Álvarez, Vázquez & Cordero, 2018). Con esto en consideración, la capacidad que tenga una estructura para resistir ciertas demandas sísmicas, como también la compatibilidad que tenga con los objetivos de diseño, definirá el desempeño de una edificación.

2.3.1. Conceptos de Capacidad, Demanda y Desempeño

Capacidad: Es la cantidad de deformación que pueden otorgar en conjunto los elementos estructurales y no estructurales hasta el momento del colapso, dependientes en gran medida de la resistencia que posean. El calcular la capacidad después del límite elástico de una estructura va a requerir de procedimientos no lineales de análisis, tales como el pushover. Esta capacidad se representa mediante una curva, siendo conveniente graficarla tras el rastreo del cortante basal de la estructura con respecto del desplazamiento del techo. Para realizar la gráfica de la curva generalmente se considera el primer modo de vibración de la edificación, debido a que el efecto de los posteriores modos no tiene tanta relevancia en la respuesta de la estructura. Es aplicado esto último para estructuras con periodos menores a 1s y con una baja participación de los demás modos de vibración, caso contrario se deberá de considerar modos adicionales.

Demanda: Es la respuesta estructural ante cargas de distinta índole, generalmente empleando el desplazamiento, las deformaciones o las fuerzas máximas como referentes principales ante cargas sísmicas. Por consiguiente, la demanda sísmica podría ser expresada en términos de desplazamiento máximo que alcanzaría con respecto a una determinada aceleración de respuesta máxima, la cual depende de la frecuencia y el amortiguamiento de la edificación. Además, se pueden formar múltiples espectros para un rango de desplazamientos y para cada variación de amortiguamiento.

Desempeño: Para poder estudiar el desempeño de una estructura es fundamental determinar la curva de capacidad y también definir el desplazamiento de demanda, de esta forma el desempeño será un indicador del daño producido en función de una determinada demanda sísmica. Así, el desempeño sísmico es determinado de acuerdo a los daños producidos en los elementos no estructurales y estructurales, tras realizarse una evaluación en función de los límites tolerables del diseño objetivo.

2.3.2. Método de Espectro de Capacidad

El método está establecido por una representación cercana de las propiedades globales inelásticas de una estructura, lograda tras reemplazar al sistema no lineal por uno lineal que sea equivalente, para ello identificando los modos de vibración característicos y evaluando la capacidad de la estructura para poder resistir cargas sísmicas (ATC, 1996). Estos procedimientos extienden su aplicación a estructuras que presentan comportamientos no lineales mediante la consideración de sus propiedades efectivas lineales, obteniendo de esta manera una representación más aproximada del

comportamiento plástico. Se puede diferenciar este método con respecto de los análisis lineales normalizados, muy limitados al emplear de manera directa las propiedades elásticas de los componentes, en que éste trabaja considerando la degradación de la rigidez estructural y la variación del amortiguamiento.

Con lo indicado anteriormente se puede describir el método del espectro de capacidad como una metodología utilizada para estudiar la capacidad resistente de una edificación ante un movimiento telúrico. Más específicamente, el método del espectro de capacidad estará basado en la comparación del espectro de capacidad con el espectro de demanda, considerando al punto de intersección de ambas gráficas como el desplazamiento máximo que alcanzaría la estructura ante un sismo de esa intensidad específica. En este contexto, el método emplea un espectro de aceleraciones como representación de las demandas sísmicas en la estructura, además de emplear un espectro de capacidad, siendo este último una curva expresada en aceleraciones que muestra la capacidad estructural frente a un amplio rango de demandas sísmicas.

Asimismo, el espectro de capacidad se calcula como una forma derivada de la curva de capacidad, obtenida por la metodología pushover. Esta curva de capacidad es representada como el cortante obtenido en la base con respecto del desplazamiento máximo en la última planta de la estructura, definida mediante análisis estáticos incrementales no lineales en un modelo estructural. Este cortante se calcula para múltiples estados incrementales de carga lateral, de esta manera, la curva de capacidad está formada por un conjunto de segmentos rectos con una pendiente cada vez menos pronunciada. Lo mencionado aquí se debe al decremento de la rigidez estructural y a la cedencia de los componentes debido al incremento paulatino de los daños.

En contraste, se emplea el espectro elástico de diseño con un amortiguamiento del 5% para definir el espectro de demanda inicial, variando éste en función de la degradación de la integridad estructural en el rango inelástico con la alteración del valor del amortiguamiento. Esto junto con la curva de capacidad obtenida son transformadas a un formato de aceleración espectral ADRS. Este formato tiene a la aceleración espectral S_a en función de los desplazamientos espectrales S_d que se van a dar en la estructura. Así, el espectro de demanda será una gráfica variable de las aceleraciones sísmicas máximas en función de un desplazamiento alcanzado, para cada periodo de vibración y dependiente además del amortiguamiento existente en la estructura en cada etapa del desplazamiento. Este espectro de demanda modificado en conjunto con el espectro de capacidad hallado, se emplean para determinar el desempeño sísmico de la estructura.

2.4. DESEMPEÑO SÍSMICO

La noción de desempeño sísmico como una alternativa admisible de evaluación orientada al diseño sismorresistente, propone una serie de niveles de daño establecidos en función de la frecuencia y de las consecuencias que tienen los sismos sobre la población. La aceptación de estos niveles de daño conllevará a que los criterios de demanda estructural estén señalados en términos de niveles de desempeño deseados. Entre estos términos se encuentran los niveles mencionados por la propuesta del ATC-40 y las recomendaciones dadas en el comité VISION 2000.

Con esto en cuenta, se puede afirmar que el diseño basado en este desempeño es un conjunto de criterios de evaluación, necesarios para desarrollar un dimensionamiento detallado de los principales elementos no estructurales y estructurales. Este diseño se realiza de forma tal que la integridad estructural de la edificación no se vea afectada más allá de los límites de confiabilidad establecidos. De esta manera, los objetivos de desempeño para el diseño estructural conciernen a formas de expresión que relacionarían un determinado nivel de movimiento sísmico con los niveles de desempeño esperados en una edificación. Así, su selección se requiere de factores relacionados a la importancia que tenga la edificación (p. ej., un centro de salud o una fuente de patrimonio cultural e histórico), su nivel de ocupación, costos por interrupción de actividades e importancia económica (Bertero, 2019).

2.4.1. Nivel de Desempeño

Los niveles de desempeño representan condiciones de límite máximo establecidos de acuerdo a los aspectos previamente mencionados, teniendo como aspecto fundamental a los daños físicos de los elementos no estructurales y estructurales. Se considera también el peligro que recae sobre los ocupantes de una edificación al verse alterada su integridad estructural, de igual manera a la funcionalidad que tenga ésta después de un movimiento sísmico (Safina, 2003). Los daños físicos se pueden traducir en la degradación de la rigidez de los elementos que componen una edificación y en la extensión que tiene el deterioro producido sobre ésta. Por lo que, para el diseño y evaluación estructural, se suele dividir la forma de expresión de los niveles de desempeño bajo términos técnicos (p. ej., el incremento de la degradación de los componentes no estructurales y estructurales) y términos cualitativos de importancia pública (impacto que se tenga en los usuarios, ocupantes, etc.) (SEAOC, 1995). Teniendo esto último en cuenta, el desempeño esperado en la estructura definirá los requisitos mínimos necesarios relacionados al desempeño sísmico para cada uno de

los distintos niveles de amenaza sísmica, dependiente a su vez de la categoría de la edificación. La Figura 5 muestra los niveles de desempeño esperados en base a la importancia de la estructura y relacionados con niveles específicos de demanda sísmica:

		COMPLETAMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	RESGUARDO DE LA VIDA	CERCA DEL COLAPSO
NIVEL DE DEMANDA	Sismo Frecuente (69% prob. exced. / 50 años) Tr = 43 años	Común			
	Sismo Ocasional (50% prob. exced. / 50 años) Tr = 72 años	Esencial	Común		
	Sismo Raro (10% prob. exced. / 50 años) Tr = 475 años	Crítico	Esencial	Común	
	Sismo Muy Raro (5% prob. exced. / 50 años) Tr = 970 años	Crítico	Crítico	Esencial	Común

Figura 5. Niveles de desempeño esperados para un determinado nivel de demanda. Fuente: SEAOC, 1995.

2.4.2. Propuesta del Comité VISION 2000

Entre las distintas propuestas de diseño estructural basado en el desempeño sísmico, se ha considerado en este trabajo solamente a las proporcionadas por el comité VISION 2000, siendo identificados cuatro niveles distintos detallados a continuación.

- **Completamente Operacional:** En este nivel no ocurren daños ni se requieren de reparaciones, las consecuencias sobre los ocupantes son despreciables y los servicios del edificio están completamente disponibles y funcionales.
- **Operacional:** Los daños son moderados en los componentes no estructurales (requiriendo reparaciones menores) y ligeros en algunos elementos estructurales. Sus consecuencias son limitadas y no llegan a comprometer la seguridad de la estructura, cumpliendo sus funciones y disponibilidad con normalidad tras el sismo.
- **Resguardo de la Vida:** El daño en componentes estructurales es moderado (puede requerir reparaciones fuertes), comprometiendo el contenido del edificio al degradarse la capacidad resistente inicial y su rigidez lateral. Se interrumpen los servicios principales de la estructura quedando algunas de ellas fuera de servicio.
- **Cerca del Colapso:** La degradación de la capacidad resistente y rigidez pone en riesgo la estabilidad estructural, llevándola a un inminente colapso. Esto hará que sea insegura para sus ocupantes, además, de interrumpir los servicios de la edificación casi por completo. Las vías de escape se verán perturbadas y las reparaciones en la edificación serán múltiples, resultando nada factibles tanto técnicamente como económicamente.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

Primeramente, se realizó el predimensionamiento y estructuración del edificio de esquina en base a los parámetros y condiciones indicados en los planos de arquitectura, y posteriormente se elaboró el modelo analítico haciendo uso del software ETABS 18, considerando inicialmente a la estructura como empotrada a la cimentación. La Figura 6 mostrada a continuación resume la metodología aplicada en el proyecto:

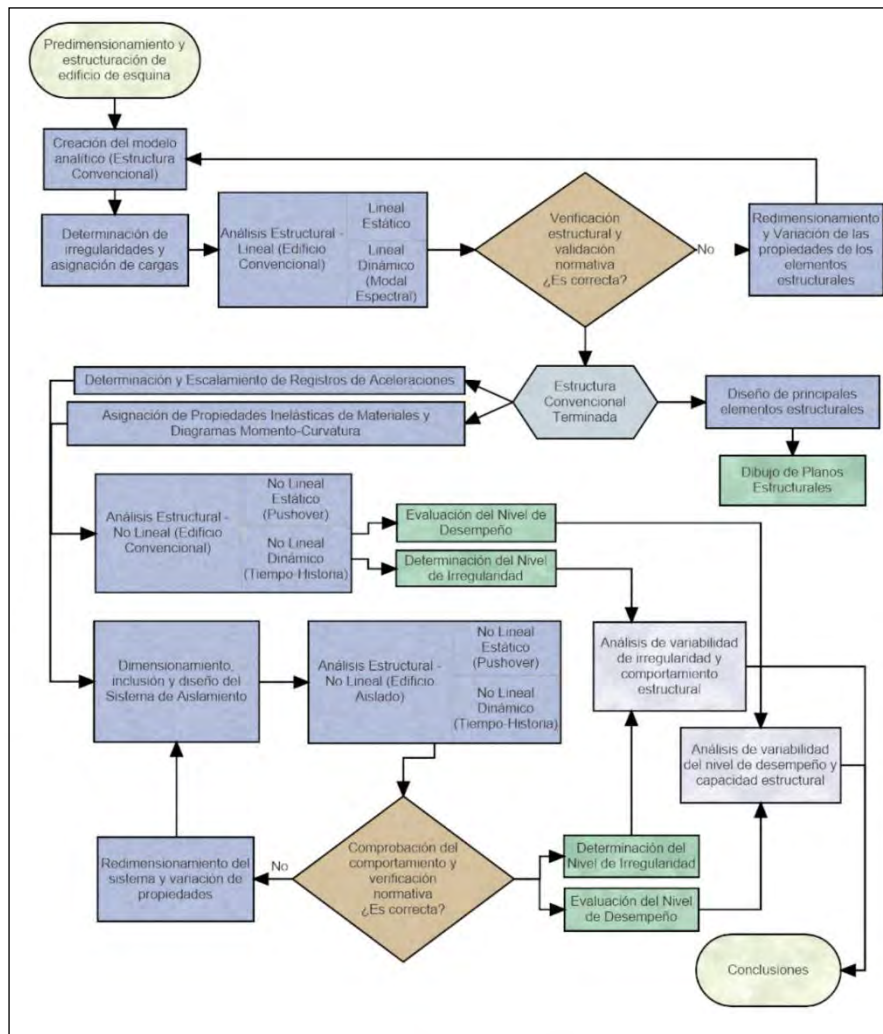


Figura 6. Diagrama de flujo del proyecto de tesis. Fuente: Elaboración propia.

Seguidamente se analizó a la edificación de forma tradicional, mediante análisis estático lineal y análisis dinámico modal espectral. Esto fue realizado de manera tal que la validación de los requisitos de regularidad, rigidez de la estructura y la determinación de la distorsión admisible cumpla con lo que está especificado en el reglamento nacional de edificaciones. Estos análisis se realizaron bajo las normas peruanas de concreto armado E.060 (MVCS, 2009), diseño sismorresistente E.030 (MVCS, 2018) y de cargas E.020 (MVCS, 2006). Una vez realizado el análisis y el diseño de la edificación, se

asignaron propiedades inelásticas en la herramienta computacional, ingresando primeramente diagramas idealizados de los modelos constitutivos del concreto armado y del acero de refuerzo. Posteriormente se añadieron diagramas de momento-curvatura de las secciones principales, siendo ingresados manualmente en el mismo programa.

Para conseguir la curva de capacidad de la estructura, se empleó la metodología pushover. Así se iría incrementando las cargas sísmicas para cada dirección distribuidas como fuerzas horizontales en cada nivel, hasta que las secciones más críticas incursionen en el rango inelástico y se llegue a la rotura de los elementos principales mediante una continua formación de mecanismos. Después de esto se sometió al modelo de la estructura a siete pares de registros sísmicos reales provenientes de Perú y Chile, con la intención de conocer las historias de respuesta en el tiempo y la formación de mecanismos en cada uno de los instantes del registro. Los sismos empleados fueron superficiales interplaca de alta intensidad, ubicados en la zona de subducción de la placa Sudamericana con la placa de Nazca, entre la fosa de Perú-Chile y la costa, con grados superiores a 7,9 en la escala de magnitud de momento M_w y con un rango de profundidad de foco que va desde los 20 km hasta los 40 km. Los registros de aceleraciones de estos sismos fueron previamente corregidos y escalados al espectro de diseño establecido en la norma E.030 con el programa SeismoMatch v.1.3.0. (Seismosoft, 2012), que utiliza para el escalamiento un ajuste espectral en el dominio del tiempo mediante el uso de ondas denominadas wavelets. Además, este análisis no lineal dinámico tiempo-historia fue empleado también para determinar los máximos desplazamientos laterales y las fuerzas cortantes basales de cada dirección de análisis.

Se utilizó de esta forma específicamente para análisis no lineales el software SAP2000 v.21, siendo también utilizado en la estructura con aislamiento. De los resultados obtenidos con los procedimientos anteriormente descritos, se evaluaron los niveles de desempeño del edificio para cada dirección de análisis, superponiendo los datos de cortante basal y desplazamientos máximos obtenidos del análisis no lineal tiempo-historia sobre las curvas de capacidad (Asmat, 2016). Cabe indicar que adicionalmente se determinaron los niveles de desempeño mediante el método de espectro de capacidad, posterior a la obtención de las curvas de capacidad de la estructura.

La estructura aislada empleó dispositivos de aislamiento elastomérico de alto amortiguamiento HDR. Asimismo, este sistema de aislamiento fue diseñado en conformidad con los resultados extraídos de los análisis previos, con la caracterización necesaria para estimar el comportamiento no lineal mecánico de los dispositivos de

aislamiento (Naeim & Kelly, 1999), (Kelly, 2001). Luego se evaluaron los resultados obtenidos tras realizarse análisis no lineales una vez más sobre la estructura, teniendo en cuenta esta vez la incorporación del sistema de aislamiento. De esta manera se determinaron los desplazamientos máximos ante los procedimientos de diseño por sismo de la norma E.030 y ante los procedimientos de diseño descritos en la norma E.031. Cabe destacar que se denominará en el documento de tesis a partir de ahora al sismo que genera una aceleración máxima con un 10% de probabilidad de ser superada en 50 años como sismo de diseño, denominando de igual manera como sismo máximo considerado al sismo que tiene una aceleración máxima con un 2% de probabilidad de ser excedida en 50 años. Este último está establecido en connotación con lo indicado en la norma peruana E.031 y bajo las recomendaciones dadas en los códigos norteamericanos ASCE/SEI 7-16 y FEMA P-1050-1 (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2015). Una vez diseñados los dispositivos de aislamiento y calculados los desplazamientos máximos totales de la estructura, tras tomar como referencia los lineamientos descritos por Villagómez (2015), se determinaron las diferencias existentes entre las irregularidades torsionales de ambas configuraciones estructurales. Se relacionaron estos valores para conocer el nivel de variabilidad obtenido y examinar así la influencia generada por la inclusión del sistema de aislamiento. Finalmente se dieron a conocer las distintas capacidades de ductilidad, los mecanismos de falla, la influencia sobre los componentes estructurales, los diferidos niveles de desempeño y la distribución de la energía sísmica. De este modo se realizó un contraste de las diferencias destacables entre ambas estructuras, siendo determinadas a partir de ellas las conclusiones finales de la investigación.

3.1. MÉTODOS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS LINEALES

Los métodos de análisis presentados a continuación están orientados al diseño del sistema de aislamiento y a la posterior verificación de la estructura que lo incorpora, extraídos y resumidos de la reciente norma peruana E.031 y del código ASCE 7-16.

3.1.1. Análisis Estático - Fuerzas Laterales Equivalentes

Este método es utilizado para obtener de forma preliminar valores mínimos de fuerzas y desplazamientos, para ello estableciéndose un sistema de un grado de libertad junto con el sistema de aislamiento definiendo la rigidez lateral inicial. Se representa como fuerzas distribuidas en los centros de masas de las plantas del edificio, además, de servir como limitante de la fuerza mínima cortante calculada del análisis dinámico modal.

3.1.1.1. Desplazamientos laterales mínimos requeridos para el diseño

Para la construcción y el diseño del sistema de aislamiento se tomará en consideración el desplazamiento máximo D_M como limitante al calcular la resistencia que tendrá. Para ello se irán determinando sus propiedades considerando los límites inferior y superior del sistema para el sentido propuesto, bajo la respuesta horizontal más crítica aplicando la siguiente ecuación (Ec. 1):

$$D_M = \frac{S_{aM} \cdot T_M^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_M} \quad (\text{Ec. 1})$$

En el cual:

T_M : Período efectivo de la superestructura que incorpora aislamiento sísmico (s)

S_{aM} : Valor de la pseudo aceleración del espectro elástico correspondiente al sismo máximo considerado, el cual es 1,5 veces el sismo de diseño, con un amortiguamiento del 5% (mm/s^2).

B_M : Coeficiente que representa el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento sísmico, denotado como β_M y mostrado en la Tabla 1:

Tabla 1. Factor de amortiguamiento de la norma E.031. Fuente: MVCS, 2019.

Tabla N° 5 Factor de amortiguamiento B_M	
Amortiguamiento Efectivo, β_M (En porcentaje del amortiguamiento crítico) a,b	Factor B_M
≤ 2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
≥ 40	1,9

3.1.1.2. Período efectivo correspondiente al desplazamiento máximo

Para un máximo desplazamiento D_M y empleando las características de deformación para los límites superior e inferior del sistema, se halla un periodo efectivo T_M de la estructura con aislamiento, utilizando la ecuación (Ec. 2):

$$T_M = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{P}{K_M \cdot g}} \quad (\text{Ec. 2})$$

En el que:

K_M : Rigidez secante o efectiva del sistema de aislamiento, correspondiente al máximo desplazamiento D_M (KN/mm).

P : Peso total en servicio del edificio aplicado sobre la interfaz de aislamiento (KN).

g : Aceleración debida a la gravedad (9810 mm/s^2)

3.1.1.3. Desplazamiento lateral total D_{TM}

Se debe tomar en cuenta en los sistemas de aislamiento el desplazamiento causado por la torsión accidental, la cual surge al suponer la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica, y considerar también la distribución espacial de la rigidez lateral. Por lo tanto, el desplazamiento lateral total máximo D_{TM} del sistema de aislamiento no deberá ser inferior a lo definido por la ecuación (Ec. 3):

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (\text{Ec. 3})$$

En que:

y: Distancia medida perpendicularmente desde el elemento de interés hasta el centro de rigidez del sistema de aislamiento, en relación con la dirección de la fuerza sísmica bajo consideración (mm).

D_M : Desplazamiento del centro de rigidez perteneciente al sistema de aislamiento, conforme a lo definido en la ecuación (Ec. 1) para una dirección de análisis (mm).

e: Excentricidad actuante en planta, medida desde el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento hasta el centro de rigidez del sistema de aislamiento; además, se suma una excentricidad accidental del 5% de la dimensión en planta más grande, perpendicular a la dirección de la fuerza.

d : Longitud del lado más extenso del edificio, vista en planta.

b : Longitud del lado menos extenso vista en planta del edificio, perpendicular a "d".

P_T : La relación entre el periodo traslacional efectivo del sistema de aislamiento y el período del modo torsional del mismo, determinada desde un análisis dinámico o mediante la ecuación (Ec. 4), pero asegurando que no sea inferior a 1,0.

$$P_T = \frac{1}{r_i} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (\text{Ec. 4})$$

En el cual:

N: La cantidad de dispositivos de aislamiento.

x_i, y_i : La distancia horizontal desde el i-ésimo aislador hasta el centro de masa, medida a lo largo de los ejes del sistema de aislamiento.

r_i : El radio de giro del sistema de aislamiento, definido como: $\sqrt{(b^2 + d^2)/12}$, para una planta rectangular con dimensiones d x b.

El desplazamiento máximo total D_{TM} no debe ser inferior a 1.15 veces el máximo desplazamiento D_M .

3.1.1.4. Fuerzas mínimas laterales necesarias para el diseño

Se establecen aquí las fuerzas cortantes de diseño para los elementos estructurales del edificio aislado, además, de darse condiciones de cumplimiento y requisitos mínimos, trabajando con las fuerzas sísmicas laterales máximas como limitante.

a) Componentes del sistema de aislamiento y elementos estructurales ubicados por debajo del nivel de la base

Para el diseño y construcción de las unidades estructurales encontradas por debajo del nivel de la base, teniendo entre ellos a la cimentación y al sistema de aislamiento, se tomará por consideración una resistencia sísmica lateral mínima V_b . Este valor está orientado a cumplir con los requisitos de diseño de las estructuras convencionales, empleando la ecuación (Ec. 5) para los límites inferior y superior como sigue:

$$V_b = K_M \cdot D_M \quad (\text{Ec. 5})$$

En el cual:

D_M : El desplazamiento máximo, obtenido conforme a la ecuación (Ec. 1) (mm).

K_M : La rigidez secante o efectiva del sistema de aislamiento en relación al desplazamiento lateral máximo D_M (KN/mm), hallado desde la ecuación (Ec. 6):

$$K_M = \frac{\sum |F_M^+| + |F_M^-|}{2 \cdot D_M} \quad (\text{Ec. 6})$$

El valor de V_b no debe ser inferior a la fuerza máxima que se generará en el sistema de aislamiento para cualquier desplazamiento en la dirección de análisis. Esto incluirá el máximo desplazamiento lateral D_M determinado previamente con la ecuación (Ec. 1).

b) Componentes estructurales ubicados por encima del nivel de la base

Los componentes estructurales encontrados por encima de la interfaz de aislamiento tendrán que ser diseñados bajo las mismas exigencias aplicadas sobre una estructura convencional, diseñados ante una fuerza cortante mínima V_s . Siendo determinado desde la ecuación (Ec. 7) bajo los límites inferior y superior del sistema de aislamiento.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (\text{Ec. 7})$$

En donde:

- R_a : Coeficiente de reducción sísmica, relacionado al sistema estructural convencional resistente encontrado por encima de la interfaz de aislamiento.
- V_{st} : La fuerza cortante de diseño total, sin reducir, que opera en los componentes por encima de la interfaz de aislamiento (KN).

El factor R_a tendrá que ser tomado como $3/8.R_0$, donde R_0 será el factor de reducción sísmica especificado en el artículo 18 de la norma técnica peruana E.030 de diseño sismorresistente. También, el valor del coeficiente R_a no podrá ser mayor que 2 ni menor que 1. La fuerza lateral sin reducir sísmica total V_{st} , deberá calcularse de acuerdo a la ecuación (Ec. 8), teniendo en cuenta las propiedades de los límites inferior y superior.

$$V_{st} = V_b \cdot \left(\frac{P_s}{P} \right)^{(1 - 2,5\beta_M)} \quad (Ec. 8)$$

Donde:

- P_s : El peso sísmico del edificio por encima de la interfaz de aislamiento, sin considerarse el peso sísmico del nivel de la base (KN).
- P : Es el peso P_s que considera el peso sísmico del nivel de base de forma adicional (KN).

Cuando la separación promedio entre la parte superior del aislador y la parte inferior de la estructura de la base exceda los 0.90 metros, el peso sísmico P_s se igualará al peso total P .

c) Límites definidos para V_s

Para que la fuerza V_s sea adecuada, no debe ser menor que las siguientes condiciones:

- A la resultante cortante basal de una carga de viento amplificada.
- La fuerza sísmica lateral para un edificio con la base fija, que tenga el mismo peso sísmico P_s y un periodo equivalente al del sistema de aislamiento T_M , considerando las propiedades límite inferior y superior con un factor de importancia $U=1$.
- A la denominada fuerza sísmica lateral V_{st} . El valor de V_b debe activar completamente el sistema de aislamiento, tomando las propiedades del límite superior o el valor más alto de:

- La fuerza que corresponde a un desplazamiento nulo después de un ciclo

dinámico completo en un sistema de deslizamiento, con un máximo desplazamiento D_M .

- 1.5 veces las propiedades nominales necesarias para que el sistema de aislamiento alcance su nivel de fluencia.
- La fuerza de rotura o de fricción en un sistema de deslizamiento.
- La máxima capacidad del sistema de aislamiento para soportar fuerzas de viento.

3.1.1.5. Distribución de la fuerza verticalmente

Desde el nivel de aislamiento hasta la planta superior, la fuerza sísmica V_s debe ser distribuida de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_1 = \frac{(V_b - V_{st})}{R_a} \quad (\text{Ec. 9})$$

$$F_i = \frac{p_i h_i^k}{\sum_{j=2}^n p_j h_j^k} V_s \quad (\text{Ec. 10})$$

$$k = 14\beta_M T_f \quad (\text{Ec. 11})$$

En el cual:

- n : El número total de pisos situados sobre la interfaz de aislamiento.
- T_f : El periodo fundamental del edificio situado por encima del nivel de aislamiento, considerando empotrada la base para cualquier dirección de análisis (s).
- F_1 : La fuerza lateral sísmica enfocada al nivel N° 1, en otras palabras, el nivel de base (KN).
- p_i, p_j : Fracción del peso sísmico establecido a un nivel específico "i" o "j" (KN).
- F_i : La fuerza lateral sísmica que es aplicada al nivel $i > 1$ (KN).
- h_i, h_j : La altura desde el nivel de base hasta un determinado nivel de planta "i" o "j" (mm).

3.1.2. Análisis Dinámicos: Modal Espectral y de Tiempo-Historia

Los procedimientos aquí revisados tienen la función de complementar el diseño del edificio aislado al trabajarse referencialmente con fuerzas conseguidas del análisis estático, así como poder obtener valores más precisos de los desplazamientos, utilizados finalmente para las distintas verificaciones de diseño.

3.1.2.1. Análisis modal espectral

Este tipo de análisis deberá ser empleado tomando el 30% del amortiguamiento crítico para los modos de vibración relacionados con el aislamiento sísmico y el mínimo valor del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento. El código ASCE/SEI 7-16 y la norma E.031 indican que el análisis modal se efectuará para cada sentido de análisis utilizando al 100% el espectro, adicionando perpendicularmente el 30% del espectro de la dirección ortogonal.

Tanto en la norma E.031 como en el artículo 11.4.7 del código ASCE 7-16, se indican que para cuando se necesite un espectro de diseño asociado al sismo máximo considerado (SMC), este espectro se podrá obtener al multiplicar por un valor de 1.5 el espectro del sismo de diseño (ASCE, 2016). Por ende, para la elaboración del espectro de diseño del sismo máximo considerado se utilizará la siguiente formulación (Ec. 12):

$$S_{aM} = 1,5 ZUCSg \quad (\text{Ec. 12})$$

En el que los parámetros Z, U y S están determinados y definidos en la norma técnica E.030, en el capítulo II, con “g” como el valor de la aceleración de gravedad (mm/s^2).

3.1.2.2. Análisis de historia de respuestas: Tiempo - Historia

En los procedimientos del análisis tiempo-historia se tomarán por lo menos siete pares de acelerogramas, correspondientes a registros seleccionados de Perú y Chile, escalados y corregidos individualmente para ambas direcciones de análisis. Las aceleraciones del terreno estarán escaladas ante el sismo máximo considerado, permitiendo de ser necesario el empleo de registros sísmicos artificiales para lograr el número mínimo de registros exigidos. Este escalamiento se logra con un procedimiento denominado ajuste espectral, existiendo muchos tipos y variaciones, destacándose a grandes rasgos los métodos de ajuste espectral en el dominio de la frecuencia y en el dominio del tiempo. Para el caso del presente trabajo se utilizó ajuste espectral desde el dominio del tiempo mediante el uso de ondas (wavelets), trabajando junto al espectro de respuesta elástico del registro seleccionado para que el registro de aceleraciones sea escalado a un espectro objetivo, en este caso el espectro de diseño del máximo sismo considerado. Así, el procedimiento de forma simplificada consiste en comparar la respuesta máxima en el espectro de respuesta del registro de aceleraciones, junto a la amplitud del espectro del sismo máximo considerado (en cada periodo y para una razón

de amortiguamiento del 5%), para que luego se añadan en el registro de aceleraciones ondas de carácter específico que eliminen esta diferencia, coincidiendo ambos valores.

Posteriormente a esto, se elabora un espectro de pseudo aceleraciones definido como SRSS o la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, de los valores espectrales de cada componente ortogonal (5% del valor de amortiguamiento crítico) y para cada par de registros de aceleraciones escalado. A este conjunto de espectros de pseudo aceleraciones se les calcula un espectro promedio, de esta forma se verifica que los valores espectrales conseguidos sean mayores al espectro dado por la ecuación (Ec. 12). Después se escalarán los distintos pares de registros para que dentro del rango de periodos de $0.75 T_M$ (asociado al límite superior) y $1.25 T_M$ (relacionado al límite inferior de las propiedades de un sistema de aislamiento) se cumpla con la verificación impuesta por el ASCE/SEI 7-16. De la misma forma se tiene esta verificación para la norma peruana E.031, estableciendo que se escalará cada par de módulos de los registros espectro-compatibles de modo que el espectro resultante de respuesta para cada dirección, sea mayor al 90% del establecido por la ecuación (Ec. 12). Esta verificación se realiza para los valores espectrales dentro del rango de periodos de $0.2 T_M$ (relacionado al límite superior) y $1.25 T_M$ (con el límite inferior). En la norma E.030 se muestra que, si se decidiera emplear siete o más pares de registros en un análisis de tipo tiempo-historia, tanto las deformaciones del edificio como las fuerzas utilizadas para el diseño y las distorsiones de entrepiso se obtendrán con el promedio de los resultados conseguidos. De otra forma, si para el análisis se opta por emplear menos de siete pares de registros se recurrirá al valor máximo obtenido de los resultados de estos análisis. Además, cada par de componentes de la aceleración del terreno deberá aplicarse bajo la más desfavorable ubicación del centro de masa, considerando por separado y en cada sentido de análisis un 5% de excentricidad accidental.

3.1.2.3. Fuerzas laterales y desplazamientos mínimos

El sistema de aislamiento, la cimentación y la subestructura deberán ser diseñados sin considerar una reducción en las fuerzas halladas por análisis dinámico, mientras que las fuerzas de diseño de la superestructura deberán de ser reducidas por R_a . Así, la fuerza de diseño para la subestructura, cimentaciones y el sistema de aislamiento, tendrá que ser por lo menos el 90% del valor de V_b (Ec. 5). Adicionalmente para el cortante obtenido en la superestructura mediante análisis tiempo-historia, se tomará valores mayores al 80%, siendo 100% de V_b si la estructura es irregular. Además, para el cortante V_s se considerará valores mayores al 100% de lo establecido por análisis

estático. Para el caso de un análisis modal, el valor obtenido del cortante será mayor que V_b y que las fuerzas distribuidas de la ecuación (Ec. 10). Así también, el desplazamiento total por el sismo máximo considerado será mayor al 80% del D_{TM} determinado para el análisis estático en la ecuación (Ec. 3). Se podrá utilizar el valor del desplazamiento D'_M (mm) en lugar de D_M , como se indica en la siguiente igualdad (Ec. 13):

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T_f}{T_M}\right)^2}} \quad (\text{Ec. 13})$$

En el que:

T_M : El periodo efectivo de la estructura sísmicamente aislada para un desplazamiento D_M , considerando la dirección más crítica (s).

T_f : El periodo elástico de la estructura por encima del nivel de aislamiento, considerado con una base empotrada para una dirección de análisis (s).

D_M : Es el desplazamiento máximo, calculado mediante la ecuación (Ec. 1) (mm).

3.1.2.4. Escalamiento de resultados

Cuando las fuerzas cortantes laterales, obtenidas mediante procedimientos dinámicos, sean menores a los valores presentados en el apartado 3.1.2.3, dichas fuerzas se escalarán de manera proporcional hasta alcanzar el valor mínimo.

3.2. MÉTODOS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS NO LINEALES

Se describe de forma resumida en este apartado los distintos procedimientos que permitieron obtener de los componentes estructurales su comportamiento inelástico. Se ve así primeramente el procedimiento pushover, del cual se consiguieron las curvas de capacidad empleadas para el método de espectro de capacidad y para los análisis dinámicos de tiempo historia no lineal, hallando el nivel de desempeño del edificio.

3.2.1. Método No Lineal Estático por Pushover

El modelo matemático de la estructura estudiada es modificado de forma tal que pueda considerar los cambios en la resistencia relacionados al proceso de redistribución de fuerzas en los componentes y al de falla. Para ello es aplicado una fuerza sobre la estructura, incrementada conforme se vienen registrando consecutivamente procesos

de aplicación-deformación. En cada uno de estos procesos se dan nuevas fallas en los componentes estructurales, siendo acumulados con el procedimiento hasta que finalmente la edificación se vuelve inestable. Este registro de secuencias de fuerza-deformación permite dibujar la denominada curva de capacidad de la edificación.

3.2.2. Método de Espectro de Capacidad

Una forma rápida de interpretar la respuesta del edificio ante movimientos del terreno es mediante el empleo del llamado Método de Espectro de Capacidad. Esto se logra mediante comparación directa, al realizar representaciones gráficas muy claras entre el espectro de respuesta perteneciente a una determinada demanda sísmica y el espectro de capacidad de la edificación.

3.2.2.1. Descripción del método

Este método reemplaza el sistema no lineal de la estructura por un nuevo sistema lineal equivalente, produciendo una representación de la edificación con características no lineales generales aproximadas. Así, este sistema equivalente lineal se conseguirá utilizando análisis modales como procedimientos base (ATC, 1996). Estos procedimientos tienen validez para edificaciones que presenten comportamiento lineal, extendiendo este uso a estructuras con comportamiento no lineal al representarse los componentes estructurales con propiedades efectivas lineales.

3.2.2.2. El Espectro de Capacidad

Es desde un análisis estático incremental no lineal que se genera un modelo característico de la edificación tras determinarse su curva de capacidad, generando posteriormente a partir de esta curva al espectro de capacidad. Esta curva de capacidad simboliza el desplazamiento lateral del último piso de la edificación respecto del cortante basal relacionado, dibujada tras realizarse una secuencia de incrementos en las cargas laterales iniciales. De esto, se puede afirmar que la pendiente generada entre un punto de la curva y el origen de coordenadas relaciona la rigidez secante o efectiva del edificio para el desplazamiento producido. Para poder aprovechar el método de espectro de capacidad se debe transfigurar la curva de capacidad de la estructura a una conformación ADRS ("Acceleration - Displacement Response Spectra"), en éste se va a representar respecto de una aceleración espectral S_a al desplazamiento espectral S_d . En la Figura 7 se puede apreciar con mayor detalle esta conversión:

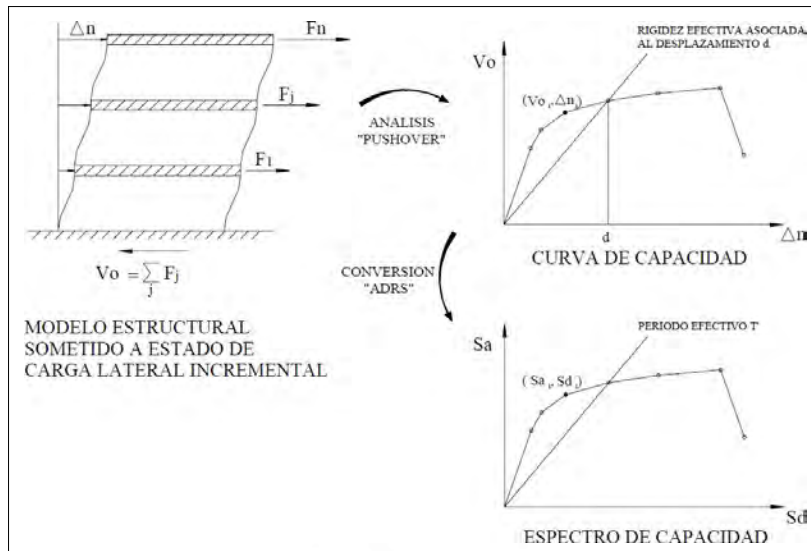


Figura 7. Proceso de transformación de la curva de capacidad al formato ADRS. Fuente: Safina, 2003.

Esta relación es llamada espectro de capacidad, y es calculada para cada uno de los puntos de la curva de capacidad $(V_{oi}, \Delta n_i)$, con un punto del espectro (S_{ai}, S_{di}) , calculado con las ecuaciones (Ec. 14) y (Ec. 15):

$$S_{d_i} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \cdot \phi_{1,n})} \quad (\text{Ec. 14})$$

$$S_{a_i} = \frac{V_{oi}}{\alpha_1} \quad (\text{Ec. 15})$$

En el que:

- β_1 : El factor de participación ligado al modo fundamental
- V_{oi} : El cortante basal en el punto i, para el sentido de análisis relacionada al modo
- α_1 : La masa modal que está ligada al modo fundamental o primer modo de vibración
- Δn_i : El desplazamiento en el punto i, para la dirección de análisis relacionada al modo
- $\phi_{1,n}$: La amplitud del nivel n de la forma de vibración relacionada al modo fundamental

Cabe indicar que estas ecuaciones están orientadas a estructuras cuyo modo fundamental de vibración supone el comportamiento dominante y de mayor participación en la estructura, caso contrario debería de tomarse adicionalmente el segundo modo de vibración.

3.2.2.3. El Espectro de Demanda

Al igual que sucede con la curva de capacidad, se debe llevar a un formato ADRS al espectro de diseño elástico, generalmente definido para un amortiguamiento inherente del edificio de valor 5%. Con esto se tendrá a la demanda sísmica referente al espectro

elegido, respecto de la aceleración espectral S_a y en función del desplazamiento espectral S_d . Se tomará para la transformación del espectro de demanda cada punto del espectro elegido (S_{a_i}, T_i) , cambiando el periodo de vibración T_i (s) de cada punto para convertirlo en un desplazamiento espectral (S_{a_i}, S_{d_i}) , empleando la ecuación (Ec. 16):

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} S_{a_i} \cdot g \quad (\text{Ec. 16})$$

Así, el espectro de demanda será una representación gráfica del desplazamiento espectral máximo de la estructura respecto de la aceleración máxima de respuesta, en función del nivel de amortiguamiento estudiado (Figura 8) y del periodo. Al tratarse de valores bajos de amortiguamiento, se puede inferir que los valores máximos a obtener corresponderían a los valores pseudoespectrales hallados. El espectro de diseño elástico de la estructura será modificado conforme se vaya variando el factor de amortiguamiento. Este factor será compatible para el nivel de deformaciones proyectado, por lo que, al irse obteniendo mayores deformaciones se irá incrementando la cantidad total de disipación de energía disponible.

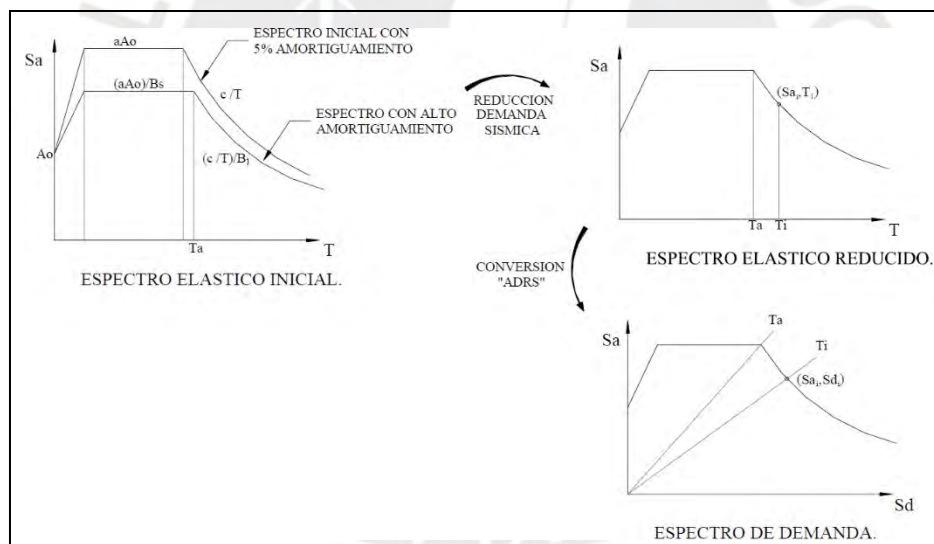


Figura 8. Proceso de conversión del espectro elástico reducido al formato ADRS. Fuente: Safina, 2003.

Esto se ve resaltado cuando la estructura lleva sistemas actuales de protección como los disipadores de energía, con esto la demanda sísmica inicial se ve reducida conforme aumenta el amortiguamiento efectivo en la estructura. Sabiendo esto, se proponen distintos valores de amortiguamiento característico para cada sistema estructural, como por ejemplo los factores de amortiguamiento brindados por el FEMA 356 (FEMA, 2000), que se aplicarían para cada nivel de movimiento del suelo dado (Tabla 2). Esto último solamente como recomendación frente a lo dispuesto en la norma peruana E-031.

Tabla 2. Factor de modificación del amortiguamiento. Fuente: FEMA, 2000.

Factor de amortiguamiento	Factor B_s (Rango de cortos periodos)	Factor B_l (Rango de largos periodos)
$\leq 2\%$	0.8	0.8
5%	1.0	1.0
10%	1.3	1.2
20%	1.8	1.5
30%	2.3	1.7
40%	2.7	1.9
$\geq 50\%$	3.0	2.0

3.2.2.4. Estimación de la máxima respuesta sísmica

Para estimar la respuesta del edificio se determina el punto desempeño, calculado al realizar la intersección de las curvas del espectro de capacidad con el espectro de demanda sísmica. Este punto hallado (A, d) estará asociado al modo fundamental de vibración del edificio en términos ligados al desplazamiento máximo, teniendo una pseudo-aceleración "A" y un desplazamiento espectral "d". De esto, empleando análisis modal, se puede determinar el desplazamiento Δ_n y el cortante basal V_0 con las ecuaciones (Ec. 17) y (Ec. 18):

$$V_0 = A \cdot \alpha_1 \quad (\text{Ec. 17})$$

$$\Delta_n = d \cdot \beta_1 \cdot \phi_{1,n} \quad (\text{Ec. 18})$$

El desplazamiento Δ_n se hallará de manera iterativa hasta determinar que, para un nivel de deformaciones, el nivel de amortiguamiento implícito en la edificación sea compatible con la reducción de la demanda sísmica prevista. Con esto, se puede estimar en los demás modos de vibración la respuesta de la estructura al emplear los parámetros modales asociados a estos. Se puede observar de la Figura 9, que para reducir el espectro de demanda sísmica inicial se emplea un factor de amortiguamiento asociado a la cantidad de disipación de energía en el edificio.

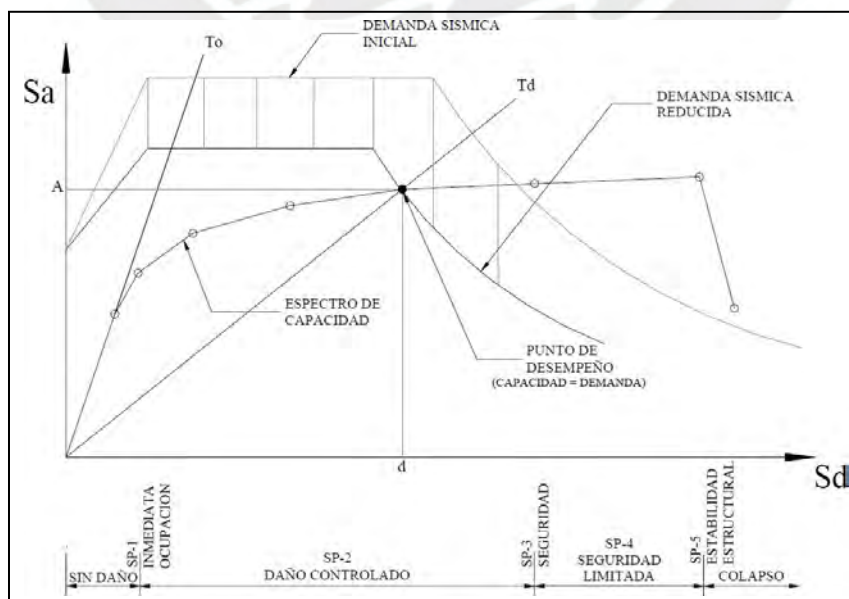


Figura 9. Espectro de capacidad-demanda y determinación de punto de desempeño. Fuente: ATC, 1996.

Esta disipación de energía está relacionada al nivel previsto y calculado de deformaciones bajo un punto de desempeño en el espectro de capacidad. Así, considerando a los diferentes rangos de desempeño estructural en el eje de las abscisas, se puede relacionar de manera directa a los valores de desplazamientos espectrales, estimando el nivel de desempeño para el edificio analizado.

3.2.3. Método No Lineal Dinámico – Tiempo - Historia

Tal como sucede con el análisis estático no lineal, se debe emplear las propiedades inelásticas de los elementos del edificio para poder analizar mediante intervalos de tiempo el estado de la estructura. Se lleva de esta forma desde un estado inicial de la estructura en reposo, hasta un estado asociado al desplazamiento en el último instante del análisis. Es así que analizar a la estructura por este tipo de análisis tiene como uno de sus objetivos principales el de conocer el comportamiento inelástico de los componentes principales a lo largo de un tiempo. Para este análisis se utilizan registros sísmicos escalados, alcanzando valores pico del terreno que sean consistentes con el análisis elástico de la norma peruana, y posteriormente ser comparados con el sismo de diseño empleado. De esto, se podrán obtener los registros de fuerzas cortantes y desplazamientos necesarios para la determinación del efecto que tiene el sistema de aislamiento sobre estos parámetros. Finalmente, para cada uno de los registros utilizados, se mostrarán los desempeños obtenidos de la estructura, esto con la finalidad de presentar las diferencias existentes ante los efectos atribuidos al aislamiento sísmico.

3.3. COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS

Aquí se ven las propiedades que deberán de tener los materiales de la estructura para poder desempeñar comportamientos inelásticos en el modelo matemático, además, de las fases de deformación de los principales componentes mediante diagramas de momento-curvatura. También son detalladas las condiciones de rotulación plástica en los componentes de la estructura que serán añadidos al modelo matemático.

3.3.1. Modelos del comportamiento de los materiales

Se tiene principalmente para la edificación estudiada los materiales de acero de refuerzo y concreto, siendo determinados distintos modelos característicos de esfuerzo-deformación en la introducción de sus propiedades inelásticas en el análisis estructural.

3.3.1.1. Modelos característicos esfuerzo-deformación del acero de refuerzo

Como material dúctil presente en los componentes principales de concreto armado, el acero de refuerzo presenta propiedades importantes como la deformación por carga axial representada en diagramas de esfuerzo-deformación. En estas gráficas se brinda información referida a la deformación unitaria del refuerzo respecto de la intensidad de carga aplicada, plasmados en una curva que representa las diversas zonas de comportamiento.

a) Modelo Elastoplástico

Para mejorar la practicidad del diseño estructural en concreto armado, se emplea un modelo bilineal del diagrama esfuerzo-deformación, denominado modelo elastoplástico. El modelo toma como límite de esfuerzo del acero a la fluencia, ignorando el incremento del esfuerzo por endurecimiento en la deformación, como se observa en la Figura 10.

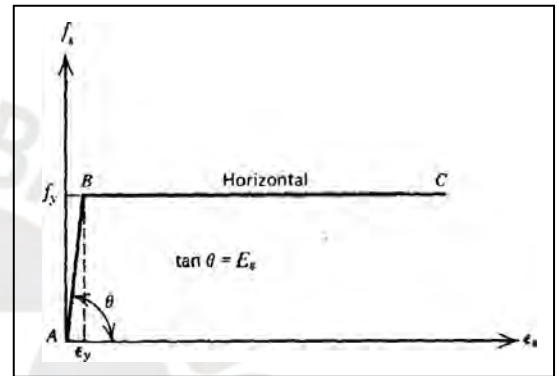


Figura 10. Comportamiento del acero con un modelo bilineal. Fuente: Park & Paulay, 1978.

b) Modelo Trilineal

Aquí se representa adicionalmente resistencias superiores a las de fluencia mediante un incremento lineal en el diagrama de esfuerzo-deformación, relacionando así al endurecimiento del acero por sobrerresistencia. De la Figura 11 es posible ver que el tramo AB muestra el rango elástico del refuerzo (siendo así su pendiente el módulo elástico del acero), al trecho BC como el esfuerzo de fluencia y, por último, al tramo CD como la zona que se endurece por sobrerresistencia (Park & Paulay, 1978).

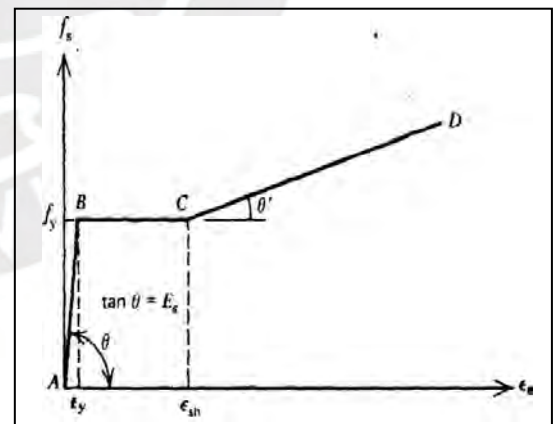


Figura 11. Comportamiento del acero con un modelo trilineal. Fuente: Park & Paulay, 1978.

c) Modelo con endurecimiento parabólico

Este modelo muestra una parábola de 2° o 3° orden, representando así al endurecimiento del acero por sobrerresistencia en el tramo CD, mostrado en la Figura 12. Se tiene para el rango elástico del acero a la zona AB, y a la zona de fluencia el tramo BC, ambas representadas como líneas rectas (Park & Paulay, 1978).

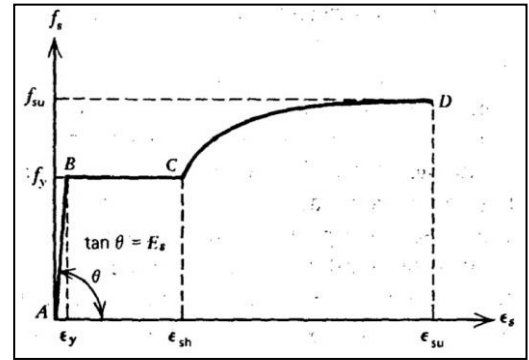


Figura 12. Comportamiento del acero con un modelo con endurecimiento parabólico. Fuente: Park & Paulay, 1978.

3.3.1.2. Modelos característicos esfuerzo-deformación del concreto armado

El concreto armado de igual manera presenta varios modelos de esfuerzo-deformación, teniendo entre estos a aquellos que presentan o no confinamiento. La principal diferencia entre ambos tipos es el de la ductilidad adicional que muestra el concreto al estar confinado, considerando para este modelo de forma adicional el refuerzo de acero transversal, por ende, siendo incrementada la complejidad del análisis.

a) Modelo característico de Hognestad (para el concreto no confinado)

En la Figura 13 se puede apreciar inicialmente un tramo parabólico de 2° grado que es desarrollado hasta alcanzar el esfuerzo máximo f'_c del concreto, asociado a una deformación ϵ_0 unitaria. Posteriormente se extiende un tramo lineal hasta un esfuerzo de $0,85 \cdot f'_c$ correspondiente a una deformación unitaria de $0,0038$ (Park & Paulay, 1978), determinando ambos tramos con las ecuaciones (Ec. 19) y (Ec. 20):

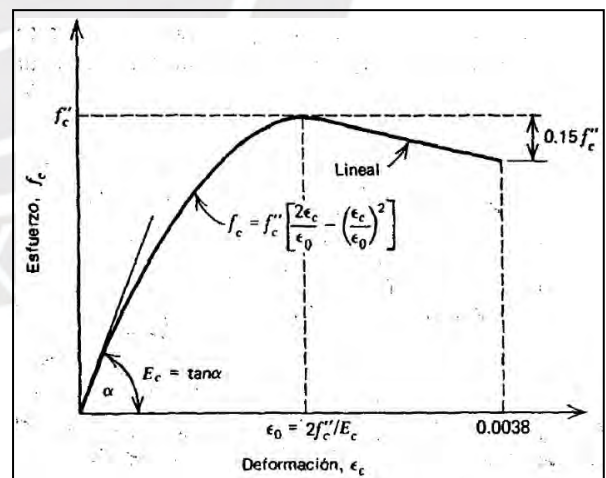


Figura 13. Modelo característico de Hognestad para el concreto no confinado. Fuente: Park & Paulay, 1978.

$$\text{En } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_0 : \quad f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (\text{Ec. 19})$$

$$\text{En } \epsilon_c \leq \epsilon_u \leq 0,0038 : \quad f_c = f'_c - \frac{0,15 \cdot f'_c \cdot (\epsilon_c - \epsilon_0)}{(\epsilon_u - \epsilon_0)} \quad (\text{Ec. 20})$$

b) Modelo característico de Kent y Park

De este modelo el tramo inicial es parabólico, con un valor de esfuerzo máximo f'_c para una deformación unitaria de valor 0.002, continuando un trecho rectilíneo hasta un 20% del valor de resistencia f'_c (Figura 14). Dependiendo de la resistencia a compresión se obtendrá la pendiente de la recta, además del volumen del refuerzo transversal respecto del volumen que tiene el núcleo de concreto confinado, y también de la separación que tengan los estribos (Park & Paulay, 1978).

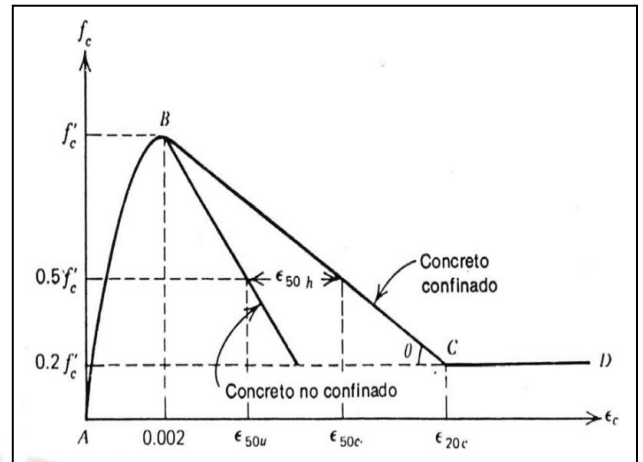


Figura 14. Modelo característico de Kent y Park. Fuente: Park & Paulay, 1978.

Los tramos están definidos como se muestra en las ecuaciones (Ec. 21) y (Ec. 22):

$$\text{En } 0 \leq \varepsilon_c \leq 0.002 : \quad f_c = f'_c \left[\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (\text{Ec. 21})$$

$$\text{En } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c} : \quad f_c = f'_c [1 - z(\varepsilon_c - 0.002)] \quad (\text{Ec. 22})$$

3.3.2. Diagramas de momento-curvatura de los elementos de concreto armado

Para un determinado elemento, al cambio del perfil de las deformaciones que se va modificando a lo largo de éste por las fluctuaciones entre la profundidad del eje neutro y las deformaciones entre grietas, se denomina curvatura. Se tiene de esta manera que los diagramas momento-curvatura están conformados por tres partes. La primera parte pertenece a la sección no agrietada del elemento, la segunda corresponderá desde el inicio del agrietamiento del material de concreto hasta la plastificación del acero de refuerzo por tracción, siendo la última aquella que pertenece al rango de deformación útil (Park & Paulay, 1978). Así, mediante los diagramas de momento-curvatura se puede comprender la ductilidad que pueden desarrollar los componentes de concreto armado. Asimismo, en la Figura 15 se muestra un modelo trilineal característico. La ductilidad $u\phi$ del elemento estructural se da como la relación que hay entre la curvatura alcanzada de la sección analizada de concreto en su máxima deformación ϕ_u , con la curvatura en la sección hallada al inicio de la plastificación del refuerzo de acero ϕ_y , como se muestra en la ecuación (Ec. 23):

$$u\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (\text{Ec. 23})$$

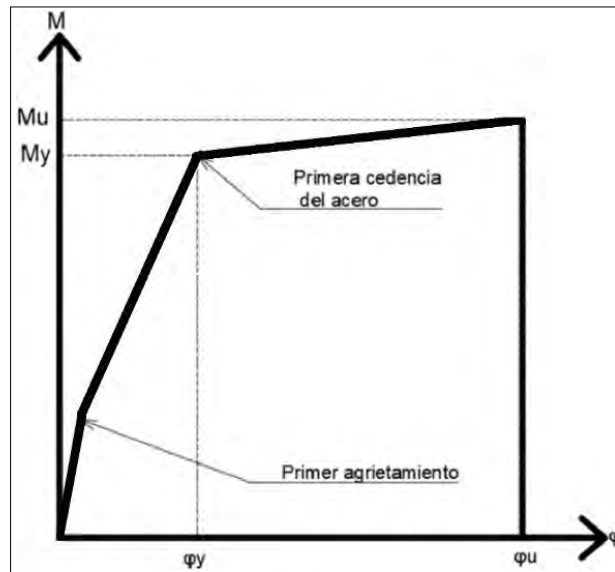


Figura 15. Modelo trilineal de momento curvatura. Fuente: Park & Paulay, 1978.

3.3.3. Rótulas Plásticas

La transición hacia el comportamiento plástico de una estructura inicialmente elástica comenzará generalmente sobre distintas regiones de los elementos estructurales, más precisamente sobre los picos máximos de los diagramas de momento flector generados ante las solicitaciones de carga. Este comportamiento plástico, tras someterse al elemento a cargas que superan su capacidad de deformación elástica, es caracterizado por presentar grandes rotaciones plásticas en las secciones críticas y cambios despreciables de los momentos resistidos. Esto causará que las cargas actuantes excedentes sean soportadas por secciones críticas del elemento que aún permanecen en el rango elástico. Estas regiones se comportan como articulaciones giratorias que experimentan deformaciones plásticas bajo los momentos flectores aplicados, y son llamadas rótulas plásticas. De esta forma, una vez que ha comenzado la fluencia en un sistema estructural, se da lugar a una redistribución parcial de momentos (Chan, 1954).

Las posiciones de los puntos máximos de los diagramas de momento flector generalmente ocurren, con algunas excepciones, cerca de los soportes o las intersecciones de los elementos estructurales continuos, pudiendo asumirse de esta forma las posiciones de las rótulas plásticas. Así, para el caso de vigas, se logrará una redistribución completa cuando los momentos flectores en la localización media y en los soportes alcancen las condiciones últimas de plasticidad. Igualmente, se dará una redistribución completa en columnas cuando los momentos en los soportes igualen los valores del momento plástico de la sección.

La falla de la estructura se producirá cuando el número de rótulas plásticas sea suficiente para que la estructura, o parte de ella, se convierta en un mecanismo, o cuando una o más de sus rótulas fallen por deformación excesiva. Para el caso del concreto armado, solamente podrán ser proporcionadas en sus elementos pequeñas rotaciones plásticas, esto debido a que tienen como limitante al bajo esfuerzo resistente del concreto. El acero, al ser más dúctil que el concreto, pasará a ser el mayor contribuyente de plasticidad en la sección, en otras palabras, la contribución de plasticidad por la deformación plástica del refuerzo de acero en las rotaciones plásticas será mayor a la brindada por el concreto. A pesar de esto, el concreto armado puede ser detallado de forma local para cumplir con los requerimientos de resistencia y deformación necesarios, estableciendo rotaciones plásticas lo suficientemente altas como para lograr la redistribución de momentos.

Con esto en mente, se busca poder definir en el material la no linealidad de las secciones de los elementos estructurales bajo las condiciones anteriormente expuestas. Para ello se tienen distintas metodologías, siendo empleado para el actual proyecto un modelo característico de plasticidad concentrada. Es de esta forma que son construidos diagramas de momento-curvatura que puedan emplearse para representar condiciones de formación de rótulas plásticas en los componentes importantes de concreto. En la Figura 16 se observa un modelo propuesto sencillo, distribuido en varios tramos explicados adelante:

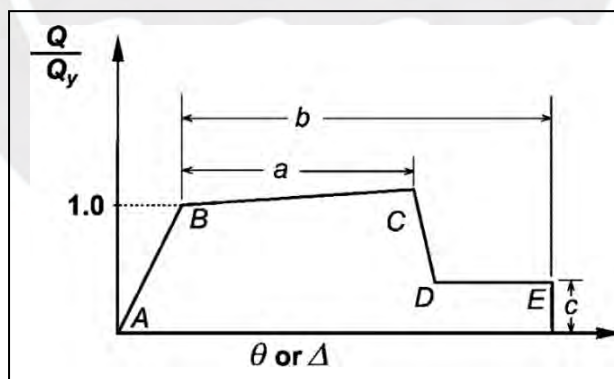


Figura 16. Modelo simplificado de diagrama momento-curvatura del ASCE 41-13. Fuente: ASCE, 2013.

Del punto A al B se representa la sección de material de concreto que está iniciando la plastificación, y comprendiendo del punto B al C, una degradación en la rigidez para la sección de concreto armado donde sucede el endurecimiento del material por la deformación. Para el punto mostrado D se presenta una disminución repentina de la rigidez en la sección, posteriormente experimentando una deformación prolongada hasta el punto E sin necesariamente haberse aplicado cargas adicionales.

CAPÍTULO IV: ESTUDIO GENERALIZADO DEL CASO

En este capítulo se definen los criterios de predimensionamiento y estructuración empleados para el cálculo, análisis y diseño del edificio estudiado, siendo especificado también el procedimiento realizado para el modelamiento de la estructura convencional.

4.1. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

La estructura empleada para el proyecto es un edificio multifamiliar en concreto armado con doce plantas. Planteado a ser ubicado en una zona residencial de alta densidad del distrito de Pueblo Libre, en el departamento y provincia de Lima, Perú. El terreno en el que se emplazará el edificio constituye un área total de 601.40 m². Se considerará una capacidad portante en el terreno de 4.00 kgf/cm², al tipo de suelo como rígido $S_1 = 1.00$ y para un factor de zona $Z = 0.45$. La mayor dimensión del edificio es de 27.79m en el lado contrario a la fachada, y de 15.88m en el lado perpendicular. La fachada está dividida en dos tramos de 18.52m, formando entre ellos un ángulo de 120°, además, la edificación posee una altura de entrepiso típica de 2.80m. El edificio está proyectado en esquina tal y como está mostrado en la representación de la Figura 17. Además, se tiene un retiro frontal de 6.00m y un retiro adicional de 50cm para el desplazamiento del sistema de aislamiento hacia las edificaciones colindantes. La edificación cuenta con un área construida total de 4440.00 m², con 36 departamentos entre tipos flat y dúplex. Los departamentos tienen dos dormitorios y dos baños cada uno desde la primera planta, siendo considerado también que el edificio carece de sótanos de estacionamientos.

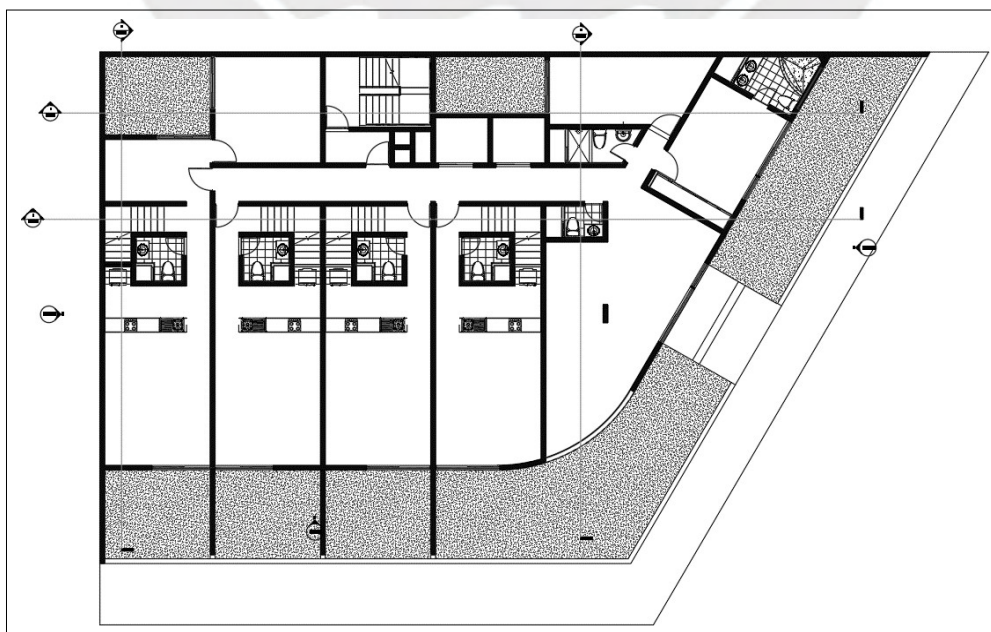


Figura 17. Esquema inicial del edificio– Plano arquitectónico.

4.2. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

La edificación tiene una configuración estructural general de muros estructurales para ambas direcciones ortogonales de análisis, diseñado en concreto armado. La estructura contaría también con irregularidad torsional extrema para el propósito del trabajo de tesis. La edificación aislada por otra parte incluye un sistema de aislamiento, diseñado para coincidir su centro aproximado de rigidez con el centro conocido de masas de la superestructura. Así desplazamientos rotacionales no deseados serían minimizados en la estructura aislada, procurando un comportamiento traslacional puro.

También se aseguró en el análisis del modelo estructural que no exista levantamiento alguno en la edificación, de esta forma no se compromete al sistema de aislamiento por tracciones perjudiciales. Adicionalmente la estructuración de la edificación aislada se realizó tomando en cuenta una pérdida mínima de la funcionalidad. En otras palabras, se colocaron los dispositivos de aislamiento sísmico por debajo del nivel de la calle, dejando el nivel de la primera planta sin modificar y con una separación de 50cm con los edificios colindantes. La edificación emplea un sistema de techado mixto, losas macizas bidireccionales y losas nervadas aligeradas en un sentido. Los muros de corte son de 20, 25 y de 30 cm de espesor, empleando las vigas internas y perimetrales con un peralte máximo de 60 cm. Además, la estructuración en la edificación convencional se realizó de forma que cumpliera con las indicaciones dadas por la norma E.030 ante análisis dinámicos lineales, ya sean derivas máximas permitidas, deformaciones máximas o el empleo de fuerzas sísmicas escaladas para el diseño.

Se tomó en cuenta también la irregularidad torsional de la edificación, siendo el único tipo de irregularidad que presenta la estructura al desarrollarse una irregularidad extrema en el análisis. La edificación presenta muy poca libertad en la ubicación de elementos estructurales verticales, principalmente en la fachada, lo que derivó a una configuración de muros estructurales necesaria para mantener controlado el nivel de irregularidad torsional con el que se trabajará en el presente trabajo. La concentración de muros estructurales en los lados opuestos de la fachada junto a los presentes en ésta, limitan principalmente los desplazamientos máximos del edificio sin exceder las limitaciones de la norma de diseño sísmico E.030, con un valor establecido de irregularidad torsional extrema cercana y por encima de 1,5. Para el análisis no lineal se añadió diagramas momento curvatura directamente al modelamiento, añadidos de forma manual, realizando además para las columnas la inserción de los diagramas de interacción bajo determinadas cargas axiales. En el caso del edificio con los dispositivos

de aislamiento sísmico, se agregaron las propiedades características mediante elementos tipo Link. El cálculo de los parámetros de estas características se explica en el capítulo VI, junto con el diseño de los dispositivos de aislamiento.

4.3. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

El modelamiento fue realizado inicialmente en el software ETABS 18, aprovechando la relativa rapidez de modificación y trabajo que tiene respecto a SAP2000 para la estructuración inicial mediante análisis lineales. Se modeló así los principales elementos estructurales tomando en cuenta el criterio de estructuración anteriormente detallado. Para ello se modelaron a columnas y vigas como unidades Frame, existiendo 5 tipos de vigas principales y 3 secciones distintas de columnas. Por otro lado, las losas y los muros de corte fueron modelados con unidades tipo Shell. Se añadieron las cargas correspondientes de la edificación, considerando lo dispuesto por la norma E.020 y tomando en cuenta que es una vivienda multifamiliar.

De esta forma se realizaron las comprobaciones por derivas máximas de la estructura, siendo obtenido también el ratio de irregularidad torsional. Posteriormente se fueron modificando las secciones hasta cumplir las disposiciones dadas por la norma peruana de diseño sísmico E.030.

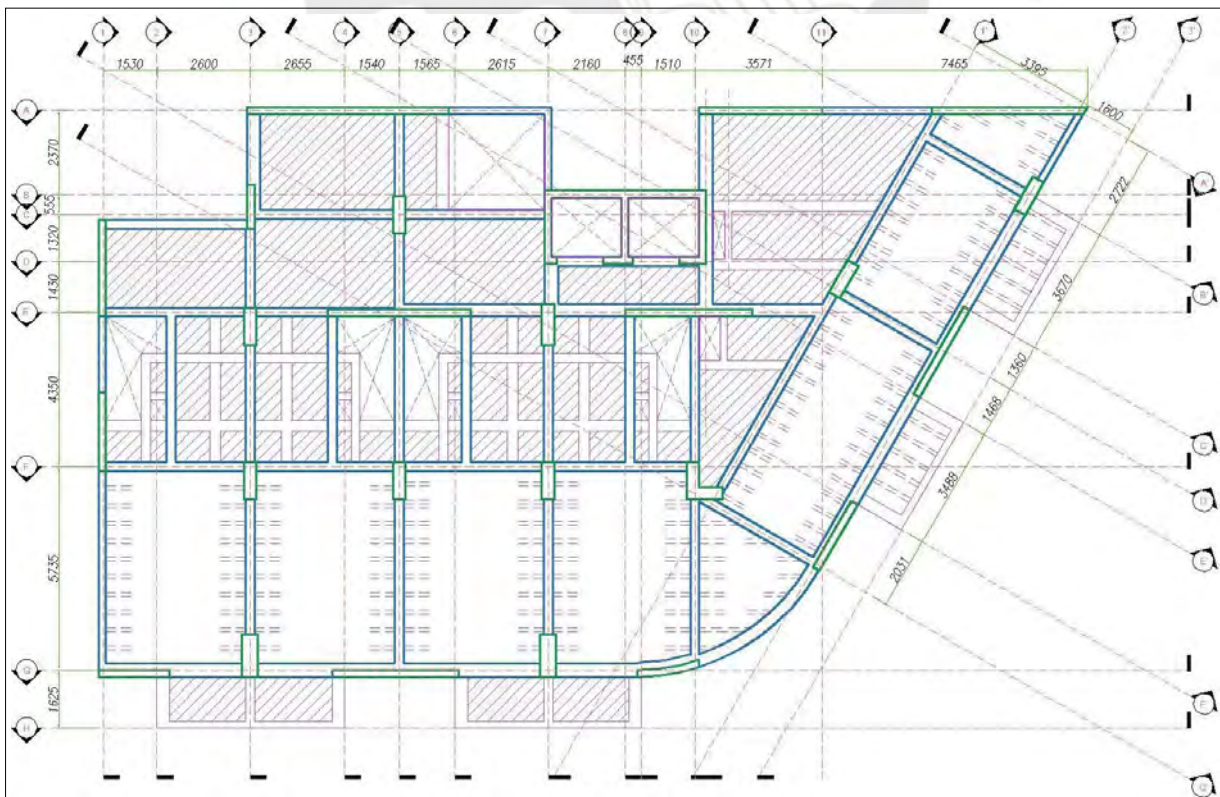


Figura 18. Estructuración inicial del edificio de estudio.

En la Figura 18 se puede ver el plano de estructuración final de la edificación. Para este entonces los elementos estructurales ya han sido definidos y diseñados preliminarmente por software y ante las directrices del ACI 318, trabajando con el escalamiento de fuerzas señalado por la normativa E.030.

De igual forma, la Figura 19 muestra el modelo analítico empleado en ETABS para los análisis dinámicos lineales. Los elementos estructurales horizontales fueron sometidos a comprobaciones por deflexión vertical máxima, utilizando el software de análisis bajo las especificaciones de la norma E.060, evitando así controles de deformación al permanecer dentro de los rangos permitidos.

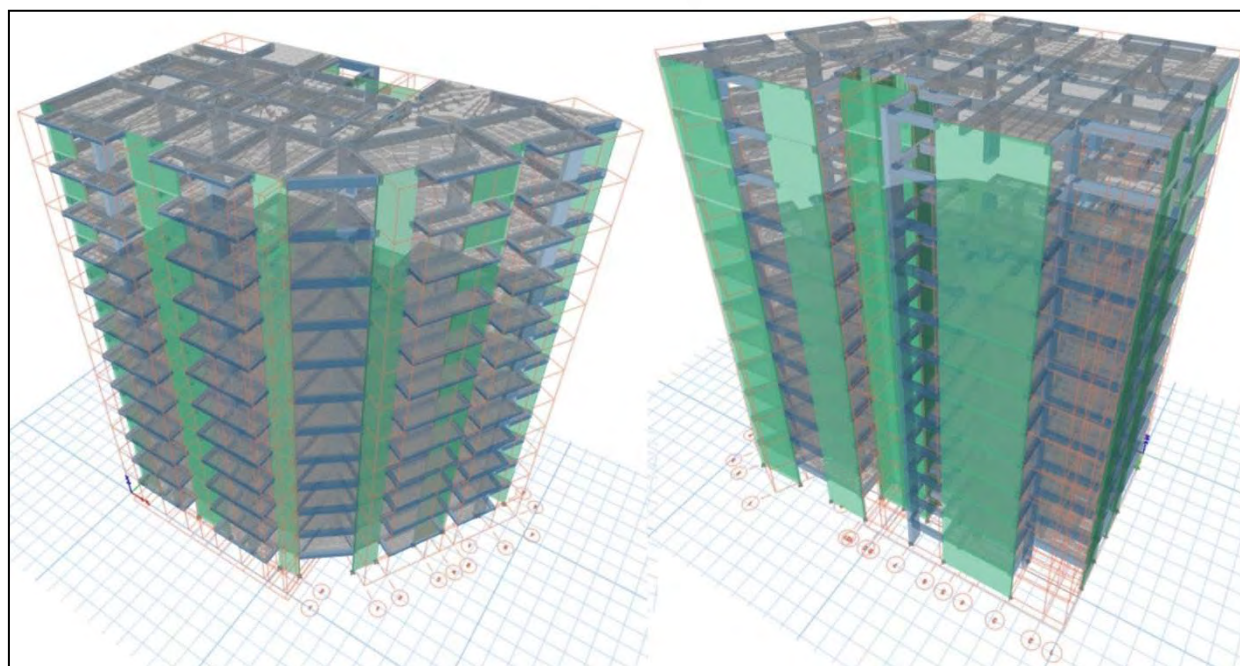


Figura 19. Modelamiento inicial en ETABS 18– Edificio Convencional.

El diseño incluirá aisladores HDR una vez se hayan realizado los análisis por métodos no lineales en la estructura convencional, siendo para ello empleados 33 de estos dispositivos bajo los elementos estructurales verticales. Para esto primero se verificaron las disposiciones indicadas en las normas peruanas bajo metodologías de análisis lineal, siendo el modelamiento empleado posteriormente para comprobaciones de la estructura aislada con las propiedades inelásticas ya incorporadas.

Tanto los análisis de la estructura convencional como tras incluir el aislamiento, se ven a mayor detalle en los capítulos V y VI. Cabe mencionar también que el modo fundamental de vibración de la edificación obtenido por software es traslacional para la dirección Y-Y, correspondiendo a la dirección X-X el segundo modo y el tercero a una rotación en Z-Z.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA INICIAL CON BASE EMPOTRADA

Se detallan en este capítulo los análisis realizados sobre la estructura que no incorpora aún el sistema de aislamiento sísmico, especificando los diferentes criterios utilizados para el diseño final de los principales componentes estructurales y la posterior inserción de las propiedades inelásticas. Se ven también los resultados obtenidos tras los análisis ejecutados, determinando los niveles de desempeño e información relacionada con la irregularidad torsional de la estructura.

5.1. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

En este apartado se realizaron los análisis lineales necesarios para efectuar las verificaciones mínimas indicadas en la normativa de diseño sismorresistente, presentando los resultados derivados de los análisis y los diseños determinados para la estructura empotrada. Se utilizaron las indicaciones dadas en la norma E.030, determinando el nivel de irregularidad presente en el edificio y posteriormente calculando sus derivas de entrepiso máximas. Esto último junto a las fuerzas cortantes de diseño a ser empleadas. Finalmente se efectuó el diseño de los principales componentes estructurales, haciendo uso de las recomendaciones del código ACI 318-19 y la normativa E.060.

5.1.1. Características de edificación y parámetros sísmicos

En la Tabla 3 a continuación se observan los parámetros empleados para el modelamiento del edificio, junto a los datos recogidos de la norma necesarios para el cálculo de las irregularidades, la obtención de fuerzas cortantes y las derivas.

Tabla 3. Parámetros sísmicos de la estructura convencional.

	TIPO	RESULTADO
PARÁMETROS SÍSMICOS	Factor de Zona - Z	Z4 = 0.45
	Factor de Uso - U	U = 1.00
	Factor de Suelo - S	S1 = 1.00
	Período del Suelo - T_p	$T_p = 0.40$
	Período del Suelo - T_L	$T_L = 2.50$
	Carga de Servicio de Estructura	5744 ton
	Período de Edificación (X-X)	0.548 s
	Período de Edificación (Y-Y)	0.739 s
	Configuración Estructural (X-X)	Muros Estructurales
	Configuración Estructural (Y-Y)	Muros Estructurales
	Coefficiente de Reducción R_0	$R_0 = 6$
	Factor Amplificación Sísmica en X	$C_x = 1.825$
Factor Amplificación Sísmica en Y	$C_y = 1.353$	
IRREGULARIDAD	IRREGULARIDAD I_p EN PLANTA: "Irregularidad extrema torsional"	SI $I_p = 0.6$
	IRREGULARIDAD I_a EN ALTURA:	NO
	-- --	$I_a = 0$
	Coefficiente R de Reducción de Fuerzas Sísmicas:	$R = R_0 \cdot I_p \cdot I_a = 3.6$

Coeficiente C de reducción sísmica:

$$C \text{ en dirección X-X: } 2.5 \left(\frac{T_p}{T_x} \right) = 2.5 \left(\frac{0.4}{0.548} \right) = 1.825$$

$$C \text{ en dirección Y-Y: } 2.5 \left(\frac{T_p}{T_y} \right) = 2.5 \left(\frac{0.4}{0.739} \right) = 1.353$$

Relación ZUCS/R:

$$\text{Para dirección X-X: } F/P = (0,45 \cdot 1,00 \cdot 1,825 \cdot 1,00)/(6 \cdot 0,6) = 0.2281$$

$$\text{Para dirección Y-Y: } F/P = (0,45 \cdot 1,00 \cdot 1,353 \cdot 1,00)/(6 \cdot 0,6) = 0.1691$$

Tabla 4. Peso de la estructura convencional y relación de peso por unidad de área P/A.

	Peso CM (ton)	Peso CS (ton)	Área (m ²)	Relación CM / Área	Relación CS / Área
Plantas Pares	457.9	475.2	389.9	1.174	1.219
Plantas Impares	480.4	497.9	391.9	1.226	1.270
Ultima Planta	370.7	379.8	389.9	0.951	0.974

Se ha de destacar la abundancia de muros de tabiquería presente en las plantas del edificio al tratarse de un edificio multifamiliar. Así, el peso total obtenido del edificio bajo cargas de servicio (CM + 25%.CV) fue de 5744 ton, teniendo en la Tabla 4 el peso calculado por área. Aparte de calcularse las fuerzas cortantes basales en la estructura fija, fue en función de estos resultados que se elaboró el predimensionamiento del sistema de aislamiento ante cargas axiales, visto a mayor detalle en el capítulo VI.

5.1.2. Verificaciones de deriva, fuerza cortante y determinación de irregularidad.

Considerando análisis realizados para dos direcciones, se presentan ahora los resultados conseguidos tras los análisis dinámicos modales y estáticos al seguir las indicaciones dadas por la norma E.030. Para la verificación se revisó que el porcentaje de masas participativas de los modos de vibración empleados superen juntos el 90%, siendo usado el espectro de pseudo aceleraciones para el análisis dinámico.

5.1.2.1. Determinación de derivas y fuerzas cortantes

Tras los análisis, la deriva máxima de la edificación empotrada se presentó en la planta 4 y para los dos sentidos ortogonales de análisis (Figura 20). Esto después de aplicarse en el modelo analítico las reducciones de rigidez por agrietamiento en los principales elementos estructurales, además, de determinarse ante esto último los momentos de inercia efectivos. Las reducciones por agrietamiento de los principales elementos se efectuaron en base a los valores propuestos por el código ACI 318, teniendo en cuenta un valor de deriva inelástica límite de 0.007, de acuerdo a la norma E.030.

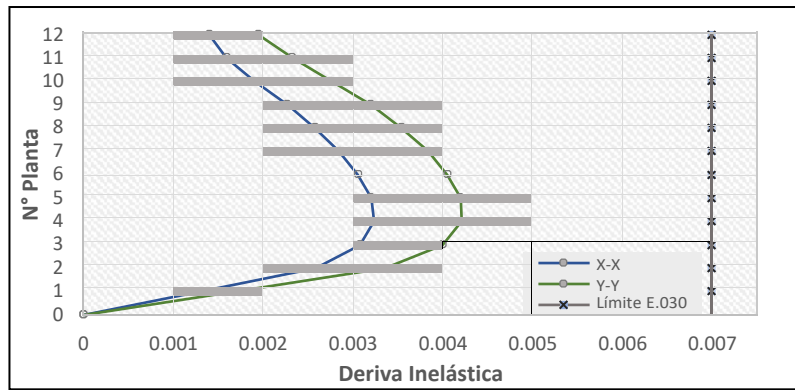


Figura 20. Deriva inelástica de edificación convencional por análisis dinámico modal espectral.

Con los resultados logrados de deriva inelástica en la Figura 20 y la Tabla 5 se obtiene una idea más clara del nivel de optimización estructural alcanzado tras el dimensionamiento especificado en el capítulo anterior, siendo bastante limitado. Esto último se debió a la necesidad de mantener la torsión de la estructura en niveles predispuestos por motivos de estudio del presente trabajo, de forma que el edificio de esquina presente irregularidad torsional extrema además de cumplir con las exigencias de deriva inelástica límite.

Tabla 5. Derivas máximas obtenidas por análisis lineal en estructura fija.

N° Planta	Dirección	Deriva Máxima	Deriva Inelástica	
Planta 4	Y-Y	0.001377	0.004214	¡OK!
Planta 4	X-X	0.001058	0.003237	¡OK!

Posteriormente se escalaron las fuerzas cortantes emanadas del análisis, adecuando el cortante hallado por el análisis dinámico para estructuras irregulares hasta un 90% del valor del cortante estático. Después se trabajó con estos valores como límite mínimo para el diseño estructural, siendo halladas las fuerzas cortantes mostradas a continuación en la Figura 21.

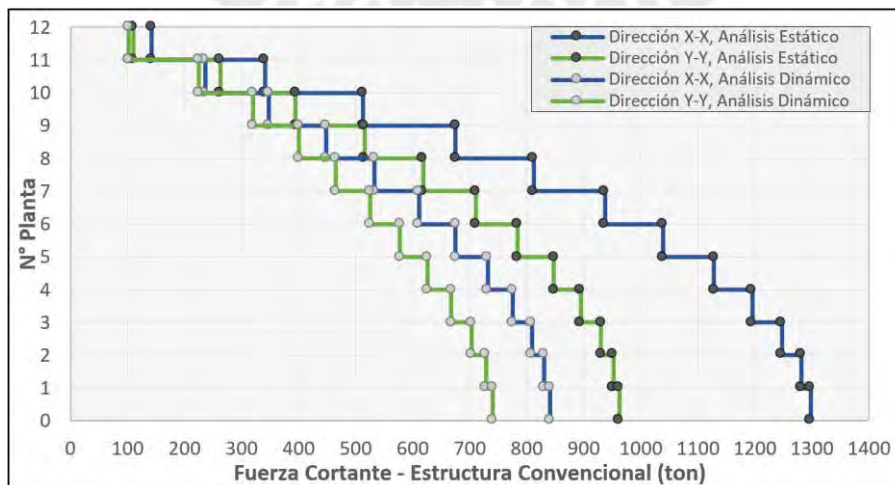


Figura 21. Fuerzas cortantes obtenidas del análisis lineal estático y el análisis lineal dinámico para la estructura fija.

Tabla 6. Fuerzas cortantes y factor de escalamiento calculado para el diseño estructural.

Dirección	F. Cortante Estática (ton)	F. Cortante Estática - 90% (ton)	F. Cortante Dinámica (ton)	Factor de Escalamiento
X-X	1298	1168	841	1.389
Y-Y	962	866	741	1.169

En la Tabla 6 se ve el escalamiento de las fuerzas cortantes dinámicas conseguidas, siendo estas fuerzas empleadas en el diseño final de los componentes estructurales. Se obtuvieron así los valores de 1,389 y 1,169 para las direcciones X-X y Y-Y.

5.1.2.2. Irregularidad torsional por análisis lineal

La estructura empotrada estudiada presenta una irregularidad en planta con ninguna de altura, teniendo así solamente irregularidad torsional extrema. Es decir, el ratio entre el promedio del desplazamiento de los puntos extremos en planta y el desplazamiento promedio de los extremos resultante es superior a 1.5. Teniendo esto en cuenta, se obtuvieron los resultados ante análisis dinámicos modales espectrales en ambos sentidos, siendo mostrados los resultados de mayor relevancia en la Tabla 7:

Tabla 7. Irregularidad torsional de la edificación convencional por análisis lineal dinámico modal espectral.

Dirección X				Dirección Y			
N° Planta	Despl. Máximo (mm)	Despl. Promedio (mm)	Ratio	N° Planta	Despl. Máximo (mm)	Despl. Promedio (mm)	Ratio
Planta 2	3.628	2.338	1.551	Planta 1	0.557	0.395	1.411
Planta 1	1.238	0.798	1.551	Planta 2	1.665	1.195	1.394
Planta 3	6.428	4.148	1.550	Planta 3	2.990	2.186	1.368
Planta 4	9.321	6.023	1.548	Planta 4	4.379	3.263	1.342
Planta 5	12.14	7.859	1.545	Planta 5	5.755	4.363	1.319
Planta 6	14.80	9.594	1.542	Planta 6	7.071	5.444	1.299
Planta 7	17.22	11.19	1.539	Planta 7	8.298	6.469	1.283
Planta 8	19.38	12.61	1.537	Planta 8	9.413	7.421	1.268
Planta 9	21.24	13.85	1.534	Planta 9	10.40	8.281	1.256
Planta 10	22.75	14.87	1.530	Planta 10	11.23	9.023	1.245
Planta 11	23.91	15.66	1.527	Planta 11	11.91	9.650	1.234
Planta 12	24.77	16.26	1.524	Planta 12	12.43	10.17	1.222

Como se mencionó en el capítulo anterior, para propósitos del estudio de la tesis, se estructuró a la edificación de forma que presente solamente irregularidad en planta del tipo torsional. De estos resultados se puede apreciar que existe irregularidad torsional extrema ante cargas sísmicas en la dirección X-X, siendo encontrados los mayores desplazamientos en la orientación perpendicular Y-Y de análisis.

5.1.2.3. Porcentajes de masas participativas y modos de vibración

Seguidamente, en la Tabla 8 se exponen los porcentajes de masa participativa resultantes del análisis estructural de cada modo de vibración empleado:

Tabla 8. Modos de vibración – Estructura convencional.

Modo	T (s)	UX	UY	RZ	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
1	0.739	2.48%	63.24%	5.99%	2.48%	63.24%	5.99%
2	0.548	59.08%	3.87%	8.28%	61.56%	67.11%	14.27%
3	0.477	10.05%	1.97%	60.38%	71.61%	69.09%	74.65%
4	0.224	2.80%	10.04%	0.62%	74.42%	79.13%	75.28%
5	0.171	10.50%	6.60%	0.65%	84.92%	85.73%	75.92%
6	0.138	0.73%	2.34%	1.42%	85.65%	88.07%	77.35%
7	0.117	2.80%	1.21%	10.16%	88.45%	89.28%	87.51%
8	0.106	2.55%	3.05%	0.08%	91.00%	92.33%	87.59%
9	0.096	1.61%	0.99%	0.62%	92.61%	93.32%	88.21%
10	0.092	0.86%	2.29%	0.03%	93.47%	95.61%	88.24%
11	0.092	4.17%	0.96%	2.67%	97.63%	96.57%	90.91%
12	0.090	0.78%	2.64%	0.24%	98.41%	99.22%	91.15%

De esto mencionar solamente que para los modos de vibración trabajados el porcentaje de masa participativa acumulativa superó el 90% del mínimo necesario establecido para análisis dinámicos modales espectrales.

5.2. CRITERIOS DE DISEÑO DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES

Se especifican aquí las propiedades de los materiales escogidos para el edificio estudiado, asimismo el refuerzo y dimensiones finales calculados por diseño. Esto será empleado más adelante para calcular las propiedades inelásticas de los componentes.

5.2.1. Materiales y sus propiedades

La estructura al ser en su totalidad de concreto armado, empleó dos dosificaciones para la resistencia f'_c a compresión del material de concreto, siendo utilizados en las primeras ocho plantas de la edificación un concreto de resistencia $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$. Los componentes estructurales por encima del octavo nivel emplearon concreto con $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$. Para el refuerzo longitudinal de acero se realizó una disminución en la cuantía de los elementos estructurales verticales, existiendo así reducciones a partir del noveno nivel en los muros de corte y en las columnas desde el sexto y noveno nivel.

Asimismo, indicar que no se realizaron reducciones en las secciones transversales de los componentes verticales de concreto. El acero de refuerzo a emplear para los elementos de la estructura será grado 60 de tipo corrugado ASTM A615.

Las secciones de las vigas principales, columnas y muros de corte fueron diseñados de acuerdo a lo dado por el capítulo 21 de la norma peruana E.060, tomando como consideración adicional el capítulo 18 del código norteamericano ACI 318-19 para el diseño estructural de los muros de corte.

5.2.2. Secciones determinadas por diseño

En este apartado se dan descripciones del criterio de diseño utilizado para los componentes estructurales del edificio multifamiliar. Se presentan también tablas con las dimensiones y el refuerzo de acero calculados para cada tipo de sección.

5.2.2.1. Columnas

Las columnas al ser elementos verticales sometidas a flexo-compresión, fueron diseñados tomando en cuenta los diagramas de interacción generados por el software de análisis SAP2000, comprobando que los pares de momento flector y carga axial se encuentren dentro de la curva generada. Para esto se recurrieron a las combinaciones de carga que incluyen efectos sísmicos con los valores más perjudiciales. Se realizó también la comprobación por flexión biaxial ante la combinación más crítica de carga.

El diseño por corte fue realizado por capacidad, tomando el cortante derivado de la carga axial que brinda el mayor momento nominal, siendo comparado después con el cortante hallado del modelo. Se distribuyó así el refuerzo transversal en función de las disposiciones de la norma E.060, siendo determinadas las secciones de la Tabla 9:

Tabla 9. Secciones resultantes de diseño – Columnas.

	Tipo	Dimensiones (m)	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Transversal
COLUMNAS	C-1	0.35 x 1.05	28Ø3/4"	Ø3/8": 1@0.05, 2@0.075, 8@0.10, rto.@0.20
	C-1a	0.35 x 1.05	4Ø3/4" + 24Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 10@0.10, rto.@0.20
	C-2	0.45 x 1.20	44Ø3/4"	Ø1/2": 1@0.05, 2@0.075, 10@0.10, rto.@0.20
	C-2a	0.45 x 1.20	24Ø3/4" + 20Ø5/8"	Ø1/2": 1@0.05, 12@0.10, rto.@0.20
	C-3	1.05 x 1.00 x 0.35 (L)	8Ø3/4" + 24Ø5/8"	Ø1/2": 1@0.05, 10@0.10, rto.@0.20
	C-3a	1.05 x 1.00 x 0.35 (L)	32Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 10@0.10, rto.@0.20

5.2.2.2. Vigas principales

Aquí el diseño estructural fue establecido para una cuantía límite del 50% de las correspondientes cuantías balanceadas, para asegurarse así que el comportamiento del elemento sea dúctil al ser consideradas fuerzas sísmicas en el diseño. Para las vigas secundarias, cuyo propósito es principalmente el de soportar directamente los muros de tabiquería, fueron diseñadas solamente bajo cargas de gravedad.

Se determinó el refuerzo longitudinal con el mayor valor resultante entre el momento flector obtenido de la envolvente de cargas en las vigas principales y los momentos conseguidos del diseño por capacidad. La continuidad del acero de refuerzo se realizó bajo una cuantía mínima, determinando el refuerzo transversal por capacidad y conforme a las indicaciones brindadas en la norma.

Para el diseño del refuerzo de las vigas secundarias no se consideró del capítulo 21 de la norma E.060 las disposiciones especiales. Las secciones de vigas obtenidas junto con el refuerzo empleado se pueden distinguir en la Tabla 10 adelante:

Tabla 10. Secciones resultantes de diseño – Vigas.

	Tipo	Dimensiones (m)	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Transversal
VIGAS PRINCIPALES	V-1	0.50 x 0.60	4Ø5/8"; 4Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 9@0.125, rto.@0.275
	V-2	0.40 x 0.55	4Ø5/8"; 4Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 7@0.125, rto.@0.225
	V-3	0.35 x 0.50	4Ø5/8"; 4Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 7@0.125, rto.@0.225
	V-4	0.25 x 0.50	3Ø5/8"; 3Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 7@0.125, rto.@0.225
	V-5	0.25 x 0.35	3Ø5/8"; 3Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 2@0.075, 4@0.10, rto.@0.15
VIGAS SECUNDARIAS	VS-1	0.20 x 0.20	2Ø1/2"; 2Ø1/2"	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, 2@0.15, rto.@0.25
	VS-2	0.25 x 0.20	3Ø1/2"; 3Ø1/2"	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, 2@0.15, rto.@0.25
	VS-3	0.30 x 0.20	3Ø1/2"; 3Ø1/2"	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, 2@0.15, rto.@0.25
	VS-4	0.35 x 0.20	4Ø1/2"; 4Ø1/2"	Ø3/8": 1@0.05, 6@0.10, rto.@0.20

5.2.2.3. Muros estructurales

Los muros de corte están encargados principalmente de oponer resistencia a las fuerzas cortantes de la edificación, en este caso siendo diseñados por flexocompresión al tener una relación altura-longitud mayor de dos y por considerarse como un muro esbelto. Se emplearon para esto diagramas de interacción en las direcciones principales de análisis local, comprobando que los pares de combinaciones de momento flector y carga axial se encuentren dentro de las curvas obtenidas.

Se determinaron también los núcleos de los elementos de borde del muro en función de las zonas de alta compresión, con los refuerzos de acero calculados en base a las indicaciones presentadas en el código ACI 318-19. Esto se proporciona al asumir que el desplazamiento horizontal inelástico está dado por flexión en la sección más crítica del muro.

El diseño del refuerzo a cortante se calculó a partir del análisis de las cargas laterales, siendo éstas amplificadas por dos factores sobre el cortante último de diseño. Entre estos factores se tiene a la sobrerresistencia por flexión en las posibles zonas de ocurrencia de fluencia en el refuerzo longitudinal y a la amplificación dinámica debida a los efectos de los modos de vibración superiores (ACI, 2019). De esta manera, en la Tabla 11 se aprecian los refuerzos principales de los muros de corte calculados.

Tabla 11. Refuerzo transversal y longitudinal de muros de corte.

	Tipo	Refuerzo Transversal	Refuerzo Longitudinal (doble capa)
PLACAS	P-01 (0.20 x 2.45)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1" @ 0.15m
	P-01a (0.20 x 2.45)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.15m
	P-01b (0.20 x 2.45)	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.20m
	P-02 (0.20 x 2.65)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1" @ 0.125m
	P-02a (0.20 x 2.65)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.125m

	P-02b (0.20 x 2.65)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.20m
	P-03 (0.20 x 2.05)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1" @ 0.125m
	P-03a (0.20 x 2.05)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.125m
	P-03b (0.20 x 2.05)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.20m
	P-04 (0.30 x 5.50)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1" @ 0.175m
	P-04a (0.30 x 5.50)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.175m
	P-04b (0.30 x 5.50)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.175m
	Caja ascensor (0.20)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1" @ 0.10m
	(a) Caja ascensor (0.20)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.125m
	(b) Caja ascensor (0.20)	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.125m
	P-05 (0.25 x 4.20)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1" @ 0.20m
	P-05a (0.25 x 4.20)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.20m
	P-05b (0.25 x 4.20)	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.225m
	P-06 (0.25 x 3.40)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1" @ 0.125m
	P-06a (0.25 x 3.40)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.125m
	P-06b (0.25 x 3.40)	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.175m
	P-07 (0.25 x 4.10)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.20m
PLACAS	P-07a (0.25 x 4.10)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø5/8" @ 0.20m
	P-07b (0.25 x 4.10)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.25m
	P-08 (0.20 x 3.65)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.225m
	P-08a (0.20 x 3.65)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø5/8" @ 0.225m
	P-08b (0.20 x 3.65)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.225m
	P-09 (0.20 x 3.40)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.175m
	P-09a (0.20 x 3.40)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø5/8" @ 0.175m
	P-09b (0.20 x 3.40)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.225m
	P-10 (0.20 x 3.55)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.175m
	P-10a (0.20 x 3.55)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø5/8" @ 0.175m
	P-10b (0.20 x 3.55)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.225m
	P-11 (0.20 x 1.75)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.15m
	P-11a (0.20 x 1.75)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø5/8" @ 0.15m
	P-11b (0.20 x 1.75)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.175
	P-12 (0.20 x 2.15)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.125m
	P-12a (0.20 x 2.15)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø5/8" @ 0.125m
	P-12b (0.20 x 2.15)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.170m
	P-13 (0.20 x 2.85)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1" @ 0.10m
	P-13a (0.20 x 2.85)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.10m
	P-13b (0.20 x 2.85)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.15m

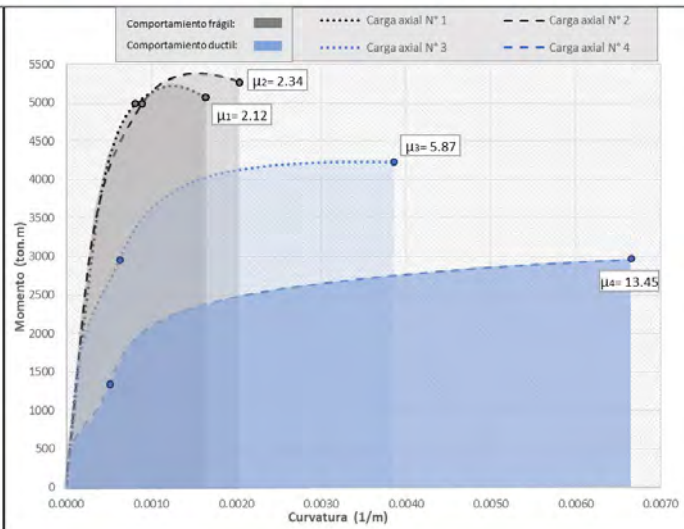
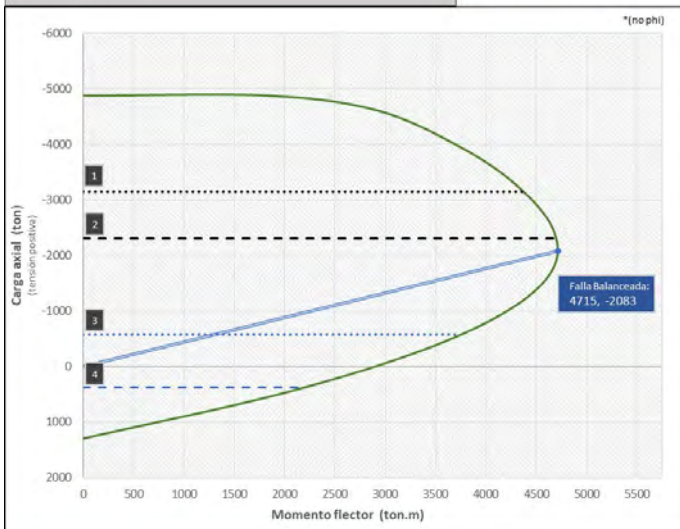
5.3. INSERCIÓN DE PROPIEDADES INELÁSTICAS DE MATERIALES

Empleando las secciones de los componentes principales y los detalles de refuerzo estructural obtenidos anteriormente, se insertaron en el modelo estructural las condiciones de formación de rótulas plásticas y las propiedades no lineales de los materiales utilizados. Es así que mediante modelos de esfuerzo deformación se estableció el comportamiento inelástico de los componentes estructurales, tanto para el acero de refuerzo como para el concreto armado.

Con estos datos se empleó el software de análisis SAP2000 en la inserción de los diagramas momento curvatura de las secciones principales de la estructura y de los diagramas de interacción. Así, los resultados conseguidos fueron insertados de forma manual en el programa, terminando el modelamiento de la edificación con la colocación de las condiciones inelásticas. Cabe destacar también que en el caso de los componentes verticales se empleó un conjunto de cargas axiales representativas en los diagramas de momento-curvatura. La Figura 22 muestra a modo de ejemplo la inserción de datos relacionada a las condiciones de formación de las rótulas plásticas.

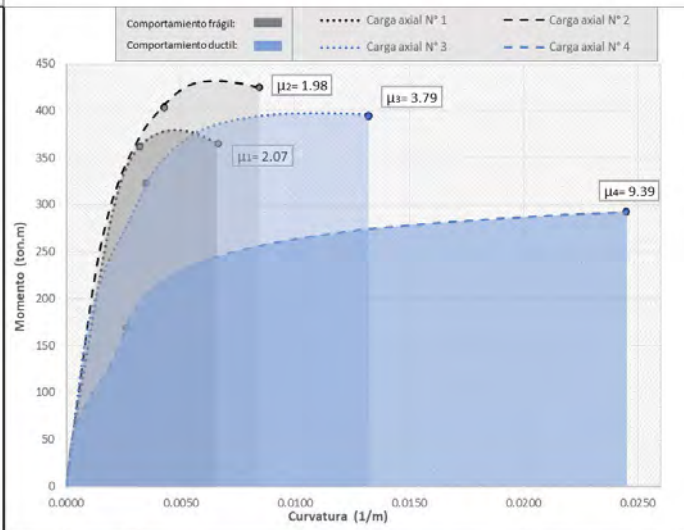
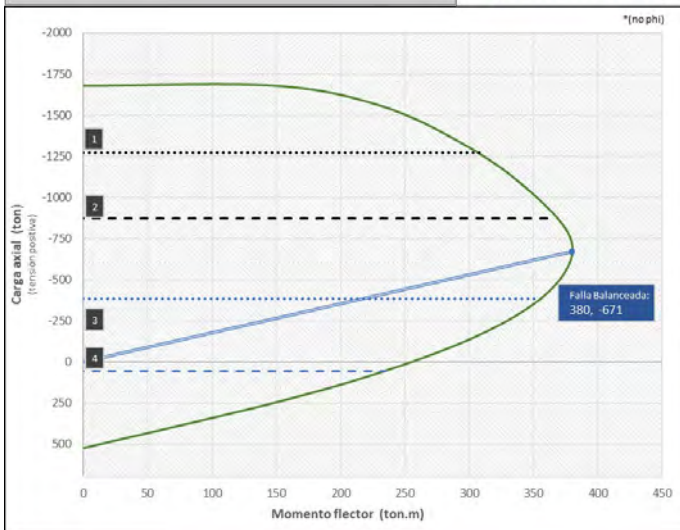
Muro estructural P-04:
 (5500 x 300 mm)
 $f'_c=350 \text{ kgf/cm}^2$

Sección:



Columna C-2:
 (1200 x 450 mm)
 $f'_c=350 \text{ kgf/cm}^2$

Sección:



Vigas:
 V-1 (500 x 600 mm) - V-3 (350 x 500 mm) - V-5 (250 x 350 mm)
 $f'_c=350 \text{ kgf/cm}^2$

Secciones:

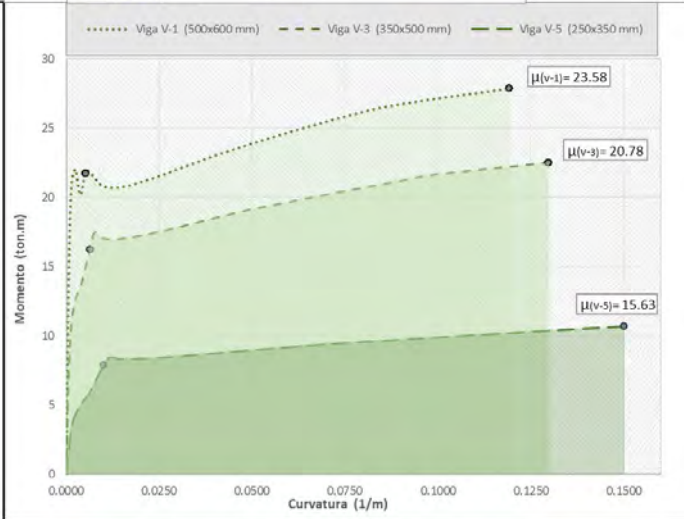
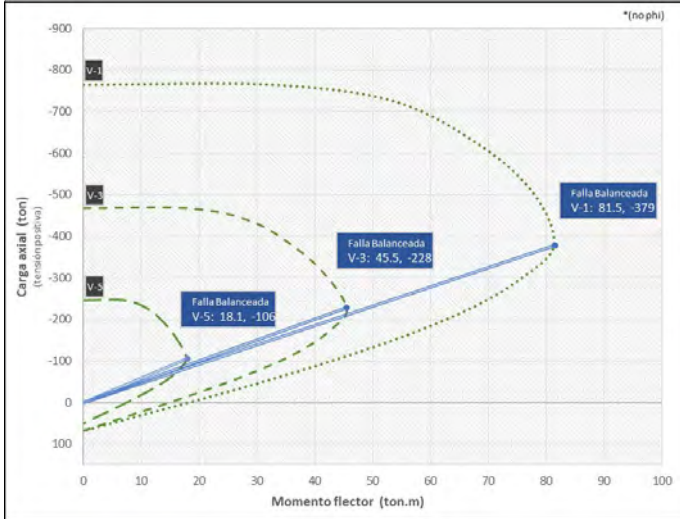


Figura 22. Datos de diagramas momento-curvatura y diagramas de interacción.

El empleo de este software se debió a la velocidad de trabajo con estos tipos de análisis, además, del mayor nivel de detalle asociado a las condiciones de análisis. Con esto en consideración, se asignaron las condiciones de rotulación en los elementos estructurales como se observa en la Figura 23, empleando concreto con resistencia $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ hasta la octava planta y continuando hasta la azotea con $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$.

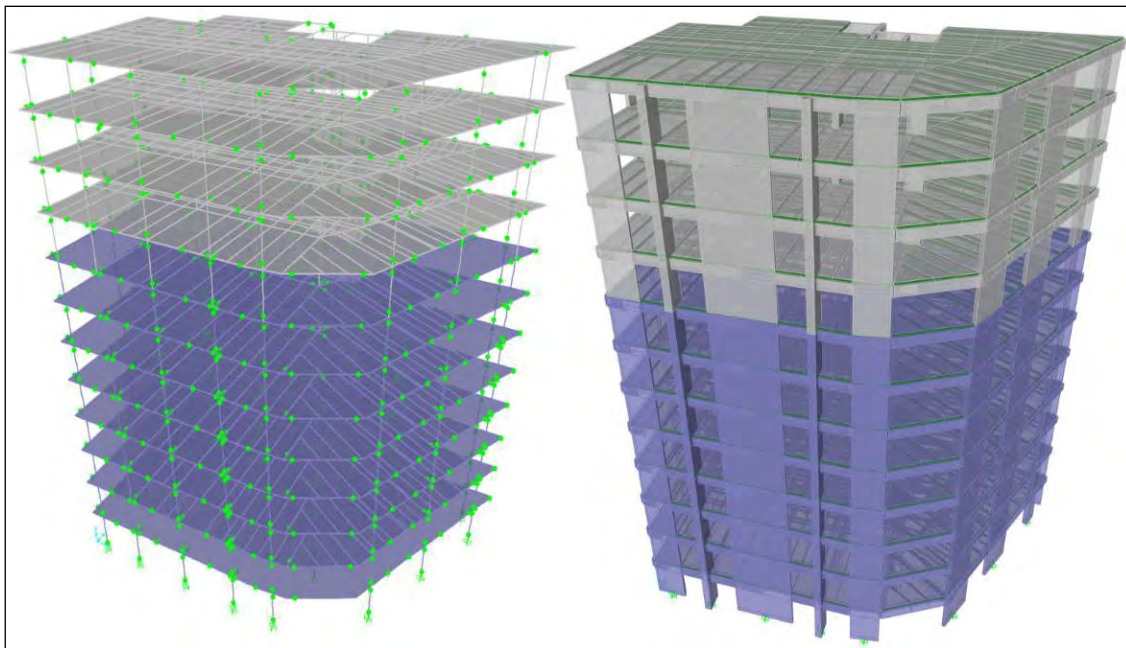


Figura 23. Asignación de propiedades inelásticas y condiciones de rotulación en modelo de análisis.

Los muros de corte en este trabajo emplearon una idealización de plasticidad concentrada, mas no de plasticidad distribuida. De esta manera, al considerar esta idealización, los muros de corte llevaron brazos rígidos con secciones transversales iguales a las de las vigas que llegaban a estos, creando un material para los brazos rígidos con un valor del módulo de elasticidad equivalente a veinte veces el del acero (Asmat, 2016). El análisis matricial tradicional con propiedades inelásticas añadidas puede ser más conservador en un entorno no lineal debido a sus suposiciones simplificadas, limitaciones en la capacidad de modelado y a la falta de precisión en la representación de la geometría que sobreestimarían las deformaciones o los esfuerzos en ciertas regiones. Sin embargo, el haber utilizado esta metodología de análisis permitió obtener resultados suficientemente aproximados del comportamiento no lineal del edificio estudiado de una manera rápida, sin la necesidad de emplear metodologías de altísimo costo computacional. Para el comportamiento del concreto armado fue empleado el modelo de Hognestad con una deformación unitaria para la rotura del concreto de 0.0038, siendo mostrado como ejemplo en la Figura 24 el modelo de esfuerzo deformación con $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$. En el caso del refuerzo de acero se empleó el modelo parabólico con endurecimiento por sobrerresistencia, idealizado para un esfuerzo último $f_u = 6300 \text{ kgf/cm}^2$ y un esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ (Figura 25).

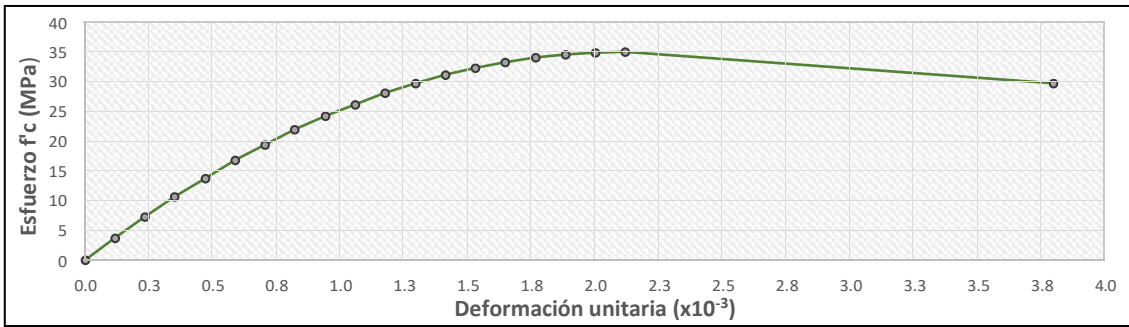


Figura 24. Modelo de esfuerzo-deformación del concreto armado ($f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$).

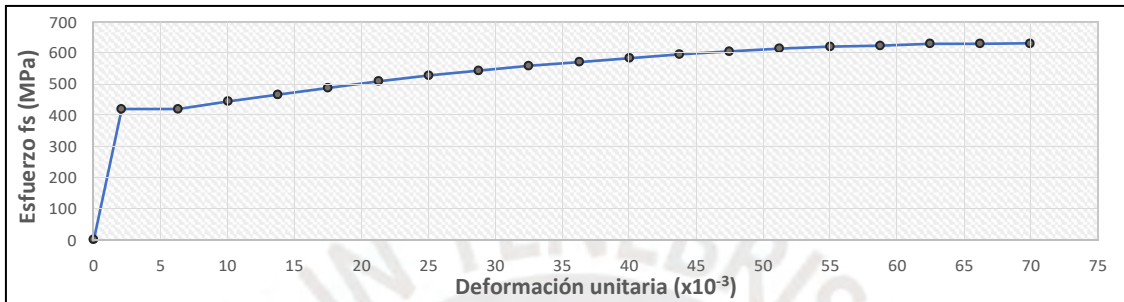


Figura 25. Modelo de esfuerzo-deformación del refuerzo de acero ($f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$).

5.4. ANÁLISIS PUSHOVER NO LINEAL, ANÁLISIS POR TIEMPO-HISTORIA Y OBTENCIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO

Estos análisis se realizaron para conocer el comportamiento del edificio multifamiliar ante cargas monotónicas incrementales y establecer así la curva de capacidad de la obra. Las cargas se introdujeron de manera triangular ascendente en altura y distribuyéndose sobre los centros de masa de los entrepisos. De esta manera el comportamiento descrito por la estructura convencional representaría de mejor manera los efectos de torsión extrema sobre la edificación. Adicionalmente se calcularon las curvas de capacidad con cargas laterales uniformemente distribuidas y en función del modo de vibración representativo, esto únicamente por motivos de comparación. Así, la Figura 26 junto a la Figura 27 exhiben a continuación las curvas de capacidad obtenidas:

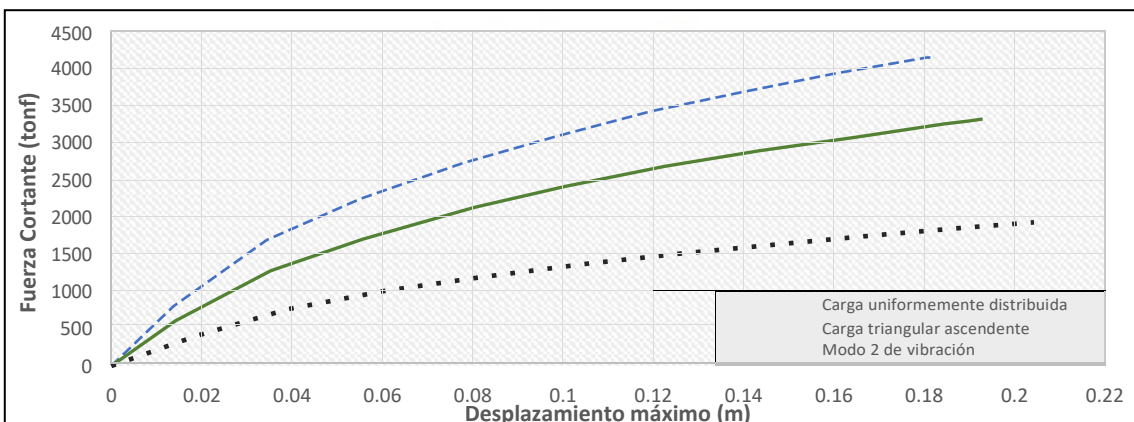


Figura 26. Curvas de capacidad en la dirección X-X – Estructura convencional.

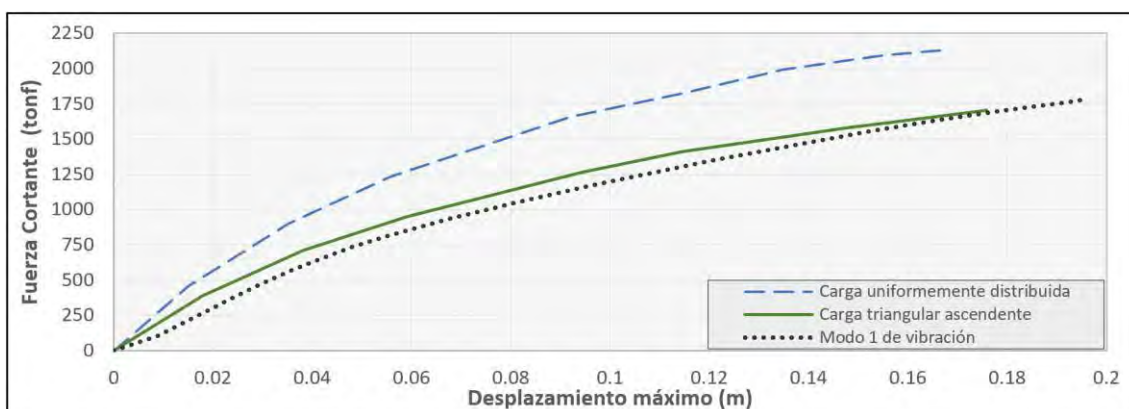


Figura 27. Curvas de capacidad en la dirección Y-Y – Estructura convencional.

En estas se puede apreciar la participación del primer modo de vibración en la traslación del edificio en la dirección Y-Y, siendo el segundo modo el que cuenta con una mayor participación en la traslación para la dirección X-X. Cabe destacar de la Tabla 8 que el modo fundamental de la estructura es traslacional en Y-Y, y que las rotaciones presentes en el primer y el segundo modo de vibración mantienen una influencia ligeramente significativa en el comportamiento del edificio.

Asimismo, se emplearon análisis no lineales dinámicos de tiempo-historia para tener noción del comportamiento del edificio de forma más precisa, utilizando para los análisis siete pares de registros sísmicos provenientes de Chile y Perú (Tabla 12). Es así que se trabajó en conjunto con los datos obtenidos de las curvas de capacidad de las dos orientaciones de análisis, las fuerzas cortantes resultantes de los análisis no lineales por tiempo-historia y datos con los desplazamientos máximos. Con esto se determinaron los niveles de desempeño en el edificio empotrado, desde la superposición de ambos conjuntos de datos y bajo los diferentes niveles dispuestos en el comité VISION 2000.

Tabla 12. Pares de registros empleados para el análisis por tiempo-historia.

TH-1	TH-2	TH-3	TH-4	TH-5	TH-6	TH-7
Arequipa -2001	Pisco - 2007	Chile-Curico - 2010	Chile-Concepción - 2010	Lima-Callao - 1966	Ancash 1970	Lima 1974

Una vez cargados los conjuntos de pares de acelerogramas, fueron corregidos cada uno de ellos mediante las opciones de línea base con tal de obtener velocidades y desplazamientos finales muy cercanos a cero. Fue empleado adicionalmente en algunos de estos casos un filtrado de frecuencias altas y bajas. Después los pares de registros fueron importados al programa SeismoMatch, realizando aquí con un coeficiente $R=1$ de reducción sísmica el escalamiento de las señales al espectro elástico de la norma E.030. Para el actual caso los parámetros empleados fueron un perfil de suelo tipo S1 ($S=1.0$), factor de zona 4 ($Z=0.45$) y factor de importancia común ($U=1.0$). La Figura 28 muestra como ejemplo el conjunto empleado para la dirección X-X.

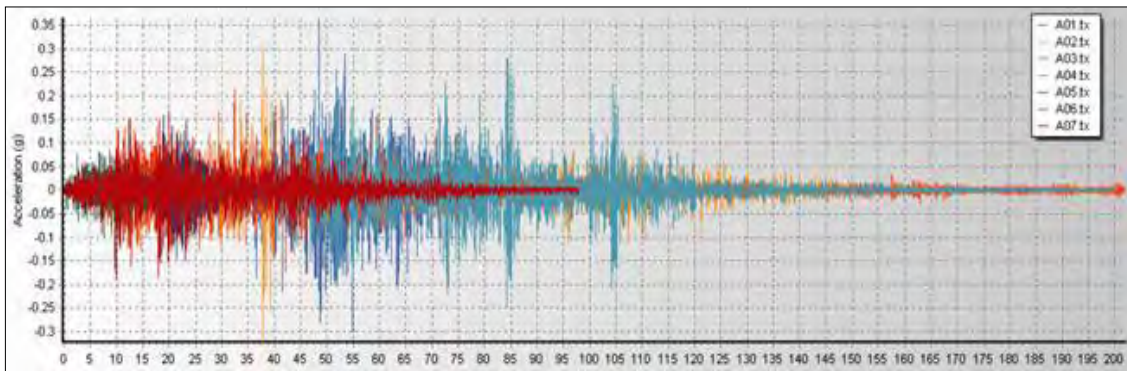


Figura 28. Conjunto de acelerogramas utilizados para análisis (Este-Oeste EW).

Tras los análisis por tiempo-historia no lineal de la edificación empotrada, se exportaron los desplazamientos máximos obtenidos junto a las fuerzas cortantes asociadas al instante de su ocurrencia para ser superpuestos posteriormente sobre las curvas de capacidad anteriormente halladas. Desde la Figura 29 y la Figura 30 es posible ver las curvas de capacidad de las dos orientaciones de análisis X-X y Y-Y respectivamente. En estas figuras se muestran las superposiciones realizadas sobre las curvas de capacidad derivadas de la distribución de cargas triangulares ascendentes, además de las obtenidas por distribución uniforme.

Así, con esta superposición se consigue un nivel de desempeño en la estructura relacionado a cada orientación de análisis e individualmente por registro sísmico empleado. Una vez calculado el resultado promedio para los siete pares de registros, fue determinado bajo este procedimiento en el edificio multifamiliar empotrado un nivel de desempeño en el rango de operatividad para el sentido X-X, mientras que para Y-Y se encontró un nivel de desempeño de resguardo de la vida.

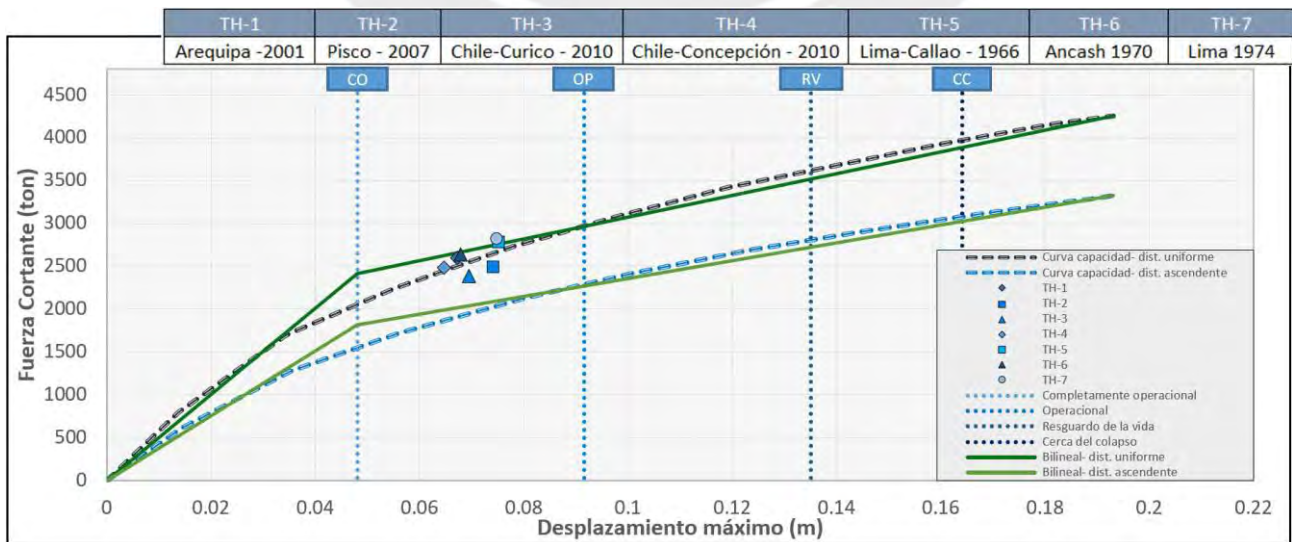


Figura 29. Determinación del punto de desempeño (THNL) en la estructura convencional – Orientación X-X.

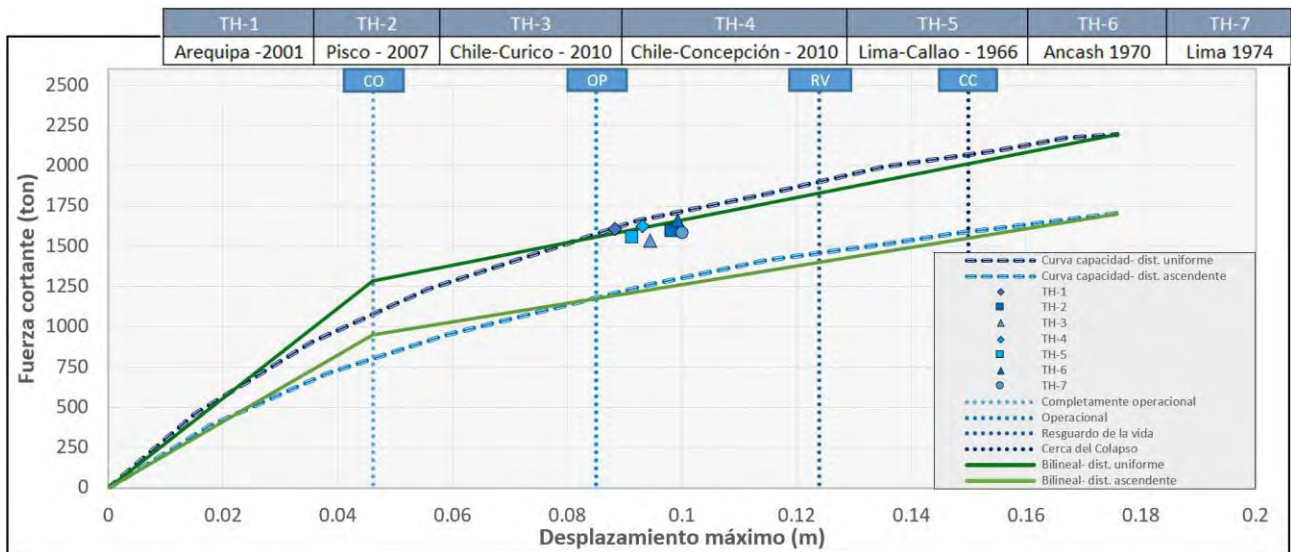


Figura 30. Determinación del punto de desempeño (THNL) en la estructura convencional – Orientación Y-Y.

5.5. NIVELES DE DESEMPEÑO OBTENIDOS MEDIANTE EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD, E IRREGULARIDAD TORSIONAL

Se determina ahora en este apartado, empleando el método de espectro de capacidad, a los niveles de desempeño en la edificación empotrada, trabajando desde los resultados hallados de la curva de capacidad bajo el procedimiento pushover. Además, los ratios de irregularidad se calcularon comenzando con los desplazamientos obtenidos por análisis no lineal por tiempo historia, conseguidos en función de los mayores valores conseguidos para el instante de tiempo más crítico de la estructura convencional.

5.5.1. Obtención de los niveles de desempeño, Método espectro de capacidad

Similar al apartado anterior, esta vez se hizo uso solamente de las curvas de capacidad obtenidas por distribución uniforme de cargas incrementales en las dos direcciones de análisis. Utilizando el método de espectro de capacidad se empleó el software de análisis SAP2000 para el cálculo de los niveles de desempeño y para determinar los puntos de desempeño asociados a ciertos espectros de demanda elásticos.

Estos espectros elásticos de demanda fueron provenientes del sismo de diseño de la norma y los del sismo de servicio, por consiguiente, trabajando con las especificaciones y condiciones del código ATC-40, se obtuvieron los resultados apreciados tanto en la Figura 31 como en la Figura 32 para las direcciones X-X y Y-Y.

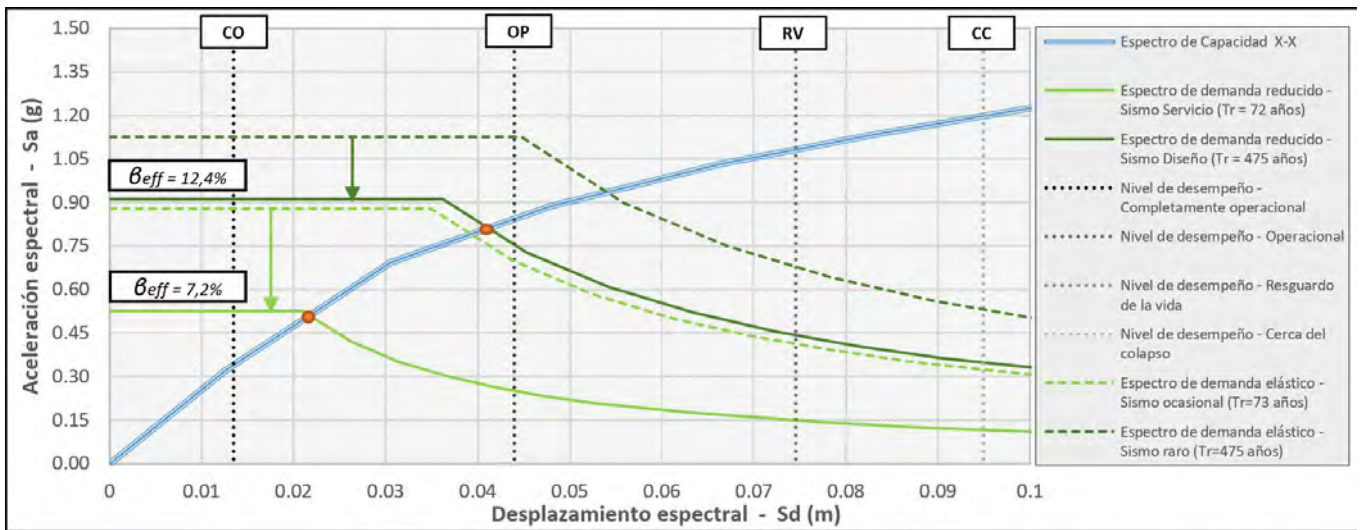


Figura 31. Determinación del punto de desempeño (MEC) en la estructura convencional – Orientación X-X.

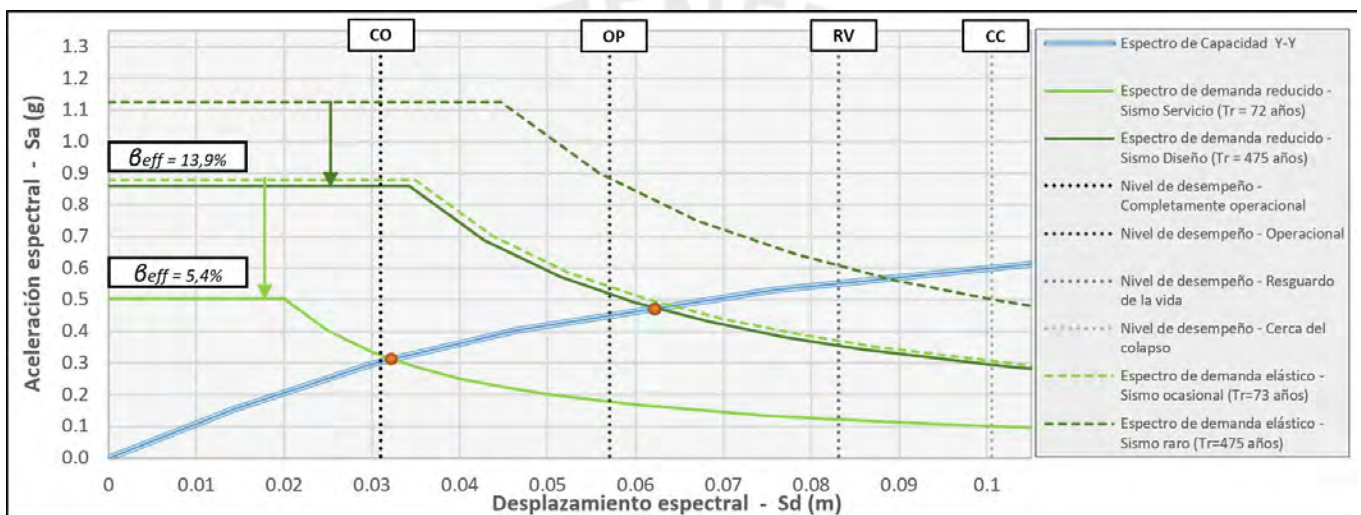


Figura 32. Determinación del punto de desempeño (MEC) en la estructura convencional – Orientación Y-Y.

Tras obtenerse los niveles de desempeño, se realizó la transformación de los puntos de aceleración y desplazamiento espectral conseguidos a desplazamientos máximos y fuerzas cortantes, para el sismo de diseño encontrado en la norma E.030 y para el sismo de servicio. Se obtuvo con esto pares de desplazamientos máximos y fuerzas cortantes de 0.067m - 2037ton y 0.09m – 1482ton para las direcciones X-X y Y-Y respectivamente. De acuerdo con estos datos, a lo especificado por el comité VISION 2000 y lo mostrado en la Figura 31 y la Figura 32, los niveles de desempeño correspondientes al sismo de diseño serían Operacional para la orientación X-X y Resguardo de la vida para la orientación perpendicular Y-Y.

Con la misma forma, considerando adicionalmente al sismo de servicio ($T_r = 72$ años, 50% probabilidad de excedencia en 50 años) para la dirección X-X se tiene el par de desplazamiento máximo y fuerza cortante de 0.034m - 1245ton, siendo de 0.045m - 957ton lo hallado para la dirección Y-Y.

Los resultados indicarían que ante el sismo de servicio se consiguen niveles de desempeño de Operacional en ambas direcciones. Asimismo, cabe resaltar que los desplazamientos de fluencia obtenidos de la estructura, con los que se trabajó para el hallazgo de los distintos niveles de desempeño, fueron 0.025m en la dirección X-X y de 0.0466m en Y-Y. Estos últimos desplazamientos son los puntos de aparición de la primera rótula en la estructura, siendo utilizados en posteriores procedimientos.

5.5.2. Determinación del ratio de irregularidad torsional

Después de efectuar por tiempo-historia análisis no lineales sobre el edificio convencional, fueron obtenidos los desplazamientos máximos relacionados a los pares de registro junto a los desplazamientos promedio de los extremos de cada planta. Es con estos datos que se determinó el ratio de irregularidad torsional del edificio, estando éste en función de los mayores valores obtenidos para el instante de tiempo más crítico. Estos resultados son presentados en la Tabla 13 adelante:

Tabla 13. Desplazamientos máximos e irregularidad torsional por tiempo-historia no lineal – Estructura Convencional.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (mm)							
Par de registro:	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	67.40	74.20	69.60	64.60	75.20	67.87	75.01
Dirección Y-Y	88.19	98.09	94.50	93.05	91.40	99.19	100.1
DESPLAZAMIENTOS PROMEDIO (mm)							
Par de registro:	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	43.44	50.97	52.54	43.17	49.92	51.67	55.64
Dirección Y-Y	61.97	67.88	74.53	64.31	69.82	73.58	79.82
RATIO DE IRREGULARIDAD - ESTRUCTURA CONVENCIONAL							
Par de registro:	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	1.552	1.456	1.325	1.496	1.506	1.314	1.348
Dirección Y-Y	1.423	1.445	1.268	1.447	1.309	1.348	1.254

Se puede apreciar que el máximo ratio de irregularidad obtenido en la estructura empotrada tiene un valor de 1,552 para el par de registros correspondiente al sismo de Arequipa – 2001 en la dirección X-X, mientras que para la dirección Y-Y se determinó un valor máximo de 1,447 ante el par de registros del sismo de Chile – 2010.

Sin embargo, como una observación adicional, se tuvo que los valores promedios de los ratios de irregularidad torsional en la estructura convencional conseguidos con análisis no lineales, son de 1,428 en la dirección X-X y de 1,356 en Y-Y. En otras palabras, no se alcanza bajo el análisis no lineal realizado un nivel de irregularidad torsional extrema en la estructura convencional, a diferencia de lo que se obtuvo mediante análisis dinámicos lineales para la dirección X-X con un valor de 1,552. De esta manera se mantendría la estructura convencional en un rango de irregularidad torsional que no llega a considerarse extrema para ninguna de las direcciones de análisis.

En este capítulo se especifican los procedimientos de diseño y verificación del sistema de aislamiento que va a ser incorporado en la estructura. Se detallan también los resultados conseguidos al ser analizada la estructura aislada, siendo obtenidos aquí los nuevos niveles de desempeño e información relacionada con la irregularidad torsional.

6.1. ESTIMACIÓN INICIAL DE RIGIDEZ DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

Para el diseño inicial del sistema de aislamiento que fue incorporado en la edificación, se tomó en cuenta el periodo objetivo que tendría la estructura con aislamiento sísmico, siendo este un valor igual a tres veces el periodo fundamental de la estructura fija. De esta forma se consigue aproximadamente un periodo de 2.22s, siendo con esto calculada la rigidez de predimensionamiento inicial necesaria para el diseño del sistema.

Establecida esta rigidez se comprobó que la deriva resultante en la superestructura sea menor al límite establecido en la norma E.031 (deriva máxima de 0,0035). Se empleó inicialmente para ello el software ETABS 2018, realizando las comprobaciones necesarias ante análisis lineales y no lineales dinámicos por tiempo-historia (FNA). Se consideraron así las rigideces provistas por los aisladores HDR, siendo empleados 33 dispositivos para el actual caso. El cálculo estimado inicial de la rigidez del sistema de aislamiento estuvo en función de la carga de servicio que soportaría cada dispositivo, además, de la rigidez lateral efectiva brindada por los fabricantes (generalmente propuesta en función de los desplazamientos máximos considerados). Así, el concepto principal utilizado para calcular la rigidez lateral fue el de tomar referencialmente a toda la superestructura como una masa indeformable, de forma tal que el centro de rigidez del sistema de aislamiento concuerde en lo posible al de masas perteneciente a la superestructura.

6.1.1. Deducción de propiedades para el sistema de aislamiento

Para esta deducción se trabajó inicialmente con los periodos de la edificación fija, por consiguiente, se realizó en función de estos una primera estimación de la rigidez que tendrá el sistema de aislamiento. Al haberse tenido como valor objetivo al triple del periodo fundamental, se escogieron las propiedades elásticas de los aisladores, estando estos últimos a su vez en función de la carga de servicio axial que soportan.

Las cargas axiales de servicio fueron consideradas iguales a la sumatoria del 25% de la carga viva con la carga muerta del edificio, siendo adicionadas las cargas existentes en la losa de aislamiento tras ser incluida en la estructura. Estas cargas axiales de servicio se muestran en la Figura 33:

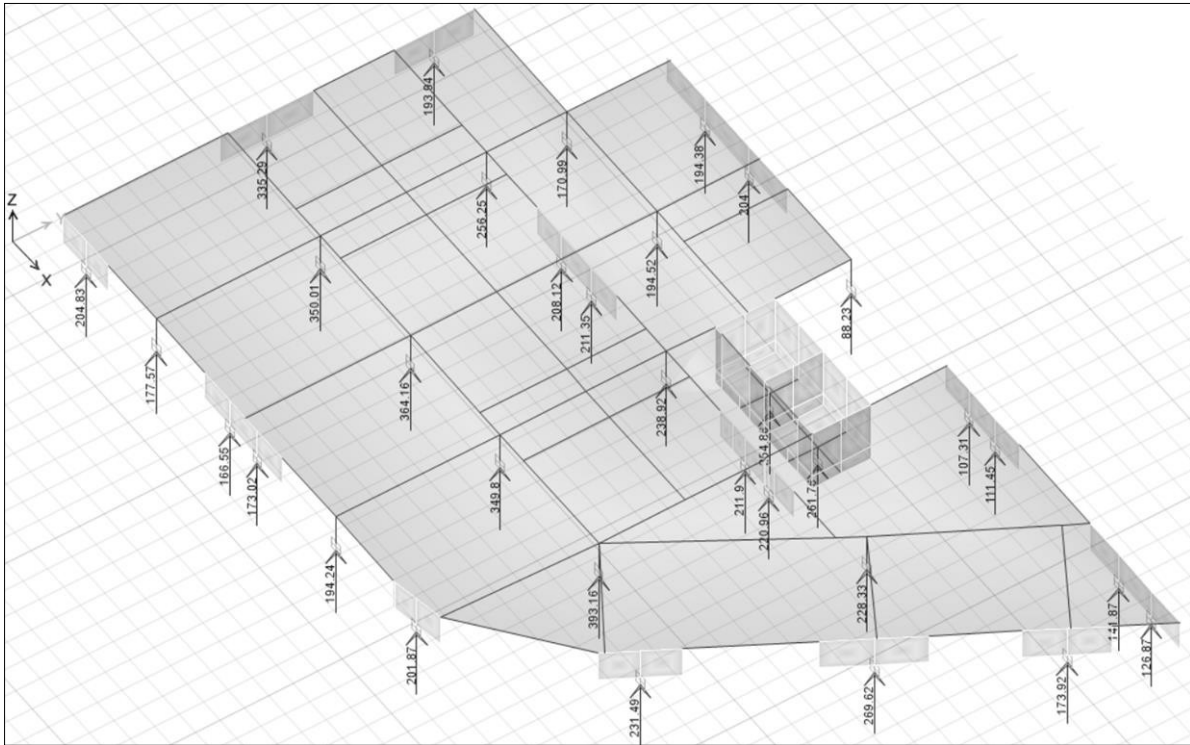


Figura 33. Vista de las cargas axiales de servicio actuantes sobre los dispositivos de aislamiento (ton).

Se supo del análisis que la carga axial de servicio que recibiría cada aislador estaría entre 88.09 ton y 393.16 ton, pudiendo ser determinada desde aquí la rigidez necesaria en los aisladores HDR, dando como resultado 3 tipos de aisladores distribuidos en 33 dispositivos. Tomando los valores de las rigideces de los dispositivos en función de su carga axial máxima, se procedió a insertar sus propiedades elásticas en el modelo analítico, siendo estimado así el periodo de la estructura aislada de una manera más exacta. Se consideró inicialmente un amortiguamiento efectivo del 15% para todos los aisladores. Tras realizar el análisis se obtuvieron los periodos de cada modo de vibración (Tabla 14), además, de la distancia existente entre el punto concentrado de rigidez en el sistema de aislamiento con el centro de masa asociada a la superestructura. Así fue variando la ubicación y las propiedades de los dispositivos de tal forma que la distancia entre ambos centros sea mínima (Tabla 15), siguiendo las condiciones de capacidad de carga axial máxima y manteniendo los criterios de selección (3 tipos de aisladores). Finalmente, tras las iteraciones realizadas y las propiedades ya definidas, se muestran en la Tabla 16 los modos de vibración finales junto a los porcentajes de masas participativas:

Tabla 14. Periodos por modo de vibración del edificio multifamiliar con aislamiento (deducción inicial).

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (ciclos/s)	Frecuencia angular (rad/s)	Eigenvalor (rad ² /s ²)
1	2.394	0.418	2.6248	6.8895
2	2.227	0.449	2.8219	7.9631
3	1.885	0.531	3.3337	11.1136
4	0.391	2.556	16.0583	257.8679
5	0.288	3.477	21.8437	477.1455
6	0.245	4.081	25.6433	657.5807
7	0.156	6.415	40.3057	1624.5511
8	0.114	8.806	55.3312	3061.5381
9	0.103	9.742	61.209	3746.5416
10	0.087	11.512	72.3321	5231.9339

Tabla 15. Ubicación del centro de rigidez del sistema de aislamiento y del centro de masas en la superestructura.

COORDENADAS:	Centro de masa (m)		Centro de rigidez (m)		Distancia entre centros (m)	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
	Superestructura	11.7033	9.6207	11.7624	9.6548	0.0591
Sistema de aislamiento	11.706	9.6584	11.7625	9.6155	0.0565	0.0429

Tabla 16. Modos de vibración y porcentajes de masas participativas del edificio con aislamiento (deducción final).

Modo	T (s)	UX	UY	RZ	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
1	2.426	22.55%	59.00%	18.18%	22.55%	59.00%	18.18%
2	2.244	68.30%	30.89%	0.68%	90.86%	89.89%	18.86%
3	1.896	9.01%	9.76%	81.06%	99.87%	99.65%	99.92%
4	0.435	0.03%	0.33%	0.00%	99.90%	99.98%	99.92%
5	0.315	0.09%	0.01%	0.00%	99.99%	99.99%	99.92%
6	0.253	0.00%	0.00%	0.08%	100.00%	99.99%	100.00%
7	0.155	0.00%	0.01%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%
8	0.128	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%
9	0.117	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%
10	0.101	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%

6.2. DISEÑO Y VERIFICACIÓN DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

Se especifica en esta parte el proceso de diseño, verificación y detallado final en función del modelamiento conseguido tras la estimación de rigideces de los dispositivos encargados del aislamiento. Se realizaron análisis estáticos y dinámicos lineales en el cálculo de las fuerzas cortantes de diseño y su distribución en los entrepisos, además, de análisis dinámicos por tiempo historia para poder hallar los desplazamientos y las derivas máximas.

6.2.1. Análisis estático

Se muestran aquí los procedimientos utilizados tanto en la obtención de derivas como de desplazamientos máximos en el sistema propuesto de aislamiento. Se presenta también el desplazamiento total máximo y las fuerzas laterales mínimas con las que se analizó la estructura. Esto de acuerdo con lo señalado en la normativa E.031 y bajo los parámetros sísmicos del edificio aislado (Tabla 17). Para diseñar el sistema de aislamiento se realizó el cálculo bajo propiedades máximas y mínimas establecidas,

tanto en el sistema como en los dispositivos utilizados. Para ello fueron usados los factores de modificación λ presentes en la norma (dependientes del tipo de dispositivo), trabajando con estos valores para la mayoría de las verificaciones de análisis.

Tabla 17. Parámetros sísmicos iniciales del edificio con aislamiento.

	TIPO	VALOR
PARÁMETROS SÍSMICOS	Factor de Zona (Z)	Z4 = 0.45
	Factor de Uso (U)	U = 1.00
	Factor de amplificación sísmica (C) (X-X)	Cx= 0.449
	Factor de amplificación sísmica (C) (Y-Y)	Cy= 0.418
	Factor de Suelo (S)	S1 = 1.00
	Período del Suelo T_p	$T_p = 0.4$
	Período del Suelo T_L	$T_L = 2.5$
	Carga de Servicio de Estructura	6241 ton
	Período de Edificación (X-X)	2.227 s
	Período de Edificación (Y-Y)	2.394 s
	Coefficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas R	R = 1
	Amplificación a sismo máximo considerado SMC	1,5

Primeramente, se tomó el modelo inicial del edificio aislado y se observó el máximo desplazamiento que presentaba el sistema de aislamiento en ambas direcciones X-X y Y-Y, comparándolo después con el desplazamiento máximo D_M de las normas. Se estimó de esta forma un valor de desplazamiento máximo total para cada tipo de dispositivo en el sistema. Posteriormente se corroboró que la deriva de la superestructura esté dentro de los márgenes establecidos (máximo de 0,0035).

Con estas condiciones fueron variados los parámetros hasta ser cumplidos los requerimientos, siendo modificada la rigidez de los aisladores y verificando que no se presentaran cargas axiales mayores a las resistentes por el tipo de dispositivo. Esto hizo variar muy ligeramente el predimensionamiento realizado con anterioridad, cambiando un poco el periodo de los modos fundamentales. Desde una hoja de cálculo desarrollada y bajo las condiciones de las normas, se calculó la distribución de fuerzas para la superestructura y también el sistema de aislamiento ante análisis estático. Se consideró para esto un amortiguamiento efectivo $\beta_M = 15\%$ y periodos de vibración de 2.394s en la dirección Y-Y y de 2.227s en X-X. Las ecuaciones generales empleadas fueron:

$$F_1 = (V_b - V_{st}) / R_a$$

$$F_i = \frac{p_i h_i^k}{\sum_{j=2}^n p_j h_j^k} V_{st} \quad (i > 1)$$

$$k = 14 \beta_M T_f$$

V_{st} = La fuerza cortante actuante y sin reducir en los elementos sobre el nivel de la base.

V_b = El total de la fuerza cortante en los elementos bajo el nivel de aislamiento o también sobre el mismo sistema incorporado de aislamiento.

F_1 = La fuerza lateral sísmica a altura del nivel de la base del edificio.

En las verificaciones de análisis correspondientes a los dispositivos de aislamiento, se emplearon los factores para la modificación de rigidez lateral K_d de 0.8 y 2.0 para los límites superiores e inferiores de diseño respectivamente. Igualmente se emplearon factores para la resistencia característica Q_d de 0.8 y 1.7, tomando en cuenta que los dispositivos de aislamiento de alto amortiguamiento HDR son de clase I (clasificación especificada en la norma E.031). Además, se escogieron dispositivos de aislamiento que pudieran soportar un desplazamiento máximo total de hasta 0.40m, esto en función de la estimación inicialmente realizada. Con estos datos y tras haberse realizado el análisis estático, se obtuvo la distribución de cargas de la tabla 18:

Tabla 18. Distribución vertical de las cargas laterales para análisis estático.

Coefficiente K Dirección X	Coefficiente K Dirección Y	Cortante basal V_b X (ton)	Cortante basal V_b Y (ton)	Cortante V_{st} X (ton)	Cortante V_{st} Y (ton)
4.6767	5.0274	1432	1540	1360	1462
Peso/Planta P_i (ton)	Altura h_i (m)	$P_i \cdot h_i^k$ Dirección X	$P_i \cdot h_i^k$ Dirección Y	Fuerza Dirección X	Fuerza Dirección Y
379.8	3	6.469E+04	9.510E+04	0.004	0.002
497.9	6	2.170E+06	4.067E+06	0.120	0.072
475.2	9	1.379E+07	2.980E+07	0.763	0.528
497.9	12	5.549E+07	1.326E+08	3.070	2.352
475.2	15	1.504E+08	3.887E+08	8.320	6.891
497.9	18	3.696E+08	1.018E+09	20.45	18.06
475.2	21	7.253E+08	2.110E+09	40.13	37.41
497.9	24	1.419E+09	4.326E+09	78.52	76.69
475.2	27	2.349E+09	7.464E+09	130.0	132.3
497.9	30	4.029E+09	1.328E+10	223.0	235.5
475.2	33	6.006E+09	2.047E+10	332.3	362.9
497.9	36	9.452E+09	3.322E+10	523.0	588.9
TOTAL		2.457E+10	8.244E+10	1360	1462

Se obtuvo también la amplificación necesaria para determinar el desplazamiento total D_{TM} en función del desplazamiento máximo D_M , teniendo hallado un valor de 1.158 para la dirección Y-Y y un valor de 1.055 en X-X (siendo el valor mínimo a emplear 1,15). Los valores al 80% del desplazamiento total D_{TM} estático sirvieron como límites mínimos de referencia del desplazamiento total en los posteriores análisis, pudiendo ser observado un desplazamiento total bajo el límite inferior de diseño de 0.395m (Tabla 19).

Tabla 19. Desplazamientos máximos y totales del análisis estático.

	Fuerzas laterales equivalentes (ELF), $\beta = 15\%$		
	Límite Superior (m)	Normal (m)	Límite Inferior (m)
D_M (X-X)	0.1387	0.2768	0.3458
D_M (Y-Y)	0.1715	0.3469	0.4257
D_M (máx.)	0.1715	0.3469	0.4257
D_{TM} (ELF)	0.1989	0.4024	0.4938
80% D_{TM} (ELF)	0.1592	0.3219	0.3950

6.2.2. Análisis dinámico modal espectral

Se calculó aquí derivas y desplazamientos máximos al emplear el espectro elástico, trabajando inicialmente desde el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento al

15% en los iniciales 3 modos de vibración y manteniendo el amortiguamiento inherente de la estructura convencional para los posteriores modos. El análisis se realizó adicionando un valor del 30% del espectro elástico en el sentido perpendicular de análisis, siendo denominada a la suma vectorial de ambos resultados como el desplazamiento máximo.

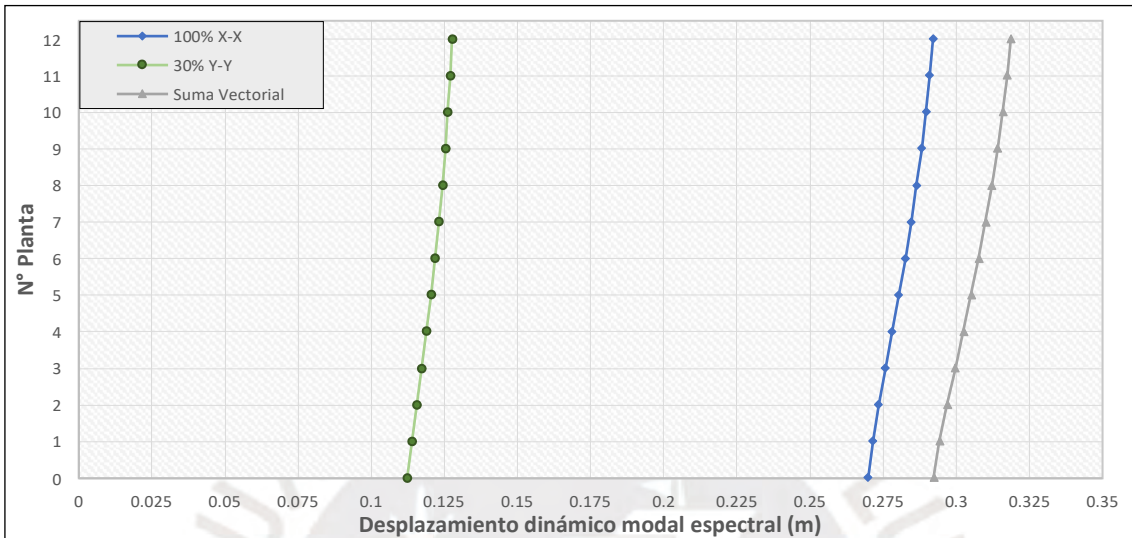


Figura 34. Desplazamientos dinámicos modales espectrales máximos calculados para la orientación X-X.

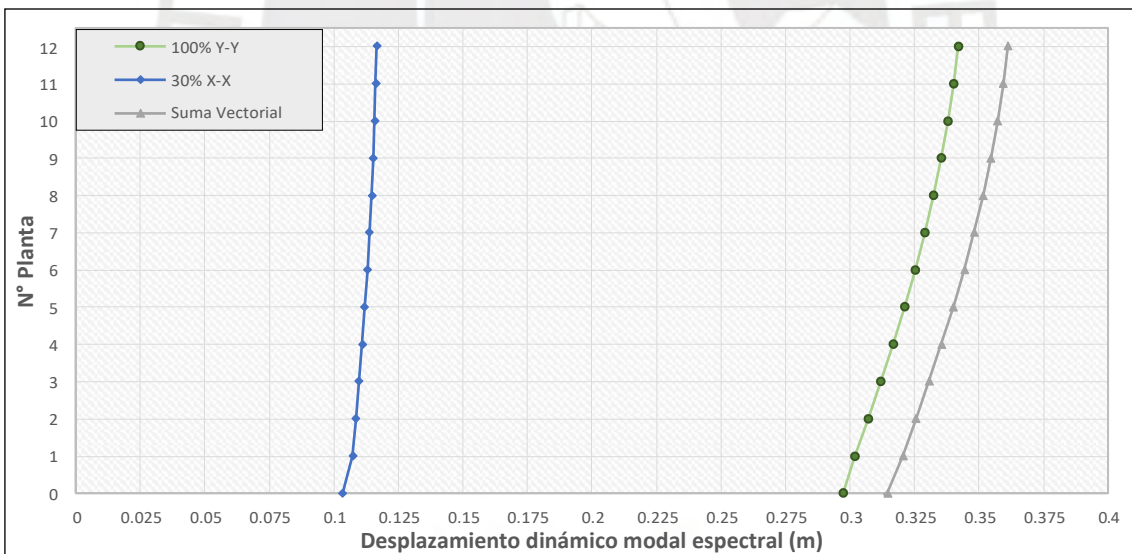


Figura 35. Desplazamientos dinámicos modales espectrales máximos calculados para la orientación Y-Y.

En la Figura 34 y la Figura 35 son mostrados los desplazamientos espectrales nominales de la estructura aislada, siendo presentados los resultados modificados bajo sus límites inferiores y superiores de diseño en la Tabla 20. Sumado a esto, se reemplazó el desplazamiento máximo D_M por un desplazamiento D'_M como se establece en la norma. Este valor está en función de los periodos de vibración de las dos orientaciones de análisis, tanto del edificio fijo como en la que incluye el sistema de aislamiento.

Tabla 20. Desplazamientos máximos y totales del análisis dinámico modal espectral.

	Dinámico modal – Espectro de respuesta (ELF), $\beta = 15\%$ (100% + 30% ortogonal)		
	Límite Superior (m)	Normal (m)	Límite Inferior (m)
D_M (X-X)	0.1849	0.2698	0.3037
30% ortogonal	0.0757	0.1123	0.1266
D_M (Y-Y)	0.1999	0.2972	0.3347
30% ortogonal	0.0707	0.1033	0.1162
D_M (suma vectorial) (X-X)	0.1998	0.2922	0.3290
D_M (suma vectorial) (Y-Y)	0.2120	0.3146	0.3543
D'_M (X-X)	0.1940	0.2838	0.3195
D'_M (Y-Y)	0.2059	0.3055	0.3440

Emplear el análisis dinámico modal espectral sirvió principalmente para efectuar el diseño del sistema de aislamiento, al ser comparado el cortante hallado por este método con el 90% del cortante V_b obtenido del análisis estático, siendo este último el límite mínimo a emplear como cortante de diseño. Esto se observa ahora en la Tabla 21:

Tabla 21. Factores de escalamiento en el cortante de diseño de la subestructura por análisis modal espectral.

Dirección	Fuerzas equivalentes laterales		Modal espectral	
	Cortante basal V_b (ton)	Cortante basal 90% V_b (ton)	Cortante basal V_b (ton)	Factor de Escalamiento
X-X	1432	1289	1340	Se emplea V_b dinámica
Y-Y	1540	1386	1319	1.051

Así también se obtuvieron las derivas máximas en la superestructura ante análisis modal, por consiguiente, se obtuvo para la orientación X-X un máximo valor de 0.001027, teniendo en la orientación Y-Y una deriva máxima de 0.001782. Estos valores fueron solamente referenciales al haberse tenido como principal referente a los resultados hallados por los análisis dinámicos de tiempo-historia.

6.2.3. Análisis dinámico lineal por tiempo-historia y no lineal (FNA)

Este análisis de tiempo-historia lineal está orientado principalmente a la modelación bilineal de los dispositivos de aislamiento tras haberse determinado con mayor precisión los desplazamientos del sistema lineal. Para ello se aplicó de manera simultánea en ambas direcciones los pares de registros escalados, siendo calculado el desplazamiento máximo como su suma vectorial.

Cabe señalar que el escalamiento al sismo máximo considerado SMC de las normas utilizadas se realizó desde el software SeismoMatch, esto bajo los detalles, comprobaciones y procedimientos especificados en capítulos anteriores. De manera adicional ante estos análisis, se consideró calcular los resultados ante una excentricidad de masa en los diafragmas rígidos (5%), que brinden los resultados más desfavorables. La Tabla 22 muestra a continuación estos resultados:

Tabla 22. Desplazamientos máximos del análisis tiempo-historia lineal por tipo de aislador empleado.

Tiempo-Historia – Análisis lineal, $\beta = 15\%$				
		Límite Superior (m)	Normal (m)	Límite Inferior (m)
HDR-1 198 ton/m	TH-1	0.1382	0.2021	0.2249
	TH-2	0.1557	0.215	0.2243
	TH-3	0.1633	0.2089	0.2346
	TH-4	0.1278	0.2166	0.2448
	TH-5	0.1418	0.1861	0.1975
	TH-6	0.1318	0.1922	0.2022
	TH-7	0.1601	0.2152	0.2255
	Promedio:	0.1455	0.2052	0.2220
D_{TM}-THL	0.2756	0.3214	0.3644	
Tiempo-Historia – Análisis lineal, $\beta = 15\%$				
		Límite Superior (m)	Normal (m)	Límite Inferior (m)
HDR-2 109 ton/m	TH-1	0.1357	0.2016	0.2272
	TH-2	0.1576	0.2158	0.2209
	TH-3	0.1617	0.2025	0.2332
	TH-4	0.1291	0.1939	0.2054
	TH-5	0.1441	0.1822	0.1932
	TH-6	0.1338	0.1748	0.1888
	TH-7	0.1623	0.2177	0.2136
	Promedio:	0.1463	0.1984	0.2118
D_{TM}-THL	0.2181	0.2925	0.3133	
Tiempo-Historia – Análisis lineal, $\beta = 15\%$				
		Límite Superior (m)	Normal (m)	Límite Inferior (m)
HDR-3 224 ton/m	TH-1	0.1383	0.2015	0.227
	TH-2	0.1573	0.2156	0.2244
	TH-3	0.1634	0.2051	0.2334
	TH-4	0.1288	0.1938	0.2092
	TH-5	0.1438	0.1821	0.1931
	TH-6	0.1335	0.1747	0.1926
	TH-7	0.162	0.2175	0.2135
	Promedio:	0.1467	0.1986	0.2133
D_{TM}-THL	0.2195	0.2922	0.3136	

En la Figura 36 se puede ver del sistema del aislamiento y a modo de ejemplo el desplazamiento vectorial en el tiempo para el par de registros TH-2 de Pisco, 2007.

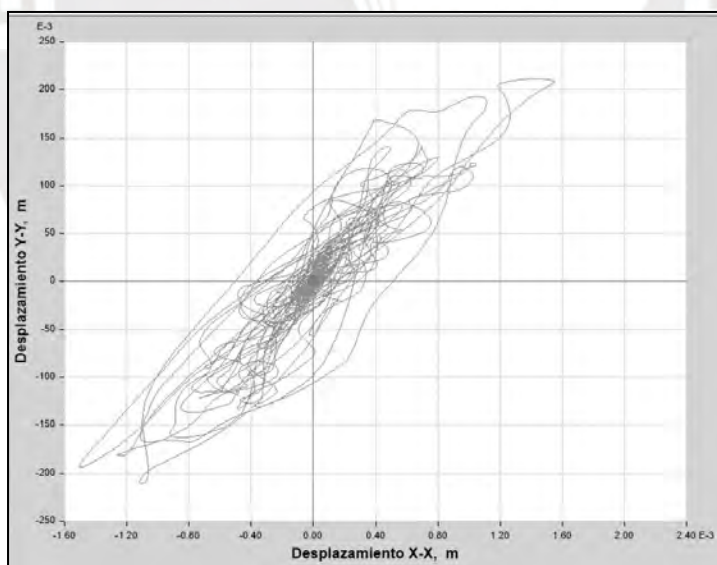


Figura 36. Desplazamientos vectoriales en el tiempo del sistema de aislamiento ante el par de registros TH-2.

Se consideraron también los efectos por cargas sísmicas verticales para la determinación de las deformaciones y las comprobaciones finales del sistema de aislamiento, ya sea por estabilidad ante carga vertical o por volteo para determinadas combinaciones de carga.

Cabe indicar que los desplazamientos totales fueron hallados como una sumatoria vectorial de las componentes ortogonales del desplazamiento en el tiempo. Para la modelación fue considerada una relación entre rigidez original y rigidez post fluencia de $\alpha = 9.35$, esto como valor dado por el fabricante de los dispositivos, además, de inicialmente tomar un valor del amortiguamiento efectivo de $\beta=15\%$.

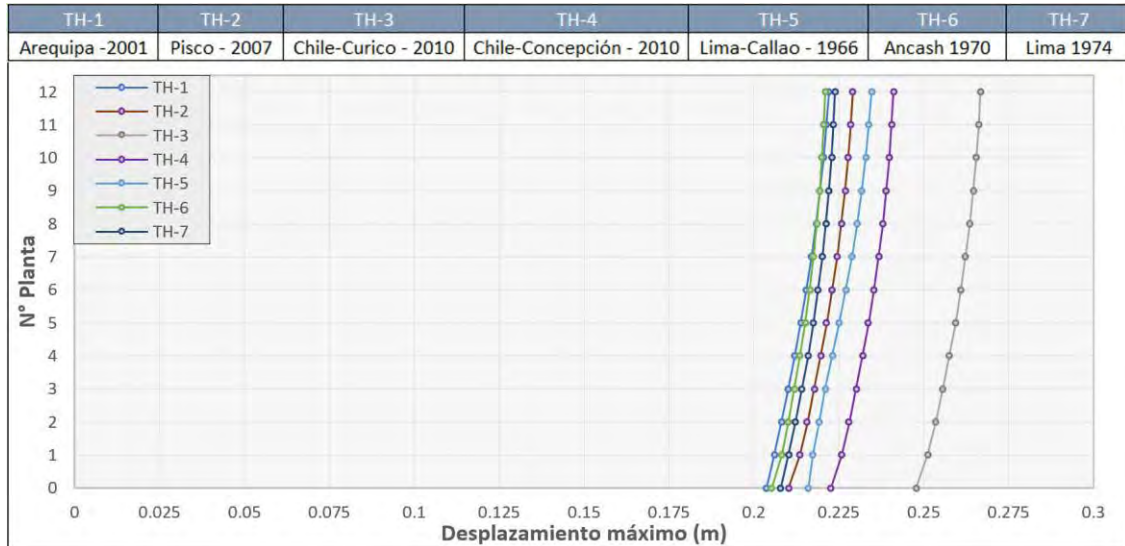


Figura 37. Desplazamientos por tiempo-historia no lineal para cada par de registros en la dirección X-X.

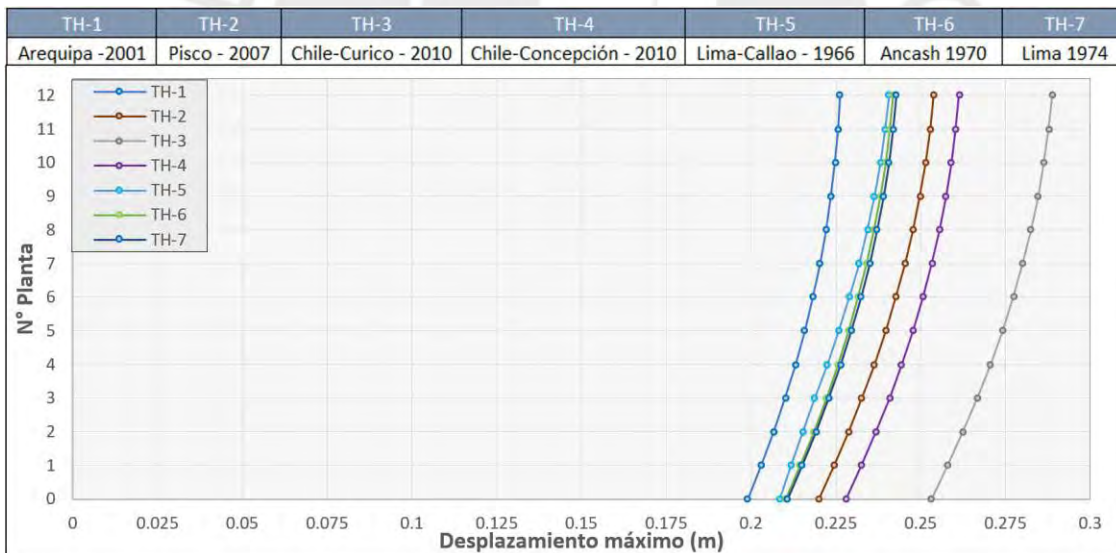


Figura 38. Desplazamientos por tiempo-historia no lineal para cada par de registros en la dirección Y-Y.

Bajo estos resultados se procedió a calcular las propiedades necesarias no lineales en la modelación bilineal de cada tipo de aislador, considerando también la modelación de los aisladores modificados por los factores λ de la norma E.031. Así, al haberse empleado análisis no lineal tiempo-historia (FNA) se obtuvieron los datos de la Figura 37 y la Figura 38. Esto tras el cálculo de los máximos desplazamientos de la estructura mediante una secuencia de iteraciones con las propiedades bilineales calculadas. Este proceso de iteraciones inicialmente se tomó con un amortiguamiento efectivo del 15%,

siendo actualizado tras cada iteración y brindando nuevas propiedades inelásticas junto con nuevos valores del amortiguamiento efectivo. A continuación, se puede ver en la Tabla 23 los diferentes resultados iniciales y finales de la serie de iteraciones:

Tabla 23. Desplazamientos máximos vectoriales por tiempo-historia no lineal (FNA): (a) Desplazamientos máximos, totales y amortiguamientos efectivos hallados tras añadirle inicialmente las propiedades inelásticas al sistema de aislamiento, (b) Desplazamientos corregidos tras iteraciones al calcular el nuevo valor de amortiguamiento efectivo.

Tiempo-Historia – Análisis no lineal FNA, $\beta = 15\%$					Tiempo-Historia – Análisis no lineal FNA, $\beta \neq 15\%$						
		Límite Superior (m)	Normal (m)	Límite Inferior (m)	K_{eff} (ton/m)			Límite Superior (m)	Normal (m)	Límite Inferior (m)	K_{eff} (ton/m)
HDR-1 (198 ton/m)	TH-1	0.1765	0.2124	0.1906	185.67	HDR-1 (198 ton/m)	TH-1	0.1855	0.2026	0.2125	175.27
	TH-2	0.2051	0.1997	0.2139	192.32		TH-2	0.1997	0.2004	0.2022	178.93
	TH-3	0.1767	0.2392	0.2712	181.12		TH-3	0.1836	0.2398	0.2909	169.17
	TH-4	0.1495	0.195	0.2389	186.64		TH-4	0.1546	0.218	0.2556	170.74
	TH-5	0.1703	0.2295	0.2348	181.50		TH-5	0.1825	0.2316	0.2229	170.39
	TH-6	0.1264	0.1826	0.2328	189.49		TH-6	0.1265	0.2089	0.2527	173.83
	TH-7	0.1891	0.2065	0.2173	186.94		TH-7	0.1806	0.2057	0.2469	177.11
	Prom.:	0.1705	0.2093	0.2285	186.24		Prom.:	0.1733	0.2153	0.2405	173.63
	D_{TM} :	0.2755	0.3213	0.3644			D_{TM} :	0.2682	0.3221	0.3908	
	β_M (%)	15.26	14.66	13.48			β_M (%)	14.86	14.11	12.69	

Tiempo-Historia – Análisis no lineal FNA, $\beta = 15\%$					Tiempo-Historia – Análisis no lineal FNA, $\beta \neq 15\%$						
		Límite Superior (m)	Normal (m)	Límite Inferior (m)	K_{eff} (ton/m)			Límite Superior (m)	Normal (m)	Límite Inferior (m)	K_{eff} (ton/m)
HDR-2 (109 ton/m)	TH-1	0.1747	0.2052	0.2169	99.38	HDR-2 (109 ton/m)	TH-1	0.1844	0.2026	0.2129	92.12
	TH-2	0.2042	0.2001	0.1906	105.27		TH-2	0.1991	0.1994	0.2039	95.21
	TH-3	0.1742	0.2373	0.2131	97.40		TH-3	0.1798	0.2397	0.2918	86.36
	TH-4	0.1477	0.1923	0.2712	99.24		TH-4	0.1543	0.2167	0.2534	89.71
	TH-5	0.1663	0.2285	0.2383	97.25		TH-5	0.182	0.2316	0.2282	90.38
	TH-6	0.1282	0.1795	0.2348	101.21		TH-6	0.1254	0.2077	0.253	90.95
	TH-7	0.1896	0.2052	0.2313	100.99		TH-7	0.1801	0.205	0.241	95.26
	Prom.:	0.1693	0.2069	0.2280	100.11		Prom.:	0.1722	0.2147	0.2406	91.43
	D_{TM} :	0.2274	0.2779	0.3063			D_{TM} :	0.2675	0.3220	0.3920	
	β_M (%)	14.80	14.27	13.01			β_M (%)	14.32	13.53	12.14	

Tiempo-Historia – Análisis no lineal FNA, $\beta = 15\%$					Tiempo-Historia – Análisis no lineal FNA, $\beta \neq 15\%$						
		Límite Superior (m)	Normal (m)	Límite Inferior (m)	K_{eff} (ton/m)			Límite Superior (m)	Normal (m)	Límite Inferior (m)	K_{eff} (ton/m)
HDR-3 (224 ton/m)	TH-1	0.1811	0.2144	0.1987	211.08	HDR-3 (224 ton/m)	TH-1	0.1853	0.2025	0.2114	201.51
	TH-2	0.2070	0.1936	0.2202	222.81		TH-2	0.1999	0.1974	0.1997	216.65
	TH-3	0.1789	0.2380	0.2819	205.10		TH-3	0.1826	0.2376	0.2888	198.47
	TH-4	0.1520	0.2018	0.2470	211.87		TH-4	0.1553	0.2156	0.2552	203.71
	TH-5	0.1766	0.2318	0.2318	207.01		TH-5	0.1835	0.2331	0.2187	193.24
	TH-6	0.1348	0.1916	0.2429	213.49		TH-6	0.1235	0.2058	0.2509	208.76
	TH-7	0.1808	0.2082	0.2187	210.17		TH-7	0.1757	0.2056	0.2476	202.01
	Prom.:	0.1730	0.2113	0.2345	211.65		Prom.:	0.1723	0.2139	0.2389	203.48
	D_{TM} :	0.2324	0.3467	0.3846			D_{TM} :	0.2685	0.3192	0.3880	
	β_M (%)	14.63	14.09	12.77			β_M (%)	14.57	13.54	12.08	

Con esta información se realizaron las comparaciones necesarias para las verificaciones finales, empleando los desplazamientos determinados anteriormente por el análisis estático y los desplazamientos límite predeterminados de los aisladores (estimaciones iniciales e información brindada por los proveedores). Estas comparaciones se muestran resumidas en la Tabla 24 más adelante. Así, en función de los desplazamientos totales D_{TM} hallados del análisis por tiempo-historia no lineal, se puede apreciar que estos

valores no superaron al valor referencial del 80% del desplazamiento total estático. De igual manera tampoco llegaron a superar el valor máximo del desplazamiento predeterminado en los tres tipos de aisladores.

Tabla 24. Comparación de desplazamientos totales vectoriales con desplazamientos límite.

	Desplazamientos máximos totales (T.H. FNA)		
	Límite Superior (m)	Normal (m)	Límite Inferior (m)
D_{TM} - HDR-1	0.2682	0.3221	0.3908
D_{TM} - HDR-2	0.2675	0.3220	0.3920
D_{TM} - HDR-3	0.2685	0.3192	0.3880
80% D_{TM} -ELF	0.1592	0.3219	0.3950
Valor máximo D_{TM}		0.3950	
Valor límite D_{TM}		0.4000	

0.395 < 0.400 ...OK!

Después se hicieron las verificaciones de derivas máximas en la superestructura, exponiendo los resultados en la orientación X-X y Y-Y en la Figura 39 y la Figura 40:

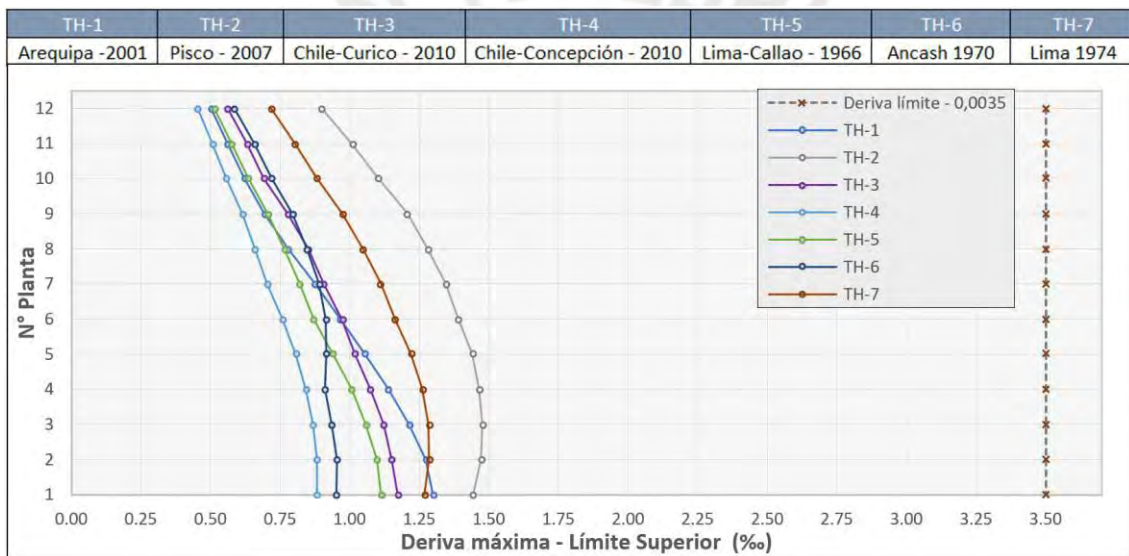


Figura 39. Derivas máximas calculadas en cada par de registros por tiempo-historia no lineal de la dirección X-X.

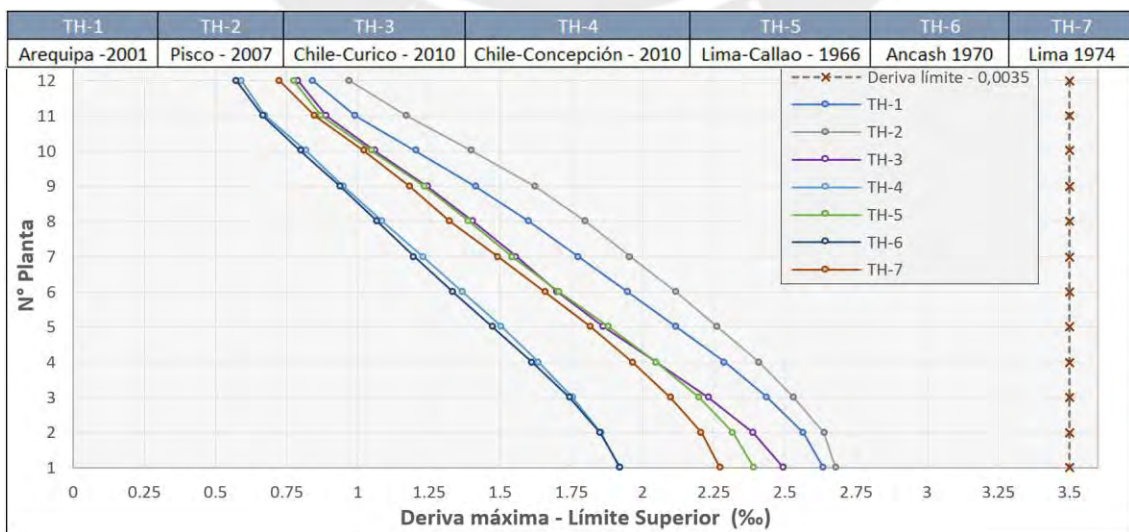


Figura 40. Derivas máximas calculadas en cada par de registros por tiempo-historia no lineal de la dirección Y-Y.

Del modelo de análisis se obtuvo que las derivas encontradas en la superestructura para tanto la orientación X-X como en la orientación Y-Y, no superaron el valor de 0.0035, límite máximo establecido por la norma peruana E.031. La comparación en conjunto se presenta de forma resumida en la Tabla 25 a continuación:

Tabla 25. Comparación de derivas máximas en superestructura con la deriva límite.

	Derivas de superestructura (T.H. FNA) (‰)		
	Límite Superior	Normal	Límite Inferior
TH-1	2.636	1.429	1.241
TH-2	2.679	1.586	1.226
TH-3	2.496	1.719	1.644
TH-4	1.919	1.609	1.517
TH-5	2.391	1.556	1.154
TH-6	1.921	1.529	1.381
TH-7	2.272	1.538	1.457
Máxima deriva		2.7	
Deriva límite		3.5	
		2.7 < 3.5 ...OK!	

Se verificó adicionalmente que las fuerzas de restitución lateral del sistema de aislamiento (bajo los límites inferiores) fueran mayores al 2.5% del peso de la estructura ante un desplazamiento $D_M/2$, siendo conseguidos los resultados de la Tabla 26:

Tabla 26. Fuerzas de restitución lateral para cada par de registro en ambas direcciones.

	Fuerza de restitución lateral (T.H. FNA) (ton)		
	Dirección X	Dirección Y	
TH-1	288.9	325.7	
TH-2	243.9	277.5	
TH-3	316.1	349.2	
TH-4	372.6	370.6	
TH-5	322.1	292.9	
TH-6	362.1	374.9	
TH-7	272.1	363.1	
F. Restitutiva (< valor)		243.9	
2,5% Peso (ton)		136.8	
		243.9 > 136.8 ...OK!	

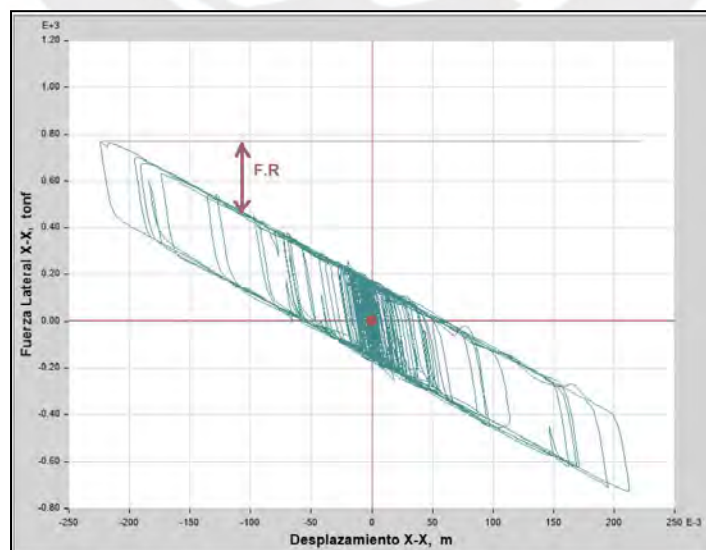


Figura 41. Dedución de fuerza lateral de restitución para la orientación X-X del sistema de aislamiento.

De la Figura 41 es posible ver como ejemplo a la deducción realizada para la determinación de la fuerza restitutiva del sistema de aislamiento en el sentido de análisis X-X. Con esta comprobación se aprecia que las fuerzas laterales de restitución presentadas en el sistema de aislamiento cumplieron con los valores establecidos como mínimos por la normativa E.031. A continuación, a modo de resumen, se presentan las propiedades calculadas referentes al diseño de los tres tipos de dispositivos del sistema de aislamiento, especificando en la Tabla 27 y en la Tabla 28 las características del sistema. La Figura 42 muestra la distribución y ubicación en planta de los dispositivos.

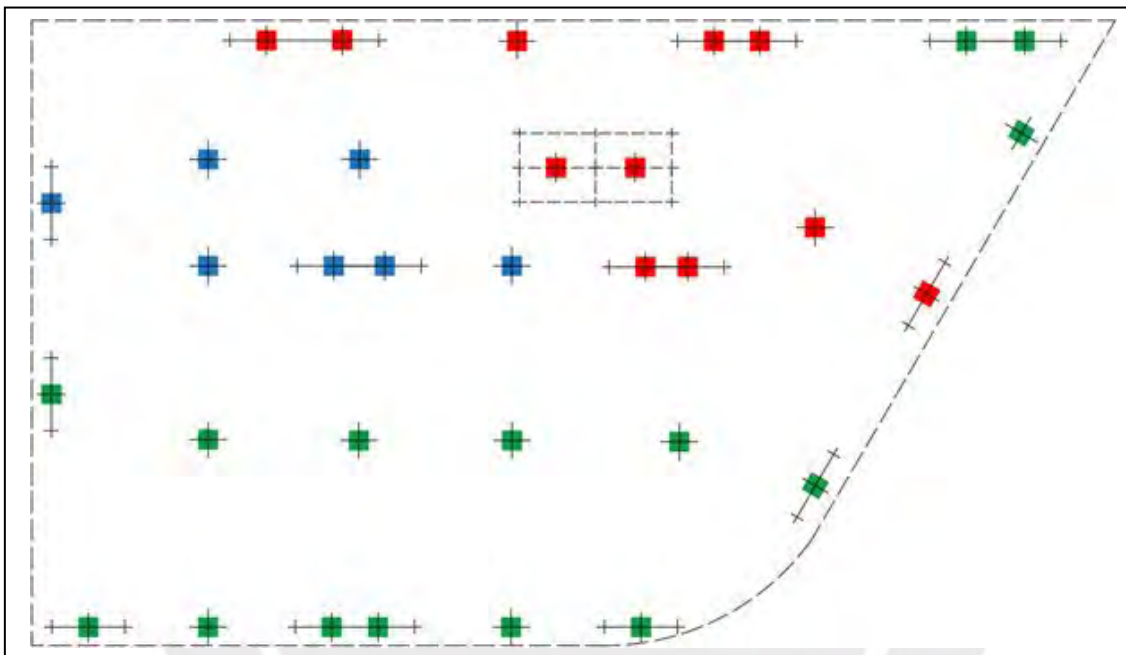


Figura 42. Ubicación de las diferentes clases de aisladores sísmicos en planta.

Tabla 27. Propiedades generales por tipo de dispositivo de aislamiento.

	AISLADORES ELASTOMÉRICOS HDR		
	HDR-1	HDR-2	HDR-3
Cantidad	11	11	11
Rigidez efectiva K_{eff} (ton/m)	174	91	203
Rigidez inicial K_1 (ton/m)	1317	709	1495
Fuerza de fluencia F_y (ton)	10.44	5.40	11.50
Rigidez vertical (ton/m)	128400	68600	142700
Carga axial de servicio máxima (ton)	764	317	802
Diámetro del dispositivo (mm)	600	450	650

Tabla 28. Cuadro de características determinadas para el sistema de aislamiento.

	PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO		
	Límite Superior	Valor nominal	Límite Inferior
Factor de modificación Q_d	1.7	1.0	0.8
Factor de modificación K_d	2.0	1.0	0.8
Rigidez efectiva K_{eff} (ton/m)	10081	5148	4153
Amortiguamiento efectivo (%)	14.55	13.66	12.23
Deriva (‰)	2.679	1.719	1.644
Desplazamiento total (m)	0.2685	0.3221	0.3920

Cabe precisar que el periodo final del edificio aislado bajo estas propiedades en la orientación Y-Y fue de 2.153s, mientras que en la dirección X-X fue de 1.684s. Además, los respectivos factores de amplificación sísmica fueron $C_y = 0.464$ y $C_x = 0.594$.

6.3. ANÁLISIS PUSHOVER NO LINEAL, ANÁLISIS POR TIEMPO-HISTORIA Y OBTENCIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO

Estos análisis fueron efectuados para tener una idea clara del comportamiento del edificio ante cargas monotónicas incrementales, siendo establecidas así las curvas de capacidad del edificio multifamiliar con el sistema de aislamiento ya incorporado. Las cargas serán introducidas de manera triangular ascendente, distribuida sobre los centros de masa de los entrepisos, de la misma forma en que se realizó para la estructura empotrada. Se calculará también la curva de capacidad con cargas laterales distribuidas uniformemente y en función del modo de vibración con mayor participación. La Figura 43 y la Figura 44 muestran las curvas obtenidas para ambas direcciones.

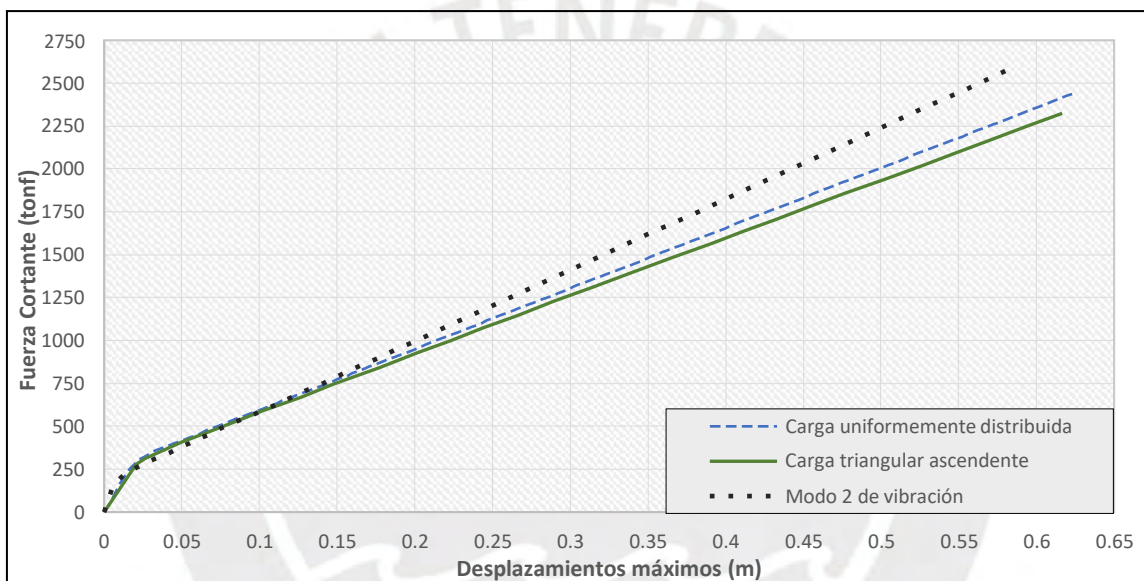


Figura 43. Curvas de capacidad para la orientación X-X – Estructura aislada.

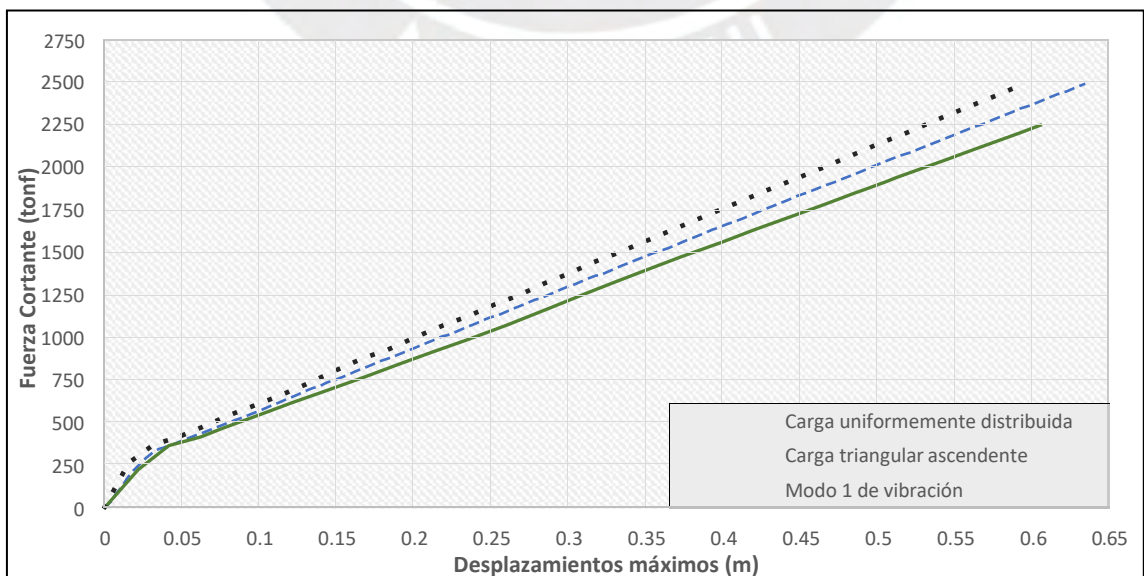


Figura 44. Curvas de capacidad para la orientación Y-Y – Estructura aislada.

Del análisis anterior, se estableció que el modo de vibración fundamental en la estructura aislada tiene un comportamiento de traslación en la orientación Y-Y, siendo el segundo modo de vibración una traslación en la orientación X-X. Igualmente se dedujo que la dominancia de los modos traslacionales en la estructura aislada es alta, careciendo de rotaciones significativas en el comportamiento del edificio estudiado.

De la misma manera en que se realizó para la estructura convencional, se emplearon análisis no lineales dinámicos de tiempo-historia para obtener de manera más precisa los máximos desplazamientos del edificio aislado. Así, se consiguió la sucesión de aparición de rótulas plásticas en los principales componentes estructurales ante los siete pares de registros, siendo empleados los mismos registros escalados utilizados en el diseño del sistema de aislamiento. En otras palabras, los parámetros tomados fueron un factor de importancia para edificación común ($U=1$), un factor de zona 4 ($Z=0.45$), un acrecentamiento concerniente al sismo máximo considerado (1.5), suelo de tipo S1 ($S=1.0$) y la consideración de un coeficiente de reducción sísmica $R=1$. Las curvas de capacidad utilizadas para la determinación del nivel de desempeño fueron las obtenidas por el procedimiento pushover que emplea cargas uniformemente distribuidas. Tras la obtención de las curvas de capacidad y tras haberse realizado los análisis no lineales en la estructura aislada, fue determinado que el desplazamiento de fluencia para la superestructura en la dirección X-X fue de 0,0819m y de 0,0808m en el sentido Y-Y. Para hallar el nivel de desempeño se superpusieron los datos de desplazamientos y fuerzas cortantes de los análisis no lineales tiempo-historia como en el capítulo V.

Cabe resaltar adicionalmente una diferencia existente con respecto al establecimiento de los distintos niveles de desempeño en el edificio convencional, siendo determinados en la estructura aislada por medio del análisis pushover (obtenido con cargas uniformemente distribuidas), mas no por lo establecido en el comité VISION 2000. Se obtuvieron así las secuencias de rotulación y se determinó de esta manera que el rango operacional de la superestructura en X-X termina con un desplazamiento de 0.4458m, siendo de 0.4557m en el sentido Y-Y. Igualmente se intentó ubicar el comienzo del nivel de Colapso, resultando difícil encontrar con precisión el desplazamiento en el que se da, teniendo claro que sucede dentro de los últimos tres centímetros de desplazamiento.

Por motivos de comparación directa y demostración de lo que la estructura aislada puede llegar a resistir, se trabajó con los desplazamientos obtenidos y las fuerzas cortantes halladas de los registros escalados al sismo de diseño, además, de los registros escalados al sismo máximo considerado dispuesto en la normativa E.031.

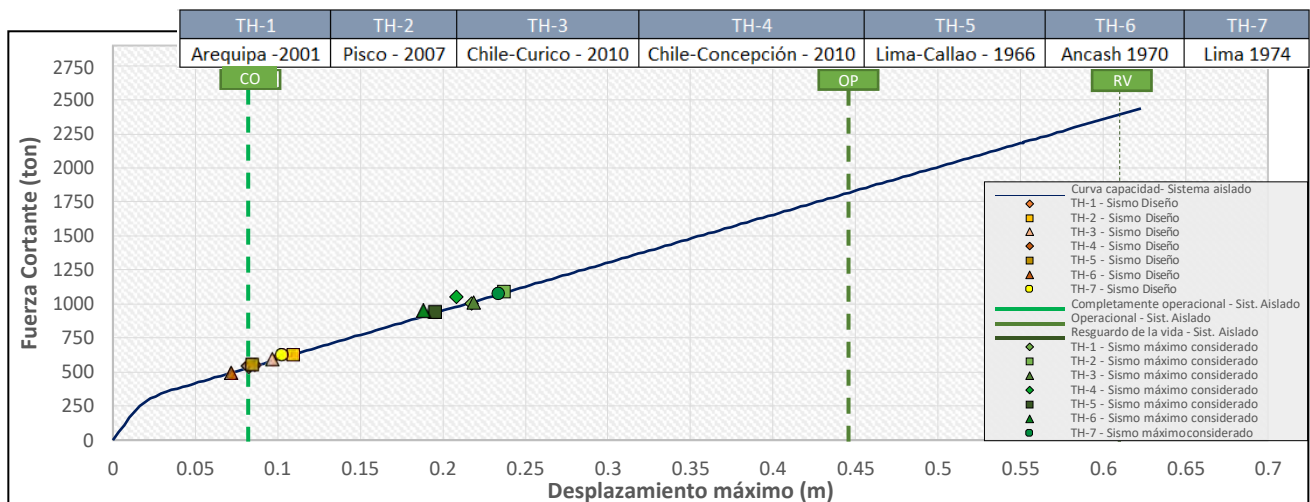


Figura 45. Determinación en el edificio aislado del punto de desempeño (THNL)– Orientación X-X.

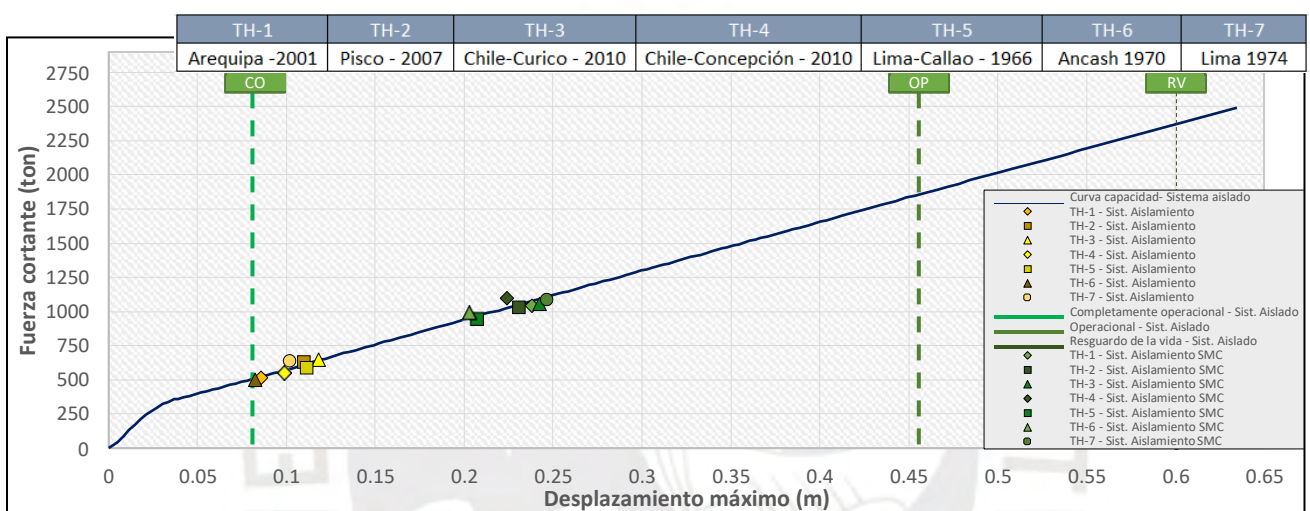


Figura 46. Determinación en el edificio aislado del punto de desempeño (THNL)– Orientación Y-Y.

Con los resultados expuestos en la Figura 45 fueron establecidos los niveles de desempeño del edificio aislado en el sentido X-X, siendo determinado así un desempeño en el rango de operatividad para casi todos los registros sísmicos. De forma similar, en la Figura 46 se muestra también un nivel de desempeño operacional en el sentido Y-Y. De esto se puede destacar que el nivel de fluencia fue superado por muy poco ante los registros amplificados al espectro elástico del código E.030, mientras que los registros con amplificación de la norma E.031 se mantuvieron dentro del rango de operatividad.

6.4. NIVELES DE DESEMPEÑO OBTENIDOS MEDIANTE EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD, E IRREGULARIDAD TORSIONAL

Similarmente a lo realizado en el capítulo anterior, se exponen aquí los niveles de desempeño alcanzados bajo el método de espectro de capacidad, trabajando en función de las curvas de capacidad del edificio aislado previamente definidas. Adicionalmente se presentan también los cálculos de irregularidad torsional realizados a partir de los resultados del análisis no lineal por tiempo historia.

6.4.1. Obtención de los niveles de desempeño, Método espectro de capacidad

Para encontrar los puntos de desempeño se tomó en cuenta la confluencia del espectro de capacidad y de los espectros de demanda con amortiguamiento variable EDAV, siendo el primero derivado de la curva de capacidad hallada con anterioridad. Empleando el método de espectro de capacidad del código ATC-40 desde el software SAP2000, fueron obtenidos los niveles de desempeño tal y como se realizó en el edificio convencional. Los datos se aprecian en la Figura 47 y la Figura 48 para ambos sentidos.

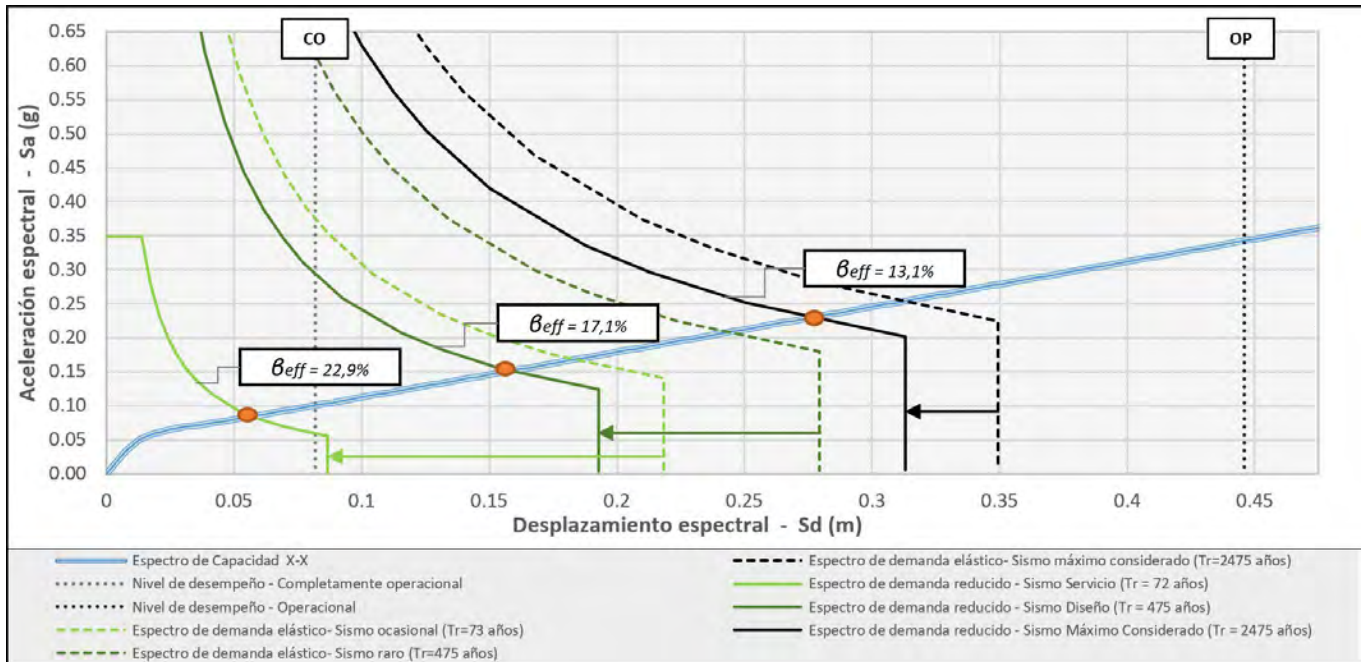


Figura 47. Determinación en el edificio aislado del punto de desempeño (MEC)– Orientación X-X.

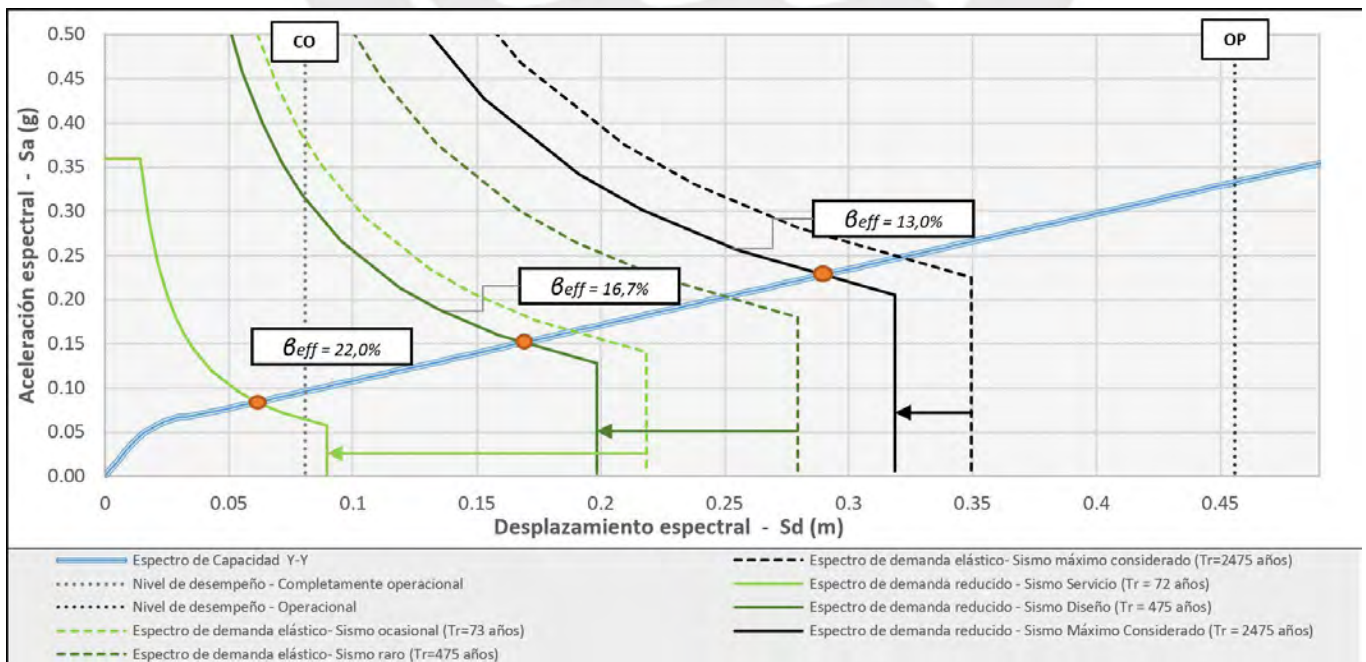


Figura 48. Determinación en el edificio aislado del punto de desempeño (MEC)– Orientación Y-Y.

Los desplazamientos máximos y las fuerzas cortantes relacionadas a las distintas sollicitaciones sísmicas, fueron determinados por transformación desde los puntos de desempeño hallados en las figuras anteriores. Así fueron conseguidos ante el sismo de diseño del código E.030 los pares de valores de desplazamiento y fuerza cortante de 0.175m - 862ton en la dirección X-X, siendo de 0.174m - 848ton en Y-Y. El nivel de desempeño correspondiente al espectro de demanda del sismo de diseño para ambas orientaciones perpendiculares de análisis fue Operacional. De igual forma, para los espectros de demanda del sismo de servicio en los dos sentidos del análisis, fueron determinados niveles de desempeño Completamente operacional. Los pares de valores obtenidos de desplazamientos y fuerzas cortantes ante el sismo de servicio fueron de 0.065m - 470ton en la dirección X-X y de 0.068m - 462ton en Y-Y.

Asimismo, ante el sismo máximo considerado, se obtuvieron niveles de desempeño de Operacional en ambos sentidos de análisis. Deduciéndose de igual forma para el espectro de demanda reducido del sismo máximo considerado, se tuvieron pares de valores de desplazamiento y fuerza cortante de 0.306m - 1326ton para X-X y de 0.30m - 1300ton en la orientación Y-Y.

Cabe destacar que el edificio multifamiliar inicialmente empotrado fue diseñado y orientado como edificación de índole común, además, de contar con una irregularidad torsional extrema y pudiendo llegar a tener niveles de desempeño de Resguardo de la vida ante el sismo de diseño. De aquí se puede ultimar que los niveles de desempeño resultantes de la estructura al emplear un sistema de aislamiento sísmico, tanto para desplazamientos relacionados al sismo máximo considerado como para el sismo de diseño, serían de Operacional. Por ende, tanto por métodos de análisis no lineal por tiempo-historia como por el método espectro de capacidad, la estructura aislada analizada superó el régimen elástico y alcanzó el nivel Operacional en ambas direcciones, sin llegar en ningún caso al nivel de Resguardo de la vida.

6.4.2. Irregularidad torsional del edificio con aislamiento

Para el cálculo del nivel de irregularidad torsional en la estructura aislada, se emplearon los resultados del análisis no lineal mediante tiempo-historia con los pares de registros escalados al espectro elástico de los códigos E.030 y E.031. Así, al exportarse los datos de desplazamientos máximos en planta y los desplazamientos promedio de los extremos, se consiguieron los datos necesarios para el cálculo. Así, se muestran primeramente los resultados ante el sismo de diseño en la Tabla 29:

Tabla 29. Cuadro de irregularidades torsionales máximas en superestructura aislada – Sismo de Diseño E.030.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (mm)							
Par de registro:	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	82.51	109.0	96.13	86.01	84.51	71.75	102.3
Dirección Y-Y	85.64	110.3	118.2	98.89	111.5	82.53	102.0
DESPLAZAMIENTOS PROMEDIO (mm)							
Par de registro:	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	80.59	105.9	93.57	82.80	80.91	68.87	100.2
Dirección Y-Y	84.82	109.1	117.2	98.09	110.5	81.75	101.4
RATIO DE IRREGULARIDAD - ESTRUCTURA AISLADA (SISMO DISEÑO)							
Par de registro:	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	1.024	1.029	1.027	1.039	1.044	1.042	1.021
Dirección Y-Y	1.010	1.011	1.009	1.008	1.009	1.010	1.006

Del cuadro se pueden destacar los valores máximos del ratio de irregularidad obtenidos tras emplear los siete pares de registros amplificadas al espectro elástico del código E.030, de esta forma se obtuvo para la dirección X-X un valor de 1.044 y para la dirección Y-Y un valor de 1.011. Estos valores en aplicaciones reales darían a entender una eliminación de la excentricidad. En el cálculo de irregularidad se emplearon también los siete pares de registros escalados al sismo máximo considerado derivado de la normativa E.031, siendo mostrados los resultados en la Tabla 30 adelante:

Tabla 30. Cuadro de irregularidades torsionales en superestructura aislada – SMC E.031.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (mm)							
Par de registro:	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	183.5	200.3	175.4	150.2	148.6	206.1	208.5
Dirección Y-Y	217.9	228.3	215.6	182.7	196.1	242.5	243.3
DESPLAZAMIENTOS PROMEDIO (mm)							
Par de registro:	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	176.8	190.1	163.3	145.3	140.1	198.3	191.2
Dirección Y-Y	207.0	208.9	204.5	172.1	190.4	227.3	239.2
RATIO DE IRREGULARIDAD - ESTRUCTURA AISLADA (SMC)							
Par de registro:	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	1.038	1.054	1.074	1.033	1.061	1.039	1.090
Dirección Y-Y	1.053	1.093	1.054	1.062	1.030	1.067	1.017

De la tabla anterior se puede destacar que el valor máximo obtenido para el ratio de irregularidad ante el sismo máximo considerado fue de 1.093, resultado que también es el máximo valor hallado para la dirección Y-Y y perteneciente al registro de Pisco - 2007. De forma similar, se consiguió un valor máximo del ratio de irregularidad de 1.090 en la dirección X-X, afín al registro de Lima – 1974.

Desde aquí y contando con los valores de los ratios de irregularidad torsional ya calculados, se realizó una comparativa entre lo obtenido en el presente capítulo y lo determinado previamente para la estructura convencional. De esta manera se determina la reducción en la irregularidad torsional y la influencia que tiene la inclusión de un sistema de aislamiento en la obra de construcción estudiada. Todo esto es relacionado y estudiado con mayor detalle en el siguiente capítulo.

CAPÍTULO VII: REVISIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

El capítulo presenta las revisiones finales de los resultados conseguidos en los capítulos V y VI, siendo determinado un marco comparativo a partir de ellos bajo distintos puntos. Se realizan así comparaciones entre los niveles de desempeño obtenidos de ambas estructuras, además, de las ductilidades y sobrerresistencias alcanzadas. De esta manera se tiene idea de la influencia que tiene la incorporación del sistema de aislamiento sobre los principales componentes estructurales y en la variación de la irregularidad torsional. Se especifican también las diferencias encontradas en las fuerzas cortantes, la disipación de energía, los desplazamientos máximos y las derivas.

7.1. REVISIÓN DE NIVELES DE DESEMPEÑO, SOBRRRESISTENCIAS, DUCTILIDADES Y CORTANTES BASALES

Primeramente, se realizaron las comparaciones de los niveles de desempeño, ductilidades alcanzadas, derivas finales y fuerzas cortantes conseguidos para ambos sistemas estructurales. De esta forma se muestran los niveles de desempeño en ambas direcciones ante los análisis no lineales de tiempo historia en la Figura 49 y Figura 50:

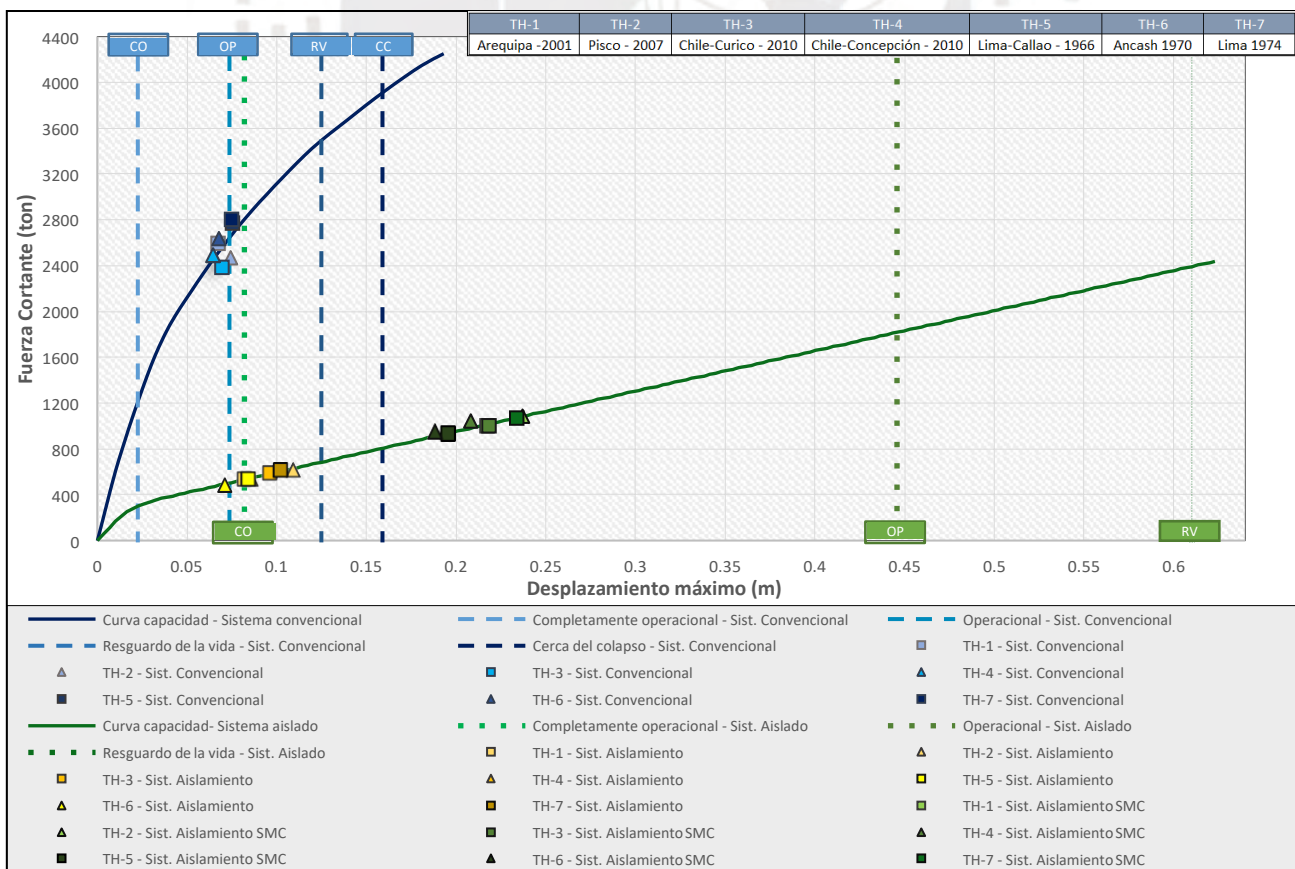


Figura 49. Determinación del nivel de desempeño para ambas estructuras– Dirección X-X.

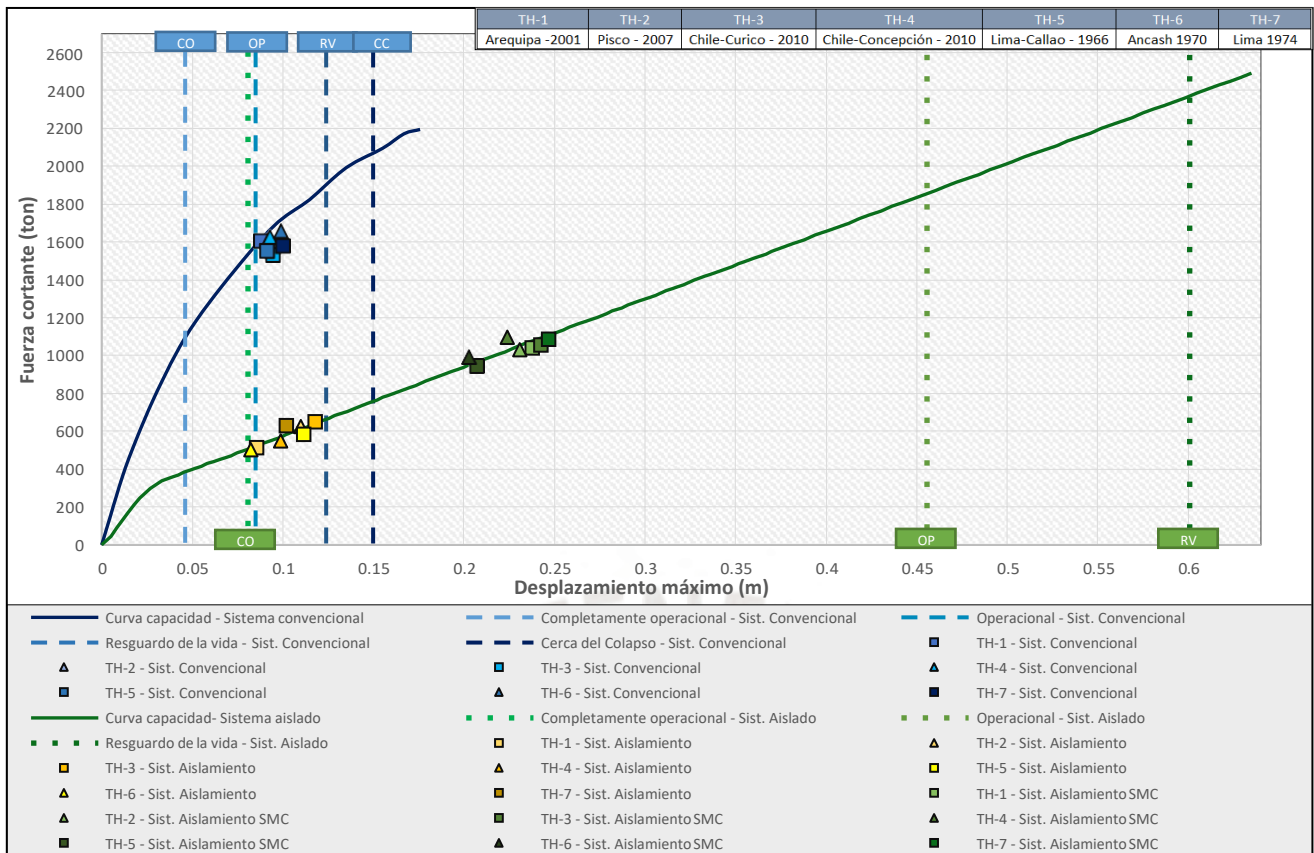


Figura 50. Determinación del nivel de desempeño para ambas estructuras– Dirección Y-Y.

De los pares de registro escalados al sismo de diseño fueron distinguidos niveles de desempeño de Resguardo de la vida solamente en la estructura convencional y en la dirección Y-Y, mientras que todos los demás casos fueron encontrados dentro del rango operacional. Los pares de registros escalados al sismo máximo considerado, al haber sido empleados únicamente en la estructura aislada, mantuvieron con creces los niveles de operatividad en la orientación X-X y en la orientación Y-Y.

SOLICITACIÓN SÍSMICA, CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL Y NIVEL DE DESEMPEÑO			TH - 1		TH - 2		TH - 3		TH - 4		TH - 5		TH - 6		TH - 7	
			Porcentaje	N° Rótulas	Porcentaje	N° Rótulas	Porcentaje	N° Rótulas	Porcentaje	N° Rótulas	Porcentaje	N° Rótulas	Porcentaje	N° Rótulas	Porcentaje	N° Rótulas
SISMO DE DISEÑO - E.030 (Tr= 475 años)	ESTRUCTURA CONVENCIONAL	CO	0.32%	6	0.48%	9	0.26%	5	0.16%	3	0.42%	8	0.21%	4	0.16%	3
		OP	91.82%	1739	91.87%	1740	89.86%	1702	94.72%	1794	89.76%	1700	90.97%	1723	87.12%	1650
		RV	7.87%	149	7.66%	145	9.66%	183	5.12%	97	9.40%	178	8.45%	160	12.04%	228
		CC	--	--	--	--	0.21%	4	--	--	0.42%	8	0.37%	7	0.69%	13
		COL	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	ESTRUCTURA AISLADA	CO	99.84%	1891	99.89%	1892	99.84%	1891	99.89%	1892	99.95%	1893	99.89%	1892	99.89%	1892
		OP	0.16%	3	0.11%	2	0.16%	3	0.11%	2	0.05%	1	0.11%	2	0.11%	2
		RV	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		CC	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		COL	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
SISMO MÁXIMO CONSIDERADO - E.031 (Tr= 2475 años)	ESTRUCTURA AISLADA	CO	98.73%	1870	97.57%	1848	98.68%	1869	99.00%	1875	98.20%	1860	99.21%	1879	97.41%	1845
		OP	1.27%	24	2.43%	46	1.32%	25	1.00%	19	1.80%	34	0.79%	15	2.59%	49
		RV	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		CC	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
		COL	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Figura 51. Números de rótulas plásticas formadas en función del nivel de desempeño alcanzado.

Adicionalmente del análisis se obtuvo el número de rótulas plásticas que se crearon en el edificio convencional y el aislado, clasificados tanto hacia el tipo de evento sísmico como para el nivel de desempeño que alcanzan (Figura 51). Posteriormente, en función de los puntos críticos calculados de desplazamientos, fuerzas cortantes y las curvas de capacidad, fueron determinados los índices de sobrerresistencia y las ductilidades en ambas direcciones de cálculo para los dos tipos de estructura. Para el cálculo de la variación de las nuevas ductilidades y sobrerresistencias obtenidas tras la inclusión del sistema de aislamiento, se realizaron comparativas con respecto a lo determinado en la estructura inicialmente empotrada. Los resultados de sobrerresistencia fueron hallados como el cociente del cortante último con el cortante de diseño, siendo calculadas también las ductilidades en función de la aparición de la primera rótula, mas no en el punto de fluencia efectiva. Esto último se debió a la precisión y a la cantidad de datos brindados por los análisis no lineales empleados. Adicionalmente se consideró que, debido a la naturaleza bilineal de las curvas de capacidad que generalmente presenta una estructura aislada, tanto el punto de fluencia efectiva como el punto de aparición de la primera rótula serían muy distintos. El cálculo del punto de fluencia efectiva daría un valor más cercano al del comienzo de la fluencia del sistema de aislamiento, mas no el de la superestructura. La Tabla 31 a continuación, expone la variación existente entre los índices de sobrerresistencia y ductilidad de los desplazamientos conseguidos en ambos sistemas estructurales, para las dos orientaciones perpendiculares de análisis.

Tabla 31. Variaciones de sobrerresistencias y ductilidades entre ambos sistemas estructurales.

Estructura	Dirección	Despl. 1era rótula (m)	Despl. último (m)	F. cortante 1era rótula (ton)	F. cortante última (ton)	Ductilidad disponible	Índices de Sobrerresistencia
Sistema convencional	X-X	0.0250	0.1826	1302	4145	7.304	3.184
	Y-Y	0.0466	0.1669	1077	2129	3.581	1.977
Sistema aislado	X-X	0.0819	0.6235	530.6	2294	7.604	4.323
	Y-Y	0.0808	0.6348	498.4	2197	7.741	4.408

Con estos valores de ductilidad y los niveles de desempeño ya obtenidos, se determinaron los valores de la ductilidad demandada con respecto a los de la ductilidad disponible para ambas estructuras. De esta forma fueron calculados los porcentajes de ductilidad disponible alcanzados por ambas estructuras al estar sometidas al sismo de diseño del código E.030, considerando de forma adicional en la estructura aislada al sismo máximo considerado del código E.031. Estos cálculos fueron hechos considerando análisis lineales dinámicos y análisis no lineales por motivos de comparación. Posteriormente a esto, y tras la obtención de los índices de sobrerresistencia y ductilidad, se realizó una comparativa entre las fuerzas cortantes basales conseguidas de los análisis de los dos sistemas estructurales. Con esto en cuenta se determinaron los resultados para ambas orientaciones perpendiculares de análisis, siendo presentados en la Tabla 32:

Tabla 32. Ductilidades demandadas y ductilidades disponibles de ambos sistemas estructurales.

ESTRUCTURA /Solicitud sismica	TIPO DE ANÁLISIS		Dirección X-X			Dirección Y-Y		
			Duct. demand.	Duct. disp.	% Duct. disponible alcanzada	Duct. demand.	Duct. Disp.	% Duct. disponible alcanzada
SISTEMA CONVENCIONAL (Sismo Diseño E.030, R=1)	LINEAL	Din.M. Espectral	2.815		28.79%	2.298		50.29%
		T.H. (prom.)	2.875		29.74%	2.261		48.86%
	NO	M.E.C.	2.680	7.304	26.65%	1.931	3.581	36.07%
SISTEMA AISLADO (Sismo Diseño E.030, R=1)	LINEAL	Din.M. Espectral	2.257		19.03%	2.410		20.91%
		T.H. (prom.)	1.053		0.803%	1.179		2.655%
	NO	M.E.C.	2.134	7.604	17.17%	2.122	7.741	16.64%
SISTEMA AISLADO (SMC E.031, R=1)	LINEAL	Din.M. Espectral	3.461		37.27%	3.726		40.43%
		T.H. (prom.)	2.635		24.76%	2.671		24.79%
	NO	M.E.C.	3.732	7.604	41.37%	3.659	7.741	39.45%
	LINEAL	T.H. (prom.)	2.974		29.89%	3.141		31.76%

Adicionalmente, también se realizó una comparativa más detallada de los niveles de desempeño conseguidos tras el empleo de análisis no lineales y lineales en la estructura estudiada. Así, primeramente, se plasmaron los máximos valores de desplazamientos y máximas fuerzas cortantes para los análisis no lineales y lineales realizados, en la Tabla 33 como sigue:

Tabla 33. Desplazamientos máximos y fuerzas cortantes basales máximas por tipo de análisis y solicitud sismica.

ESTRUCTURA /Solicitud sismica	Dirección	Desplazamientos máximos (m)			Fuerzas cortantes máximas (ton)		
		Dinámico modal espectral	T.H. lineal (prom.)	T.H. no lineal (prom.)	Dinámico modal espectral	T.H. lineal (prom.)	T.H. no lineal (prom.)
SISTEMA CONVENCIONAL (Sismo Diseño E.030, R=1)	X-X	0.0704	0.0719	0.0713	3027	2711	2727
	Y-Y	0.1071	0.1054	0.0958	2667	2258	2113
SISTEMA AISLADO (Sismo Diseño E.030, R=1)	X-X	0.1851	0.0863	0.0903	893.3	638.8	567.2
	Y-Y	0.1976	0.0967	0.1013	879.3	639.1	581.3
SISTEMA AISLADO (SMC E.031, R=1)	X-X	0.2838	0.2161	0.2439	1340	1092	1197
	Y-Y	0.3055	0.2190	0.2576	1319	1041	1094

Esta comparativa de fuerzas cortantes se realizó empleando los siete pares de registros sísmicos utilizados anteriormente para los análisis no lineales y lineales de tiempo-historia, contrastando estos resultados con lo hallado en los análisis dinámicos modales espectrales. Puede apreciarse de las fuerzas cortantes máximas obtenidas que los análisis lineales dinámicos modales en el edificio aislado, estando el sistema de aislamiento en función a una rigidez secante equivalente, presentaron valores ligeramente mayores en ambos sentidos respecto de los obtenidos por análisis tiempo-historia.

Además, ante los análisis dinámicos modales en la estructura convencional, el amortiguamiento inherente de la estructura permanecería constante con un valor del 5%, generalmente utilizado para una edificación en concreto armado. Ambas condiciones habrían provocado la ligera variación de fuerzas cortantes vistas en estos resultados. Estos resultados se exhiben ahora resumidos en la Figura 52 y en la Figura 53 para las direcciones X-X y Y-Y:

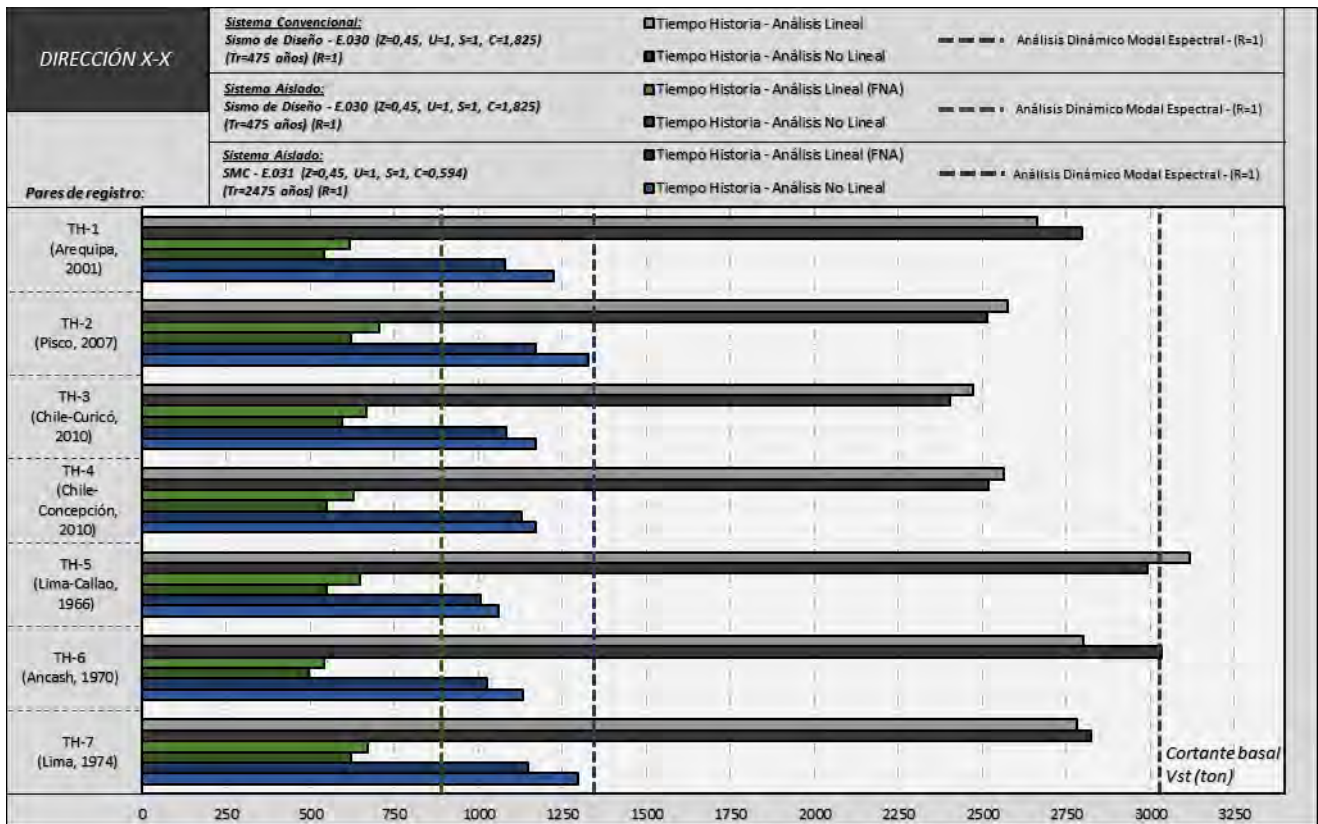


Figura 52. Fuerzas cortantes tras análisis lineales y no lineales en ambos sistemas estructurales – Dirección X-X.

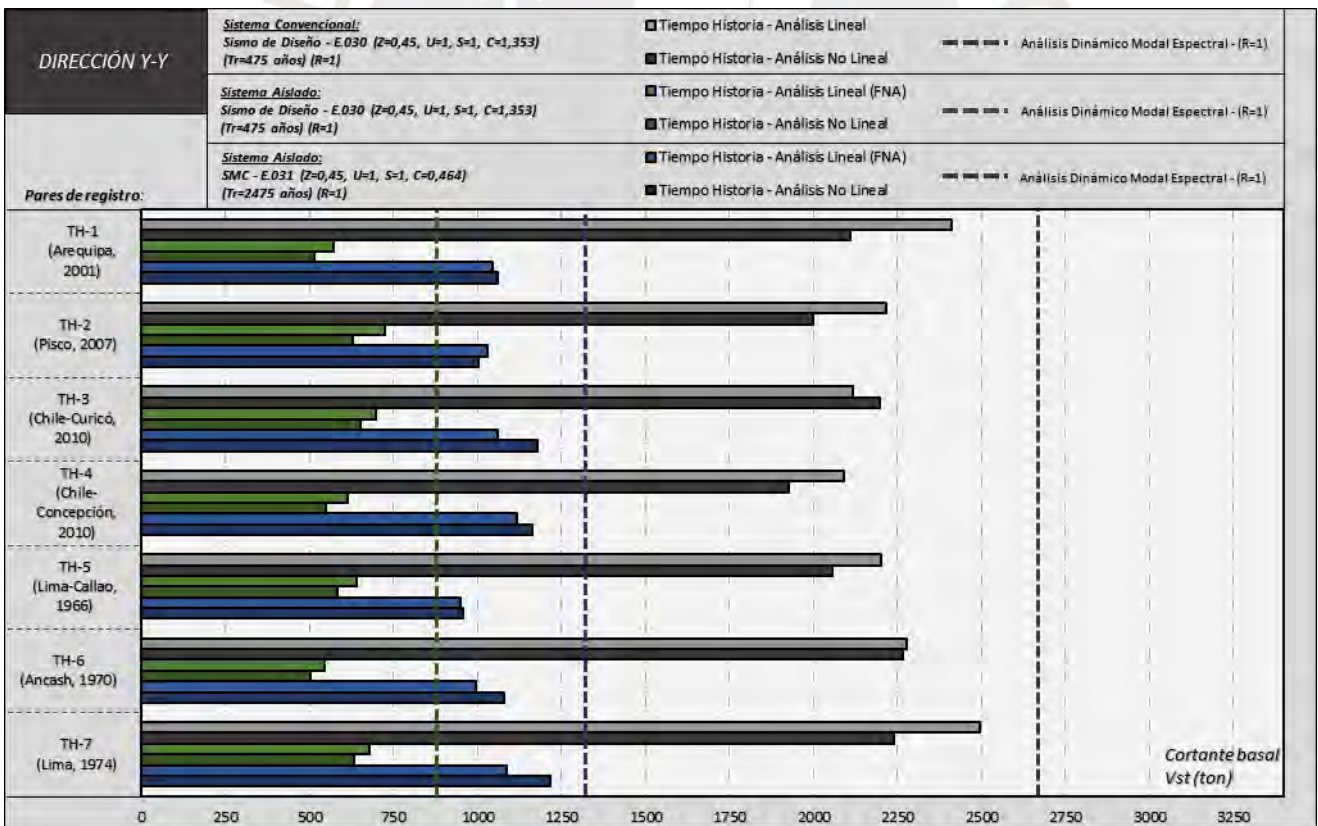


Figura 53. Fuerzas cortantes tras análisis lineales y no lineales en ambos sistemas estructurales – Dirección Y-Y.

De manera más global se vio que los valores de fuerzas cortantes en la edificación aislada calculados por análisis tiempo-historia, estuvieron comprendidos entre el 16,3% y el 27,3% del valor correspondiente a las fuerzas cortantes sobre la estructura

empotrada en X-X, siendo entre 22,3% y el 32,9% para la orientación Y-Y (ambos rangos ante el sismo de diseño). Adicionalmente se puede mencionar que las fuerzas cortantes en el sistema convencional, por análisis tiempo-historia, alcanzaron magnitudes cercanas o superiores al doble de la fuerza cortante empleada inicialmente para el diseño original de la obra estudiada. De igual manera, se obtuvieron nuevos rangos al someter a la estructura aislada al sismo máximo considerado, siendo estimados para este caso rangos entre el 32% y el 53% en la dirección X-X y desde 43% hasta 61% para Y-Y. Para esto último tener en mente que los valores de las fuerzas cortantes de diseño empleados en el edificio convencional, fueron de 1168 ton en X-X y de 866 ton en Y-Y. De forma similar se tuvo para la estructura aislada un cortante de diseño de 1340 ton en X-X y de 1386 para la dirección Y-Y.

Para complementar la comparativa de los niveles obtenidos de desempeño obtenidos de ambos sistemas estructurales, se emplearon los resultados conseguidos por el método de espectro de capacidad, los análisis dinámicos no lineales y los dinámicos lineales. Se tomaron adicionalmente los resultados en función de las curvas de capacidad logradas mediante distribución uniforme de cargas y para las dos direcciones de análisis. Así, con los resultados de los niveles de desempeño anteriormente expuestos, se exponen ahora en la Figura 54 y en la Figura 55 las gráficas resumen de los niveles de desempeño hallados, para ambos sentidos X-X y Y-Y respectivamente.

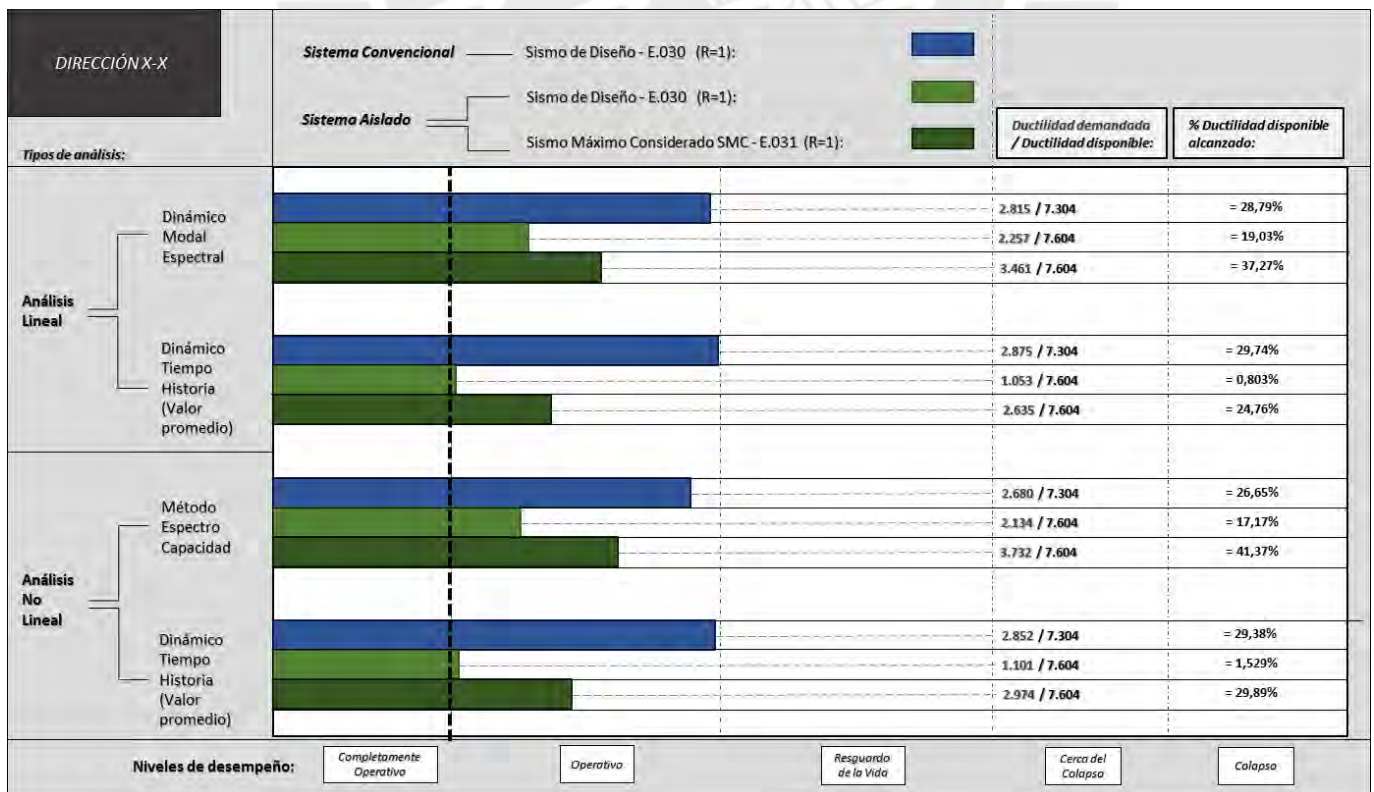


Figura 54. Comparación de los niveles de desempeño de ambas estructuras– Orientación X-X.

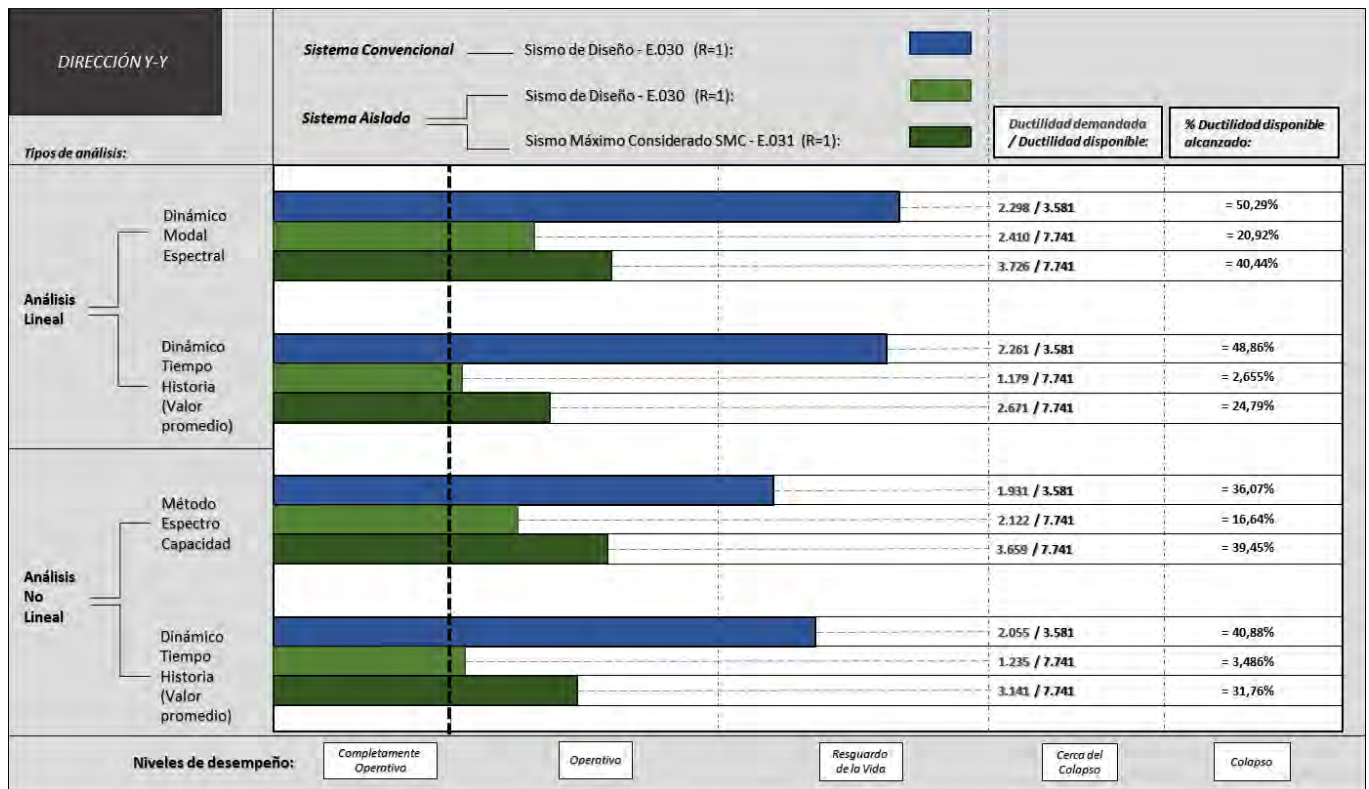


Figura 55. Comparación de los niveles de desempeño de ambas estructuras–Orientación Y-Y.

En estas gráficas están presentes los resultados de los análisis dinámicos lineales y análisis no lineales, siendo sumados a ellos los valores de la ductilidad desarrollada respecto de la ductilidad de demanda límite. Para estos resultados se han empleado los valores promedio de los análisis por tiempo historia de los siete pares de registros utilizados, en ambas direcciones y para tanto análisis lineales como no lineales.

Se muestra tanto en el edificio aislado como en el edificio convencional en el sentido X-X, que los niveles obtenidos de desempeño para todos los análisis son de operatividad, muy cercanos a niveles de Resguardo de la vida en la estructura convencional ante los análisis bajo el sismo de diseño. No se puede afirmar lo mismo para la dirección Y-Y ya que estos mismos análisis llevaron a la estructura convencional a niveles de Resguardo de la vida, mientras que se conservó el nivel de operatividad en los casos de análisis para la estructura aislada en esta misma dirección.

Tomando en contraste a la estructura convencional, se vio que los niveles de desempeño obtenidos desde el método de espectro de capacidad fueron ligeramente inferiores en la dirección X-X, permaneciendo en un nivel operacional. De igual forma existió una diferencia al haber sido empleado este método con respecto a los demás análisis en la orientación Y-Y, llegando al nivel de Resguardo de la vida.

Adicionalmente bajo este método, se pudo apreciar una similitud en los resultados obtenidos para la estructura aislada en relación a los resultados conseguidos por los análisis dinámicos modales espectrales.

Los resultados por ductilidad muestran porcentajes variados de la ductilidad alcanzada para cada tipo de análisis, de esta forma se destacó que, ante el sismo de diseño, la ductilidad disponible que aún podría desarrollar la estructura tras incorporar un sistema de aislamiento sigue siendo muy considerable. De manera similar, al haberse sometido a la estructura aislada al sismo máximo considerado, se vio que la ductilidad disponible alcanzada es menor con respecto a la estructura convencional bajo el sismo de diseño. Dicho esto, la superestructura todavía podría desarrollar mayores ductilidades, esto a pesar de haber sido sometida al sismo máximo considerado.

El porcentaje de ductilidad disponible alcanzada por el sismo de diseño ante análisis no lineales de tiempo-historia fue del 29% para la orientación X-X y de un 41% para la orientación Y-Y. Estos valores fueron muy altos con respecto a lo alcanzado tras la incorporación del sistema de aislamiento, con valores entre un 1.5% y un 3.5%, apenas siendo superado el límite de fluencia. Sometiendo a la estructura aislada al sismo máximo considerado, fueron alcanzados valores del 30% en X-X y del 32% en Y-Y, siendo más cercanos a la ductilidad disponible alcanzada por la estructura convencional.

7.2. REVISIÓN DE DERIVAS MÁXIMAS Y LA INFLUENCIA DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO EN LA IRREGULARIDAD TORSIONAL

Ahora, considerando los datos conseguidos por los análisis no lineales por tiempo historia, se realizó una gráfica comparativa resumen de los máximos desplazamientos obtenidos y las máximas derivas halladas, en función del número de planta y para los dos sistemas estructurales. Adicionalmente en este apartado se manifiestan los valores anteriormente calculados de los ratios de irregularidad torsional, de esta forma se puede hacer una directa comparación entre los valores hallados para cada sistema estructural.

Las derivas en la estructura aislada, respecto de las derivas obtenidas en la edificación empotrada, presentaron un rango de reducción en el sentido X-X del 78% al 84%, mientras que para el sentido Y-Y fue desde el 72% hasta el 78%. Se determinó también que las derivas de la estructura aislada permanecerían por debajo del 1% y de una manera más uniforme para ambos sentidos. Estos resultados se presentan de forma más detallada y para cada dirección en la Figura 56 como sigue:

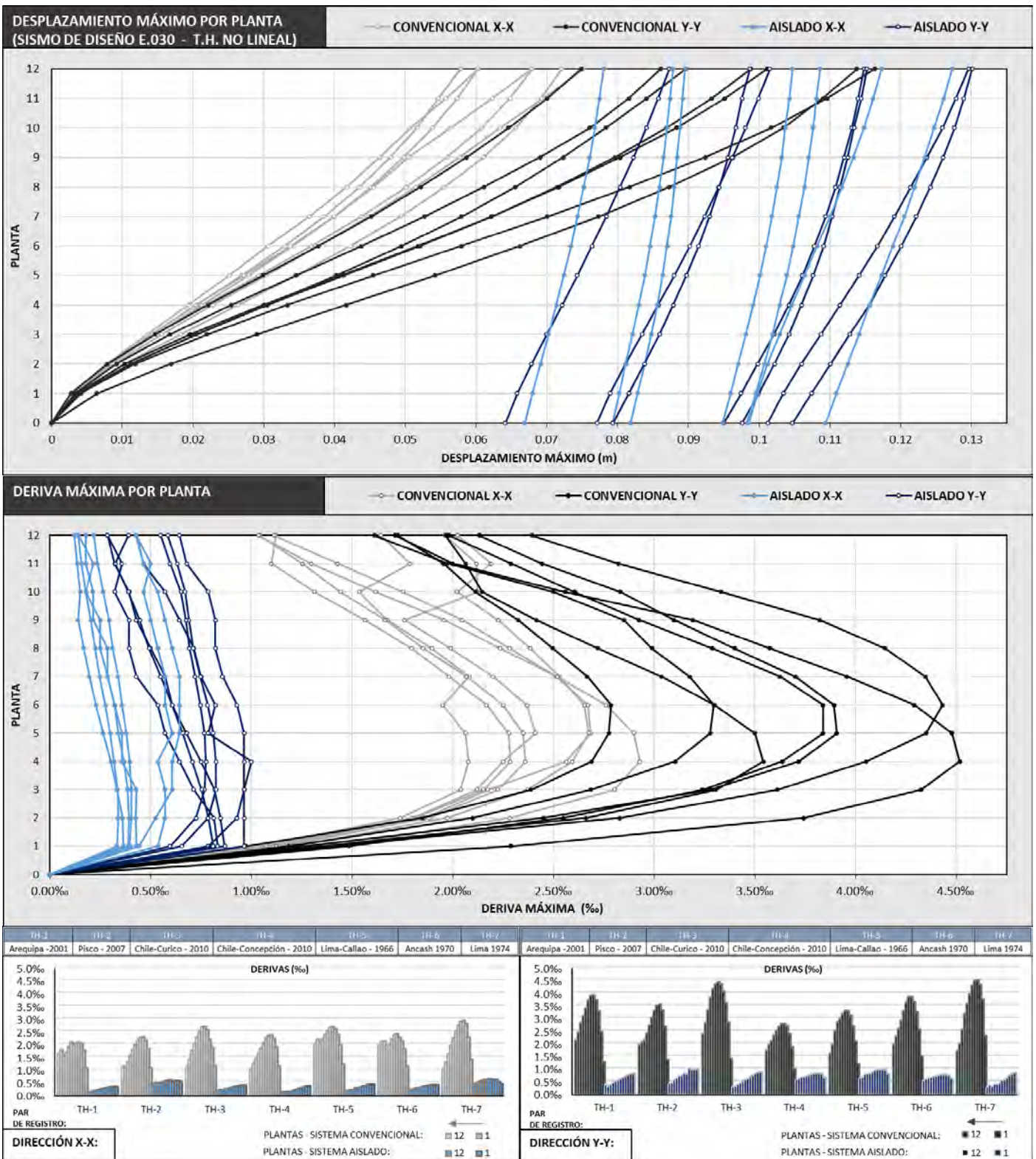


Figura 56. Desplazamientos y derivas máximas por planta para ambos sistemas estructurales.

Cabe recordar que se consideraron los ratios de irregularidad por planta, para tanto análisis lineales como no lineales por tiempo-historia. Se presentan ahora los resultados conseguidos tras haberse realizado los análisis lineales por tiempo-historia en los sistemas estructurales, siendo mostrados los casos de análisis más relevantes desde la Tabla 34 y también en la Tabla 35:

Tabla 34. Ratios de irregularidad torsional en ambos sistemas – Análisis lineales por tiempo-historia (Sismo diseño E.030 – Sismo diseño E.030).

SISTEMA CONVENCIONAL TIEMPO-HISTORIA LINEAL - (SISMO DISEÑO)					SISTEMA AISLADO TIEMPO-HISTORIA (FNA) - (SISMO DISEÑO)				
Planta	Caso de análisis	Despl. Máximo (mm)	Despl. Promedio (mm)	Ratio	Planta	Caso de análisis	Despl. Máximo (mm)	Despl. Promedio (mm)	Ratio
1	TH-2	2.86	2.02	1.419	2	TH-2	125.82	121.10	1.039
2	TH-2	8.99	6.34	1.418	3	TH-2	131.13	126.26	1.039
3	TH-2	16.54	11.86	1.395	6	TH-2	129.38	124.64	1.038
4	TH-2	24.38	17.85	1.366	5	TH-2	127.53	122.91	1.038
1	TH-2	2.51	1.86	1.353	3	TH-2	123.62	119.20	1.037
2	TH-2	7.90	5.86	1.349	2	TH-2	121.57	117.26	1.037
1	TH-4	2.53	1.88	1.347	9	TH-2	132.31	127.77	1.036
2	TH-5	9.48	7.06	1.342	2	TH-2	119.21	115.29	1.034
1	TH-5	2.95	2.20	1.34	8	TH-2	133.38	129.17	1.033
5	TH-2	31.75	23.77	1.336	9	TH-2	134.52	130.45	1.031
1	TH-7	5.65	4.23	1.336	10	TH-4	116.81	113.44	1.030
2	TH-7	17.88	13.39	1.335	Losa	TH-2	135.35	131.62	1.028
2	TH-4	7.80	5.85	1.333	12	TH-4	136.26	132.70	1.027
3	TH-5	17.90	13.43	1.333	11	TH-4	163.43	159.38	1.025

Tabla 35. Ratios de irregularidad torsional en ambos sistemas – Análisis lineales por tiempo-historia (Sismo diseño E.030 – SMC E.031).

SISTEMA CONVENCIONAL TIEMPO-HISTORIA LINEAL - (SISMO DISEÑO)					SISTEMA AISLADO TIEMPO-HISTORIA (FNA) - (SMC)				
Planta	Caso de análisis	Despl. Máximo (mm)	Despl. Promedio (mm)	Ratio	Planta	Caso de análisis	Despl. Máximo (mm)	Despl. Promedio (mm)	Ratio
1	TH-2	2.86	2.02	1.419	4	TH-2	177.43	165.27	1.074
2	TH-2	8.99	6.34	1.418	7	TH-2	184.85	172.32	1.073
3	TH-2	16.54	11.86	1.395	6	TH-2	182.56	170.11	1.073
4	TH-2	24.38	17.85	1.366	5	TH-2	180.08	167.75	1.073
1	TH-2	2.51	1.86	1.353	3	TH-2	174.61	162.69	1.073
2	TH-2	7.90	5.86	1.349	2	TH-2	171.67	160.03	1.073
1	TH-4	2.53	1.88	1.347	8	TH-2	186.95	174.38	1.072
2	TH-5	9.48	7.06	1.342	1	TH-2	168.65	157.36	1.072
1	TH-5	2.95	2.20	1.34	9	TH-2	188.87	176.29	1.071
5	TH-2	31.75	23.77	1.336	10	TH-2	190.59	178.04	1.070
1	TH-7	5.65	4.23	1.336	Losa	TH-2	165.71	154.82	1.070
2	TH-7	17.88	13.39	1.335	11	TH-2	192.12	179.64	1.069
2	TH-4	7.80	5.85	1.333	12	TH-2	193.48	181.11	1.068
3	TH-5	17.90	13.43	1.333	10	TH-2	251.46	237.52	1.059

Tener en cuenta que para el análisis lineal por tiempo historia de la construcción aislada fue considerado un comportamiento bilineal en el sistema de aislamiento. Así, los resultados mostraron un ratio de irregularidad de 1,419 en el sistema convencional y un valor de 1,074 al haber sido implementado el sistema de aislamiento. Esto último como resultado de comparar a la estructura convencional ante el sismo de diseño con los datos provenientes del edificio aislado ante el sismo máximo considerado. Del mismo modo se observó una reducción al ser comparado directamente con los resultados hallados ante el sismo de diseño, disminuyendo a un valor de 1,039.

Se muestra ahora los resultados conseguidos al utilizar análisis no lineales por tiempo historia, detallados en forma resumida por la Tabla 36 y la Tabla 37. Estas tablas presentan desplazamientos y ratios de irregularidad hallados con anterioridad, exhibiendo los resultados a modo de comparación directa de la planta que mayor ratio de irregularidad presentó. Esto último se realizó para el sismo máximo considerado y para el sismo de diseño.

Tabla 36. Ratios de irregularidad torsional en ambos sistemas (Sismo diseño E.030 - Sismo diseño E.030) –
Análisis no lineales por tiempo-historia.

ESTRUCTURA CONVENCIONAL – SISMO DISEÑO								ESTRUCTURA AISLADA – SISMO DISEÑO						
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (mm)														
Caso	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dir. X-X	67.40	74.20	69.60	64.60	75.20	67.87	75.01	82.51	109.0	96.13	86.01	84.51	71.75	102.3
Dir. Y-Y	88.19	98.09	94.50	93.05	91.40	99.19	100.1	85.64	110.3	118.2	98.89	111.5	82.53	102.0
DESPLAZAMIENTOS PROMEDIO (mm)														
Caso	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dir. X-X	43.44	50.97	52.54	43.17	49.92	51.67	55.64	80.59	105.9	93.57	82.80	80.91	68.87	100.2
Dir. Y-Y	61.97	67.88	74.53	64.31	69.82	73.58	79.82	84.82	109.1	117.2	98.09	110.5	81.75	101.4
RATIO DE IRREGULARIDAD TORSIONAL														
Caso	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dir. X-X	1.552	1.456	1.325	1.496	1.506	1.314	1.348	1.024	1.029	1.027	1.039	1.044	1.042	1.021
Dir. Y-Y	1.423	1.445	1.268	1.447	1.309	1.348	1.254	1.010	1.011	1.009	1.008	1.009	1.010	1.006

Tabla 37. Ratios de irregularidad torsional en ambos sistemas (Sismo diseño E.030 – SMC E.031) –
Análisis no lineales por tiempo-historia.

ESTRUCTURA CONVENCIONAL – SISMO DISEÑO								ESTRUCTURA AISLADA – SMC						
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (mm)														
Caso	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dir. X-X	67.40	74.20	69.60	64.60	75.20	67.87	75.01	183.5	200.3	175.4	150.2	148.6	206.1	208.5
Dir. Y-Y	88.19	98.09	94.50	93.05	91.40	99.19	100.1	217.9	228.3	215.6	182.7	196.1	242.5	243.3
DESPLAZAMIENTOS PROMEDIO (mm)														
Caso	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dir. X-X	43.44	50.97	52.54	43.17	49.92	51.67	55.64	176.8	190.1	163.3	145.3	140.1	198.3	191.2
Dir. Y-Y	61.97	67.88	74.53	64.31	69.82	73.58	79.82	207.0	208.9	204.5	172.1	190.4	227.3	239.2
RATIO DE IRREGULARIDAD TORSIONAL														
Caso	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dir. X-X	1.552	1.456	1.325	1.496	1.506	1.314	1.348	1.038	1.054	1.074	1.033	1.061	1.039	1.090
Dir. Y-Y	1.423	1.445	1.268	1.447	1.309	1.348	1.254	1.053	1.093	1.054	1.062	1.030	1.067	1.017

Se acentúa una variación significativa del ratio de irregularidad en los resultados obtenidos de las tablas, siendo inicialmente de 1,552 para la estructura convencional y disminuyendo hasta 1,093 ante el sismo máximo considerado en el edificio con aislamiento. De forma análoga, sometiendo a la estructura aislada ante el sismo de diseño del código E.030, fue obtenido un ratio de irregularidad con un valor de 1,044.

De estos resultados se puede enunciar que la introducción del sistema de aislamiento en la obra de construcción de estudio ha disminuido de forma muy importante la irregularidad torsional, con una reducción directa sobre la estructura empotrada y ante el sismo de diseño del 92,03%. De manera adicional, se obtuvo ante el sismo máximo considerado una reducción del 83,15%, esto con respecto a los análisis no lineales obtenidos por tiempo historia.

Asimismo, cabe resaltar que la reducción conseguida por análisis lineales de tiempo-historia fue del 90,69% ante el sismo de diseño, igualmente siendo de un 82,34% ante el sismo máximo considerado. Estos resultados están recopilados y presentados de manera resumida en la Tabla 38 adelante:

Tabla 38. Reducción de ratios de irregularidad tras inclusión de sistema de aislamiento.

Estructura Aislada:	REDUCCIÓN DE RATIO DE IRREGULARIDAD		
	ANÁLISIS:	Sismo Diseño E.030 – Estructura Convencional	
		Análisis Lineal Tiempo-Historia	Análisis No lineal Tiempo-Historia
SMC - E.031	Análisis T.H. Lineal	82.34%	86.59%
	Análisis T.H. No Lineal	77.80%	83.15%
S. Diseño - E.030	Análisis T.H. Lineal	90.69%	92.93%
	Análisis T.H. No Lineal	89.50%	92.03%

Se puede afirmar así que la estructura convencional al poseer inicialmente un ratio de irregularidad torsional muy alto, tras la implementación del sistema de aislamiento y posteriormente haber sido sometida al sismo de diseño, pierde directamente entre el 90% y el 93% de estos valores en cada planta.

Igualmente, considerando tanto análisis dinámicos lineales como no lineales por tiempo-historia, se sometió a la construcción aislada ante el sismo máximo considerado. De esta forma fue determinado un rango de disminución que va desde el 77% hasta el 87% en el valor del ratio de irregularidad de las plantas del edificio multifamiliar.

Se expone a continuación en la Figura 57 la distribución y la variación del ratio de irregularidad por planta bajo los pares de registros utilizados, ante los análisis lineales y no lineales de tiempo-historia. Cabe resaltar que en esta gráfica fueron empleados solamente los valores promedio y los máximos valores de los siete pares de registros.

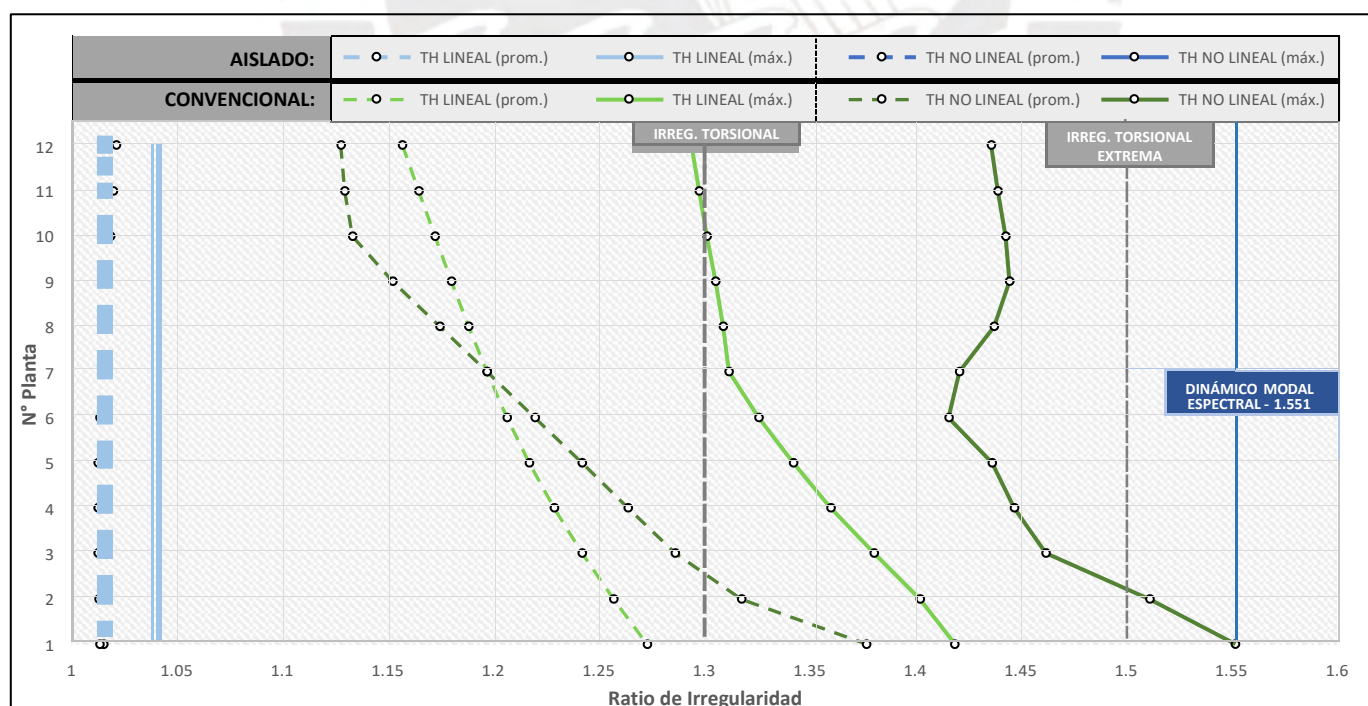


Figura 57. Ratios de irregularidad determinados por análisis tiempo-historia lineal y no lineal.

7.3. ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS MODOS DE FALLA, INFLUENCIA EN LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES Y DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA

En este apartado se estudian las variaciones de carácter local entre los dos sistemas tras la aparición de rótulas plásticas en los componentes estructurales, además, de cambios sucedidos en fuerzas cortantes, momentos flectores y disipación de energía.

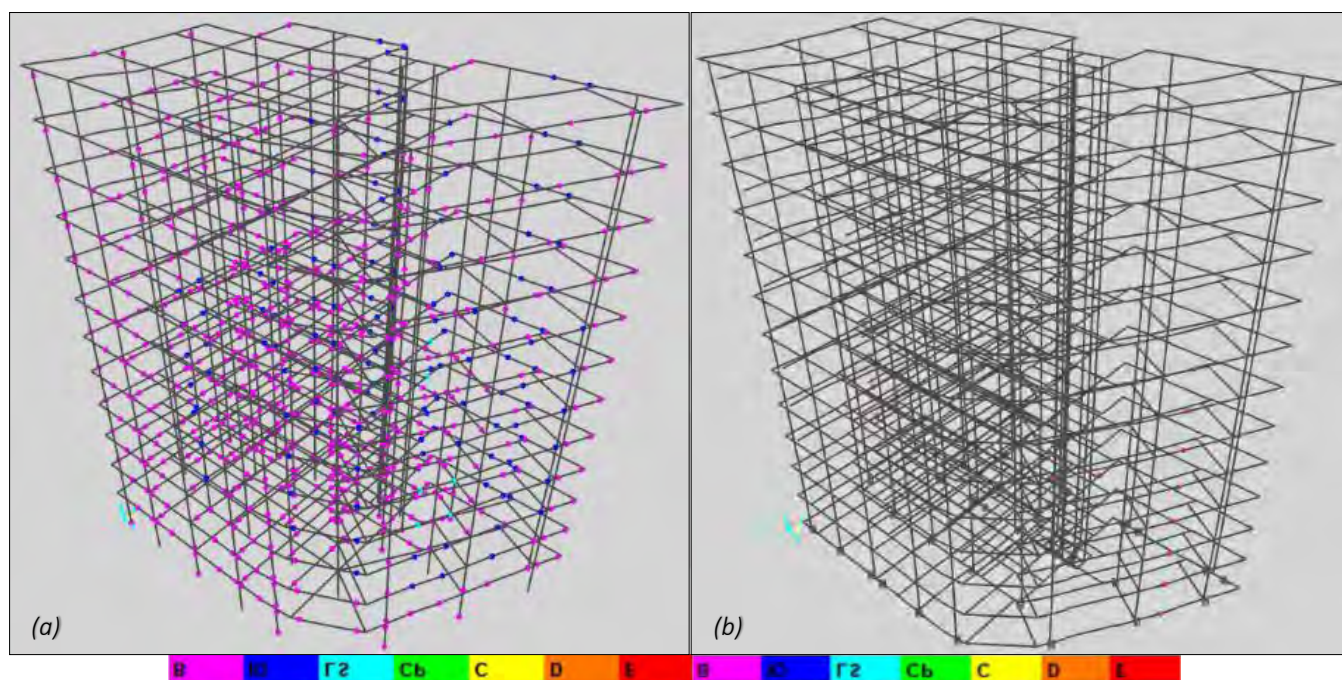


Figura 58. Formación de rótulas plásticas para el análisis del par de registro TH-1 (Arequipa, 2001): a) Estructura convencional – Sismo de diseño, b) Estructura aislada – Sismo máximo considerado.

De la figura 58 presentada a modo de ejemplo se puede destacar una gran reducción del número de mecanismos formados tras la inclusión del sistema de aislamiento. Para estas comparativas se sometió a la estructura aislada a registros de aceleraciones escalados al sismo máximo considerado y a la estructura convencional ante el sismo de diseño. En la gráfica se aprecian formaciones de rótulas plásticas que alcanzaron un nivel de desempeño local de Cerca del colapso, esto para la estructura convencional en seis de las vigas principales. Exponiendo de igual forma a la estructura aislada bajo el sismo de diseño se presentaron como máximo tres rotulaciones en todos los elementos principales, siendo estas formaciones encontradas en las vigas de soporte inferiores de la escalera principal. Fue debido a esto que la comparativa se realizó ante el sismo máximo considerado, presentando aun así bajo este nivel de sollicitación sísmica muy pocas rótulas formadas.

La sucesión de creación de rótulas para los siete pares de registro, generalmente cambió de originarse en las vigas que conectan las placas de la fachada, las vigas frente a la caja del ascensor, las vigas al lado de ésta y las vigas de la escalera, a originarse en un grupo muy limitado de vigas en la fachada. Más específicamente a un grupo

cercano a la esquina aguda del edificio y en las dos caras contrarias de la fachada. La concentración en altura de las rótulas formadas tras la implementación del sistema de aislamiento, se dio sólo en las primeras ocho plantas, a diferencia de la estructura empotrada en la que la formación de rótulas se dio a lo alto de toda la obra. Además, los resultados hallados para los elementos estructurales verticales mostraron una reducción muy importante en el número formado de rótulas plásticas, al darse una eliminación completa de ellas bajo todos los registros sísmicos. Estas rótulas en la estructura convencional fueron desarrolladas descendentemente desde las últimas cuatro plantas, siendo formadas primero en las placas de la esquina con menor rigidez que dan a la fachada, para luego formarse desde la esquina contraria hacia el interior.

Cabe resaltar que los resultados obtenidos de la sucesión de aparición de rótulas de los siete pares de registros de aceleraciones, fueron muy similares entre ellos, tanto para la construcción convencional como para la obra con aislamiento sísmico. La reducción calculada está resumida en las siguientes tablas, estando en función de la cantidad de rótulas formadas por el tipo de componente estructural. Fue clasificado adicionalmente el nivel de daño existente en base al nivel de desempeño local alcanzado para cada uno de los pares de registro empleados. Así, en la Tabla 39 se exhiben los resultados conseguidos para las vigas principales y en la Tabla 40 los porcentajes de reducción conseguidos. De igual forma se detallan en la Tabla 41 y en la Tabla 42 la cantidad de rótulas plásticas formadas en ambos sistemas estructurales, para las columnas y los muros de corte de la construcción respectivamente.

Tabla 39. Cantidad de rótulas plásticas formadas por par de registro - Vigas principales.

Par de registro	N° Rótulas plásticas formadas - Vigas							
	Estructura Convencional (Sismo Diseño - E.030)				Estructura Aislada (SMC - E.031)			
	OP	RV	CC	CO	OP	RV	CC	CO
TH-1	1025	149	--	--	24	--	--	--
TH-2	1029	145	--	--	46	--	--	--
TH-3	987	183	4	--	25	--	--	--
TH-4	1077	97	--	--	19	--	--	--
TH-5	989	177	8	--	34	--	--	--
TH-6	1008	159	7	--	15	--	--	--
TH-7	934	227	13	--	49	--	--	--

Tabla 40. Porcentaje total del número de rótulas plásticas formadas y reducción tras inclusión del sistema de aislamiento – Vigas principales.

Par de registro	Distribución porcentual de vigas											
	Estructura Convencional (Sismo Diseño - E.030)				Estructura Aislada (SMC - E.031)				Reducción en formación de rótulas			
	OP	RV	CC	CO	OP	RV	CC	CO				
TH-1	87.3%	12.7%	--	--	2.0%	--	--	--	97.7%	100.0%	--	--
TH-2	87.6%	12.4%	--	--	3.9%	--	--	--	95.5%	100.0%	--	--
TH-3	84.1%	15.6%	0.3%	--	2.1%	--	--	--	97.5%	100.0%	100.0%	--
TH-4	91.7%	8.3%	--	--	1.6%	--	--	--	98.2%	100.0%	--	--
TH-5	84.2%	15.1%	0.7%	--	2.9%	--	--	--	96.6%	100.0%	100.0%	--
TH-6	85.9%	13.5%	0.6%	--	1.3%	--	--	--	98.5%	100.0%	100.0%	--
TH-7	79.6%	19.3%	1.1%	--	4.2%	--	--	--	94.8%	100.0%	100.0%	--

Tabla 41. Cantidad de rótulas plásticas formadas y reducción por inclusión de sistema de aislamiento – Columnas.

Par de registro	N° Rótulas plásticas formadas - Columnas								Reducción en formación de rótulas
	Estructura Convencional (Sismo Diseño - E.030)				Estructura Aislada (SMC - E.031)				
	OP	RV	CC	CO	OP	RV	CC	CO	
TH-1	311	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-2	311	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-3	311	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-4	311	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-5	311	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-6	311	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-7	311	--	--	--	--	--	--	--	100%

Tabla 42. Cantidad de rótulas plásticas formadas y reducción por inclusión de sistema de aislamiento – Muros de corte.

Par de registro	N° Rótulas plásticas formadas- Muros de corte								Reducción en formación de rótulas
	Estructura Convencional (Sismo Diseño - E.030)				Estructura Aislada (SMC-E.031)				
	OP	RV	CC	CO	OP	RV	CC	CO	
TH-1	403	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-2	400	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-3	404	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-4	406	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-5	400	1	--	--	--	--	--	--	100%
TH-6	404	1	--	--	--	--	--	--	100%
TH-7	405	1	--	--	--	--	--	--	100%

Los resultados muestran que el rango de reducción del número de rótulas formadas inicialmente en las vigas del sistema convencional, estuvo entre el 94,8% y el 98,5%, cambiando los niveles de desempeño locales que llegaban a cerca del colapso hasta niveles de operatividad. De forma similar se vio que las columnas y los muros de corte alcanzaron en su gran mayoría la fluencia, y que, tras la inclusión del sistema de aislamiento, se mantendrían ahora en el nivel Completamente operacional.

Posteriormente se realizó una comparación directa entre los momentos flectores y las fuerzas cortantes obtenidos de ambos sistemas para cada tipo de elemento estructural, siendo determinadas las reducciones conseguidas tras la incorporación del sistema de aislamiento. Estos resultados se condensaron de acuerdo al tipo de elemento estructural y mediante análisis no lineales de tiempo historia para los diferentes pares de registros. Se consideró en este caso solamente al sismo de diseño del código estructural E.030, esto por motivos de comparación cuantitativa directa entre los valores hallados de los momentos flectores y las fuerzas cortantes.

Las reducciones conseguidas en las columnas de la estructura están plasmadas en la Figura 59, de igual manera para los muros de corte en la Figura 60 y los resultados para las vigas en la Figura 61. Estas gráficas muestran los valores máximos y los valores promedio conseguidos en ambas estructuras ante los siete pares de registros. Asimismo, fue considerado en estas gráficas que los resultados obtenidos para los elementos verticales fueran divididos tanto para la dirección principal de análisis local, como para su dirección perpendicular. Se muestran así las siguientes gráficas:

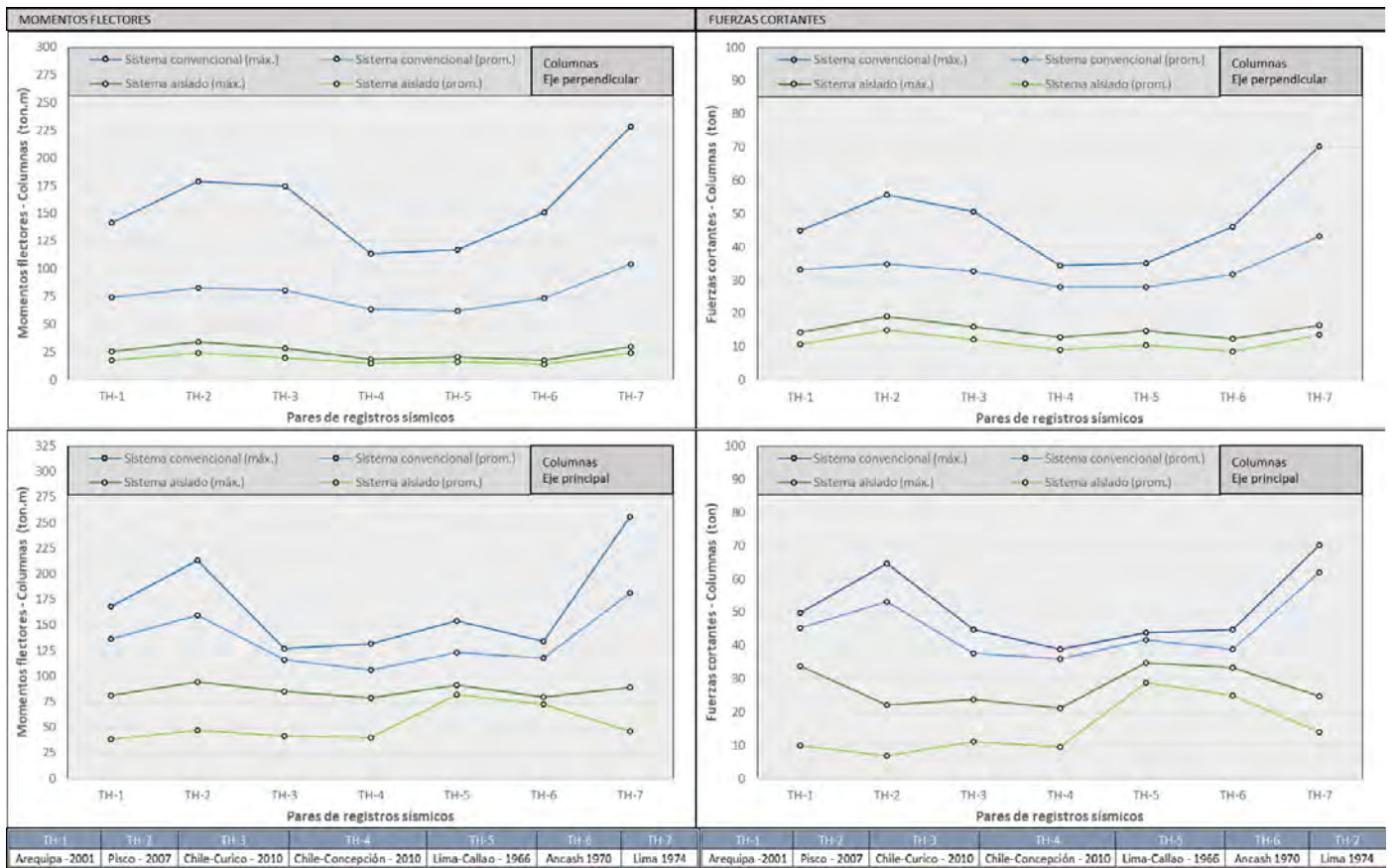


Figura 59. Comparación de momentos flectores y fuerzas cortantes tras incluir el sistema de aislamiento – Columnas.

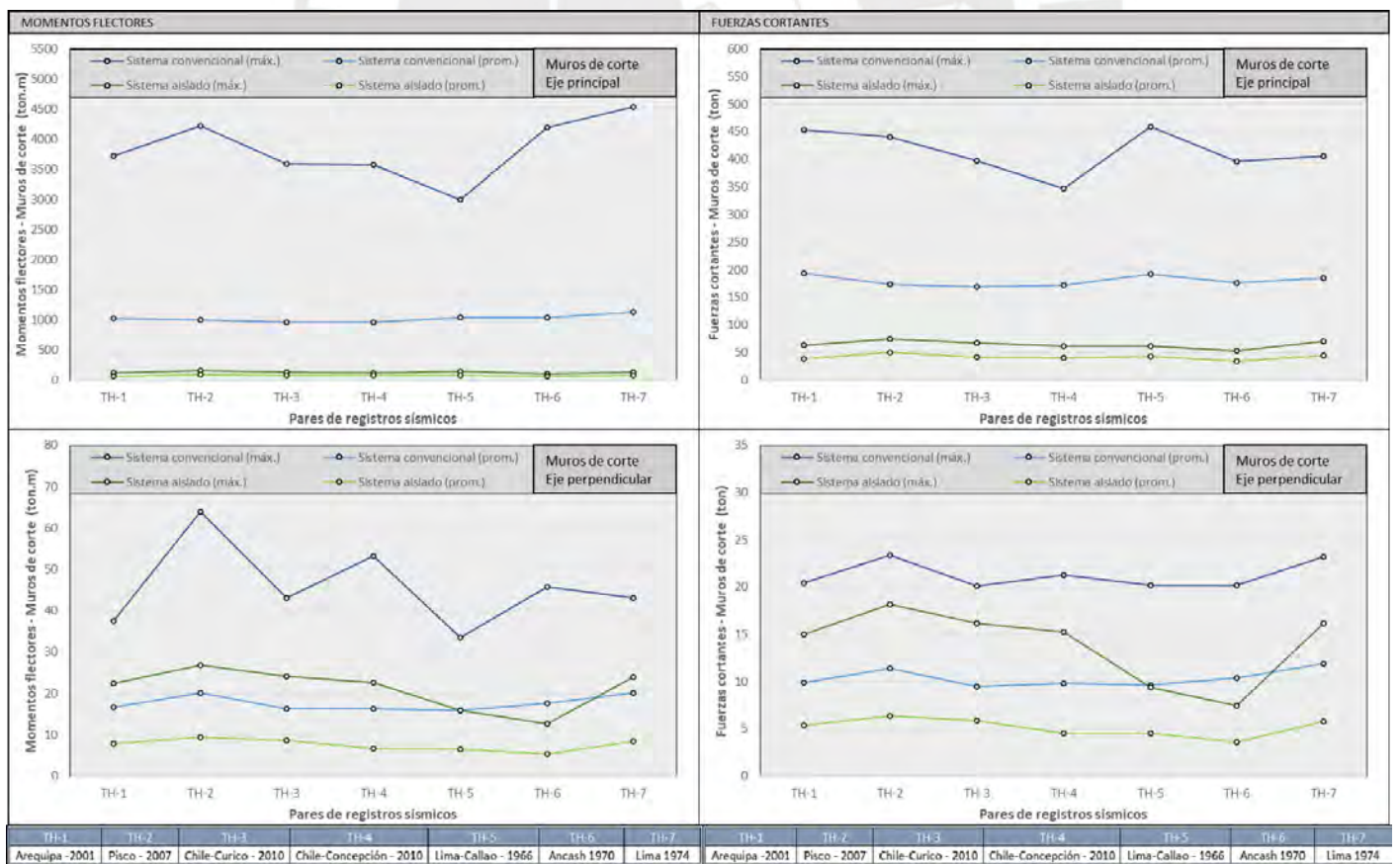


Figura 60. Comparación de momentos flectores y fuerzas cortantes tras incluir el sistema de aislamiento – Muros de corte.

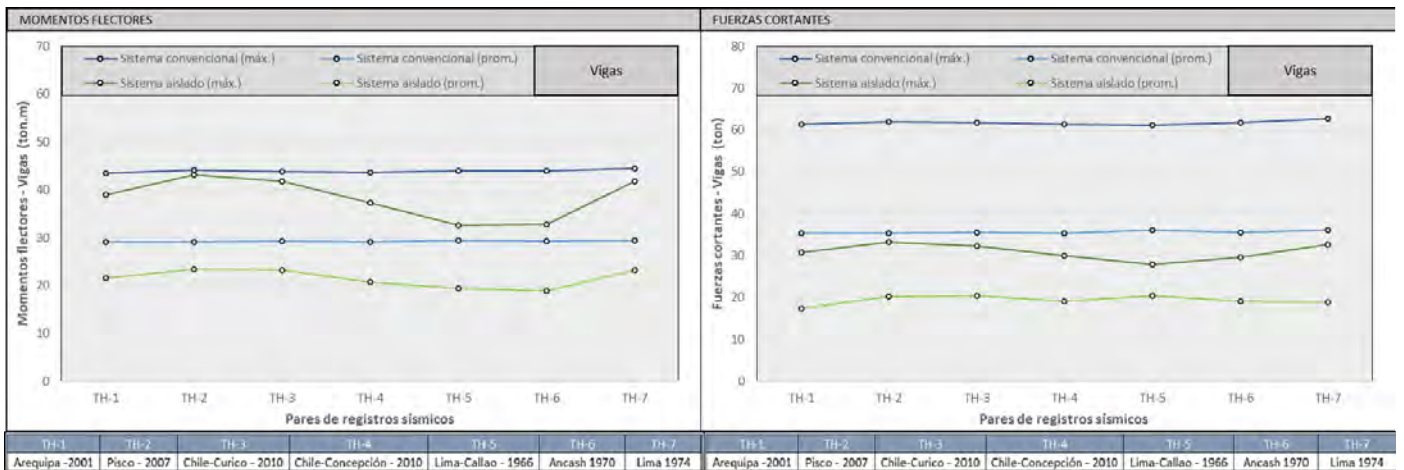


Figura 61. Comparación de momentos flectores y fuerzas cortantes tras incluir el sistema de aislamiento – Vigas.

La Figura 62 y la Figura 63 muestran a continuación las reducciones porcentuales promedio de los resultados hallados para los siete pares de registro. Esta reducción se dio como la variación porcentual de los momentos flectores y las fuerzas cortantes ante cada tipo de elemento estructural, al haber sido incorporado el sistema de aislamiento.

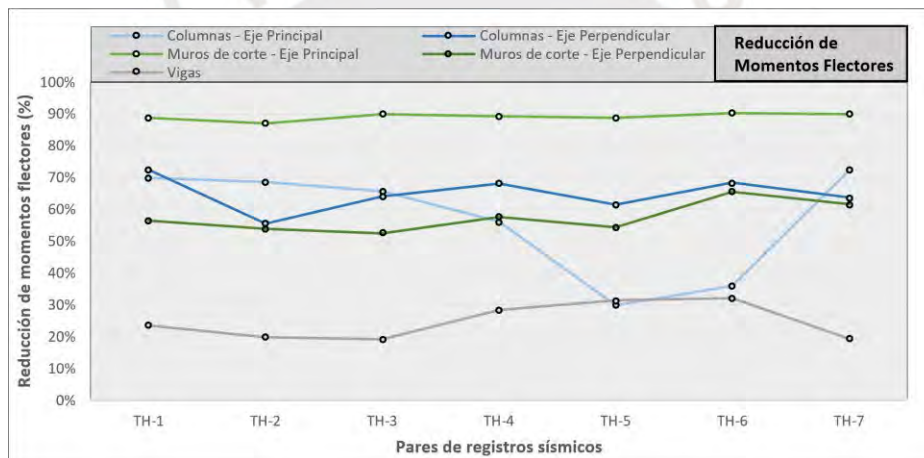


Figura 62. Reducción porcentual promedio de momentos flectores por tipo de elemento estructural.

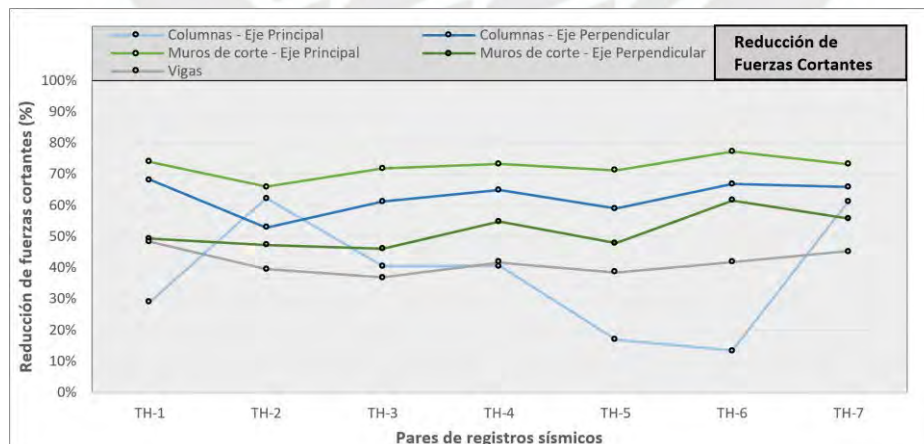


Figura 63. Reducción porcentual promedio de fuerzas cortantes por tipo de elemento estructural.

Los valores de reducción promedio obtenidos al implementarse el sistema de aislamiento, mostraron disminuciones considerables en los momentos flectores y las fuerzas cortantes. Se tuvieron así las menores reducciones en las vigas principales de

la estructura y las mayores reducciones en los muros de corte. Al haberse tenido en cuenta las dos direcciones locales perpendiculares de diseño en los elementos estructurales verticales, fueron determinados dos tipos de resultados. Para las columnas y bajo la dirección del diseño principal, se tuvieron reducciones en los momentos flectores y las fuerzas cortantes de 56.95% y de 37.75% respectivamente, siendo para la dirección perpendicular de 64.84% y de 62.72%. De igual forma, para los muros de corte en la dirección principal, se hallaron reducciones promedio en los momentos y las fuerzas cortantes de 89.16% y de 72.38%, teniendo 57.43% y 51.84% en el sentido perpendicular. Las vigas, al ser los elementos con menor variación en los momentos flectores y las fuerzas cortantes ante cargas sísmicas, mostraron como resultado una reducción de 24.85% y de 41.76% respectivamente. La Tabla 43 a continuación muestra un resumen de los resultados concluyentes para cada tipo de componente estructural:

Tabla 43. Cuadro resumen de reducción de fuerzas cortantes y momentos flectores en elementos estructurales.

Reducción promedio (%)		
Principales Elementos Estructurales	Variación de momentos flectores	Variación de fuerzas cortantes
Columnas (Eje principal)	56.95%	37.75%
Columnas (Eje perpendicular)	64.84%	62.72%
Muros (Eje principal)	89.16%	72.38%
Muros (Eje perpendicular)	57.43%	51.84%
Vigas principales	24.85%	41.76%

Finalmente, se realizó una comparación en las cantidades de energía que fueron disipadas en las estructuras estudiadas, antes y después de incluirse el sistema de aislamiento. Siendo así calculada inicialmente la variación en la distribución de energía por histéresis de los principales elementos estructurales, y siendo determinado también el porcentaje de energía de histéresis que tomó el sistema de aislamiento.

Bajo esta premisa se obtuvo la energía de histéresis disipada ante las solicitaciones sísmicas del sismo de diseño y para cada tipo de elemento estructural, tanto para la construcción convencional como para la obra con aislamiento sísmico. Esto se realizó para ambas estructuras empleando análisis no lineales de tiempo historia, teniendo los resultados en la Tabla 44 más adelante. De igual manera y con estos datos hallados, se determinó la distribución porcentual de la energía disipada por histéresis perteneciente a cada tipo de elemento estructural, siendo resumidos los resultados en la Tabla 45. Así, tras haber sido incluido el sistema de aislamiento y ser sometido ante el sismo de diseño, la disipación de energía por histéresis ocurrió casi por completo en el sistema de aislamiento, con un porcentaje participante mayor al 99%. Con esto fue dejado de lado el aporte relacionado a la disipación de energía en los principales elementos de la obra de construcción convencional, asimismo se observó que originalmente el mayor porcentaje de disipación pertenecía a las vigas de la estructura, con un 93,2% del total.

Tabla 44. Cantidad de energía disipada por histéresis por tipo de elemento estructural en ambas estructuras.

ENERGÍA DISIPADA POR HISTÉRESIS (ton.m)									
Estructura Convencional									
Columnas			Muros de Corte			Vigas Principales			
Pares de registro:	TH-1	0.4954	Pares de registro:	TH-1	27.42	Pares de registro:	TH-1	666.4	
	TH-2	0.0880		TH-2	19.81		TH-2	400.9	
	TH-3	0.2342		TH-3	29.08		TH-3	1371	
	TH-4	0.0337		TH-4	17.60		TH-4	270.6	
	TH-5	0.2477		TH-5	27.97		TH-5	237.5	
	TH-6	0.1164		TH-6	25.67		TH-6	389.9	
	TH-7	1.2810		TH-7	38.73		TH-7	428.5	
Estructura Aislada									
Columnas		Muros de Corte		Vigas Principales		Sistema de Aislamiento			
Pares de registro:	TH-1	--	TH-1	--	TH-1	0.0103	TH-1	903.2	
	TH-2	--	TH-2	--	TH-2	0.0285	TH-2	1298	
	TH-3	--	TH-3	--	TH-3	0.0164	TH-3	1453	
	TH-4	--	TH-4	--	TH-4	0.0012	TH-4	807.3	
	TH-5	--	TH-5	--	TH-5	0.0084	TH-5	455.2	
	TH-6	--	TH-6	--	TH-6	0.0009	TH-6	629.5	
	TH-7	--	TH-7	--	TH-7	0.0220	TH-7	772.4	
Reducción total:	100%	Reducción total:	100%	Reducción total:	99.99%				

Tabla 45. Distribución porcentual de energía por histéresis disipada en ambas estructuras.

DISTRIBUCIÓN DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA POR HISTÉRESIS						
Estructura Aislada			Estructura Convencional			
		Sistema de Aislamiento	Superestructura	Vigas	Muros	Columnas
Pares de registro:	TH-1	99.999%	0.001%	95.98%	3.949%	0.071%
	TH-2	99.998%	0.002%	95.27%	4.708%	0.021%
	TH-3	99.999%	0.001%	97.91%	2.077%	0.017%
	TH-4	99.999%	0.001%	93.88%	6.108%	0.012%
	TH-5	99.998%	0.002%	89.38%	10.53%	0.093%
	TH-6	99.999%	0.001%	93.80%	6.177%	0.028%
	TH-7	99.997%	0.003%	86.37%	13.195%	0.436%
Promedio:	99.998%	0.002%	93.226%	6.677%	0.097%	

De forma más global, se ve ahora en la Figura 64 los valores alcanzados de disipación de energía histérica para los siete pares de registros, siendo comparadas entre ambos sistemas estructurales las magnitudes y la historia de disipación en el tiempo. Esto derivó a que, de acuerdo con las historias de disipación de energía de histéresis ante el sismo de diseño, se pudiera apreciar que la energía disipada en la estructura aislada fue mayor que en la estructura empotrada ante todos los pares de registros.

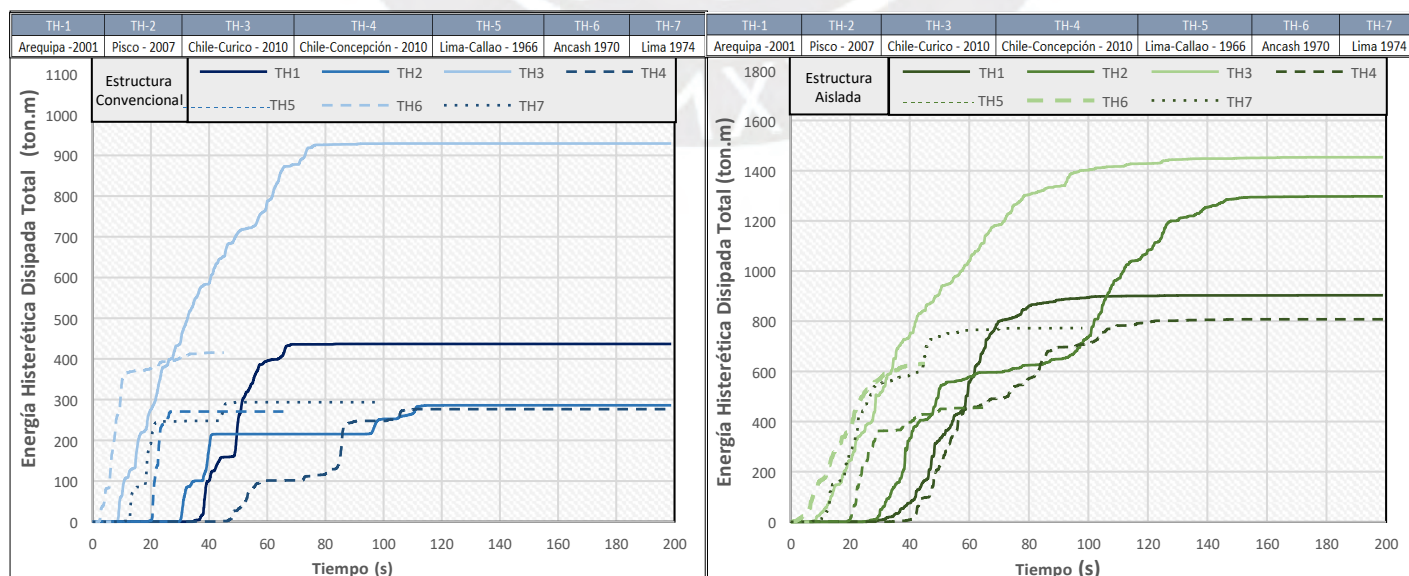


Figura 64. Energía de histéresis disipada para la estructura convencional y la estructura aislada ante cada par de registro sísmico.

Los valores máximos alcanzados de energía histerética en la estructura aislada fueron desde 1.54 a 4.54 veces el valor máximo alcanzado por la estructura convencional, siendo estos resultados calculados entre los siete pares de registros. Destacar también que se guarda cierta similitud en la historia de disipación de energía histerética en el tiempo para muchos de los pares de registros. Ahora, teniendo en cuenta estos resultados y el total de la energía sísmica que actuó sobre ambas estructuras, se pudo tener una idea de la distribución de energía que conllevaría la introducción de un sistema de aislamiento en una estructura con irregularidad torsional.

Se puede apreciar en la Figura 65 a continuación, la distribución por tipo de energía disipada en la estructura ante un valor promedio aproximado obtenido de los siete pares de registro. En esta distribución gráfica se ve la historia de disipación de la energía histerética, la disipación en conjunto entre la energía disipada por amortiguamiento con la energía de histéresis y la energía sísmica total a la que fue sometida la edificación. Esto ante el sismo de diseño y para las dos configuraciones estructurales vistas.

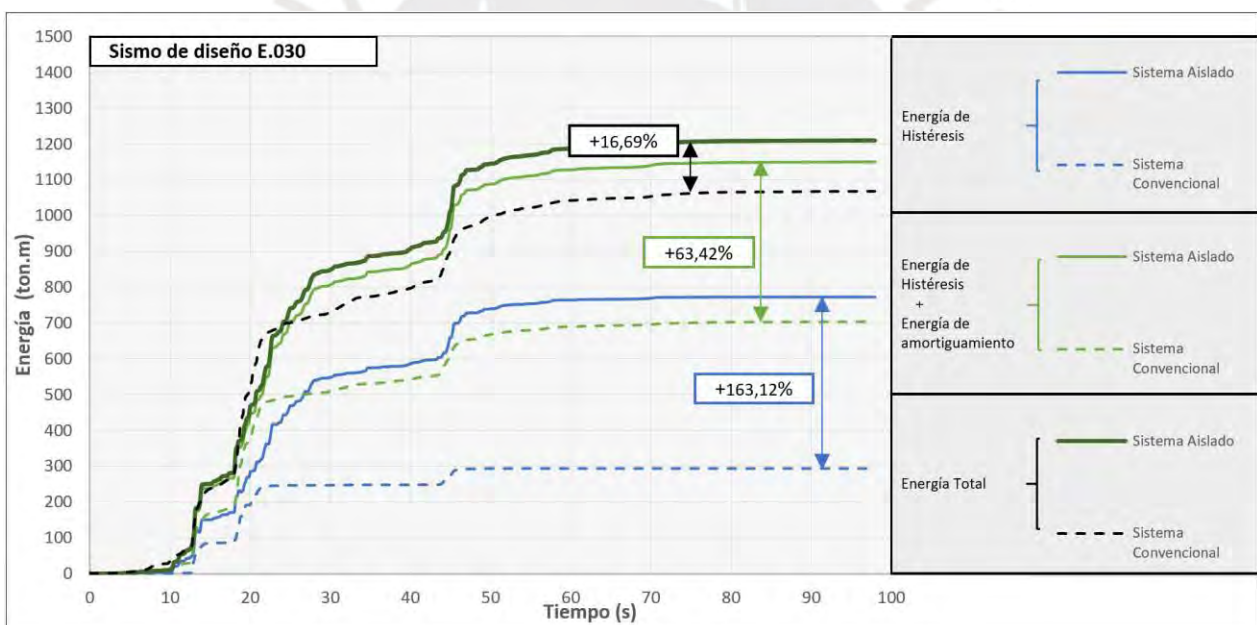


Figura 65. Distribución de energía total en las estructuras para el valor promedio de los registros sísmicos.

De la gráfica mostrada se pudo desprender que la energía total tomada por la estructura aislada, fue ligeramente mayor en comparación a lo absorbido por la estructura empotrada. Más precisamente, se determinó un valor máximo de energía total 17% superior al de la estructura original, esto debido en su mayoría a que para el presente caso la estructura aislada presentó mayor masa. Asimismo, considerando en conjunto las energías de histéresis y las de amortiguamiento, se presentó una diferencia del 63%, incrementándose a 163% si es considerada solamente la energía por histéresis.

CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Implicaciones sobre los niveles de desempeño, derivas y ductilidades desarrolladas

La introducción del sistema de aislamiento varió el nivel de desempeño original de la estructura para la orientación Y-Y de análisis, teniendo inicialmente niveles de desempeño operacional de resguardo de la vida y resultando finalmente en niveles de desempeño operacionales. La estructura aislada en la orientación X-X permaneció en niveles de desempeño operacionales, sin embargo, la reducción dada fue igualmente significativa, teniendo en cuenta que ambas variaciones se dieron ante el sismo de diseño del código E.030 ($T_r = 475$ años).

Se destaca a su vez que, ante el sismo de diseño, la superestructura sobrepasa apenas el punto de aparición de la primera rótula. Igualmente, el edificio aislado permanecería en el rango operacional ante el sismo máximo considerado SMC del código E.031 ($T_r = 2475$ años) en las dos orientaciones perpendiculares de análisis.

El sistema de aislamiento redujo enormemente las derivas inicialmente existentes, en especial las del sentido Y-Y tras presentarse en esta dirección una irregularidad torsional extrema. Se obtuvo así en la orientación Y-Y una deriva máxima inicial del 4,5%, que fue luego reducida a menos del 1‰ tal y como sucedió con las derivas en la dirección X-X. Se presentó así un rango de reducción en X-X del 78% al 84%, mientras que para Y-Y fue del 72% al 78%, manteniendo las derivas en la superestructura muy uniformes.

Originalmente, el porcentaje que alcanza la ductilidad demandada por la estructura con respecto de la ductilidad disponible, ante el sismo de diseño, fue del 29% para la dirección X-X y de un 41% para Y-Y. Estos valores se redujeron tras la incorporación del sistema de aislamiento a un rango de valores entre el 1.5% y el 3.5%, apenas superando el límite de fluencia.

De forma similar, sometiendo ahora a la estructura aislada al SMC, se alcanzaron valores del 30% en X-X y del 32% en Y-Y. Estos valores siguen siendo bajos, además, de cercanos a lo alcanzado por la estructura convencional ante el sismo de diseño, esto a pesar de estar la estructura aislada sometida al SMC.

Variaciones en los niveles de irregularidad torsional e influencia de carácter local en los principales elementos estructurales

La estructura con aislamiento sísmico disminuyó casi por completo el valor del ratio de irregularidad torsional original, tras someterse ante el sismo de diseño y siendo reducido entre 90% y 93%. Esto eliminó en la superestructura los problemas de torsión extrema, pudiendo ser considerada como una estructura regular al verificarse que no presenta ratios de irregularidad significativos.

Se concluyó también que este ratio disminuiría fuertemente incluso si se sometiera a la estructura aislada ante el SMC, perdiendo así entre 77% y 87% del valor inicial, dejando de igual manera a la superestructura sin problemas de irregularidad.

La diferencia hallada entre los ratios de irregularidad por análisis THNL y THL ante el sismo de diseño, al haberse considerado el valor promedio de los resultados alcanzados por planta de los registros, fue desde un -23% hasta un 39% en la estructura convencional y de -19% a un 20% con el aislamiento sísmico.

De igual forma, bajo los valores máximos de los pares de registros, se tuvo desde un 22% a un 49% en la estructura empotrada y de 10% a 20% en la estructura aislada. Esto significó que, en la estructura empotrada ante el análisis THNL, se alcanzó el nivel de irregularidad torsional por valores promedio cuando este límite no era alcanzado ante el análisis THL. A la par se alcanzó una irregularidad torsional extrema ante los valores máximos, cuando originalmente solo alcanzaba el límite de irregularidad torsional.

La estructura aislada, al estar sometida al sismo de diseño, mostró que en los muros de corte fueron obtenidos beneficios considerables en cuanto a reducción de momentos flectores y fuerzas cortantes se refiere. Por el contrario, las vigas de la superestructura tuvieron los menores beneficios de reducción, estando las columnas en un rango intermedio. Así, las columnas presentaron valores de reducción de 57% para momentos flectores y 38% en fuerzas cortantes, con valores para los muros de corte de 89% y 72% respectivamente y teniendo de igual forma en las vigas principales solo 25% y 42%.

Estudio de la distribución de energía

Se concluyó que la energía disipada por histéresis en la estructura inicial ante el sismo de diseño, mayormente dada por las vigas principales, desapareció casi por completo para ser concentrado un 99% del total en el sistema de aislamiento tras ser incorporado. Además, los valores de energía histerética desarrollada en la estructura aislada fueron mucho mayores que los presentes en la estructura convencional con un incremento del 163%, sabiendo que la energía total entrante fue sólo un 17% mayor.

Adicionalmente, al ser incorporado el sistema de aislamiento, se incrementó la participación de la energía de histéresis en relación con la energía total entrante en un 37%. De forma similar, la participación de la energía por amortiguamiento en la superestructura fue reducida ligeramente en un 8%.

Para tener una mejor idea de los efectos que tuvo la inclusión del sistema de aislamiento, se optó por comparar los resultados de la estructura convencional bajo el sismo de diseño y la estructura aislada ante el SMC. Esto debido a que, sometiendo a la estructura aislada ante el sismo de diseño, prácticamente no se forman rótulas plásticas. Así, ante el SMC, el sistema de aislamiento disminuiría el número de rótulas originalmente producidas en las vigas entre un 94,8% y un 98,5%, manteniendo a las vigas dentro del nivel de desempeño operacional y dejando al resto de ellas sin incursionar en el rango inelástico. Asimismo, los resultados obtenidos en los componentes estructurales verticales mostraron una eliminación total del número de rótulas plásticas originalmente formadas.

Comentarios sobre la hipótesis planteada y el estudio

El estudio realizado, al brindar información desde un punto de vista del comportamiento plástico de la estructura, da a entender que las suposiciones iniciales sobre la irregularidad torsional no siempre serán correctas. Emplear solamente las indicaciones de diseño estructural presentes en las normas peruanas en un edificio con alta irregularidad torsional, resultará en sobredimensionamientos o en elementos de capacidad resistente inapropiada, consiguiendo de análisis no lineales resultados que contradicen en cierta medida el comportamiento predicho por análisis lineales. Además, tras la introducción del sistema de aislamiento sobre la estructura con irregularidad de estudio, diseñada para optimizar al máximo su comportamiento, ha quedado reafirmada la suposición de un comportamiento elástico en la superestructura, esto para efectos prácticos. De igual manera, los valores de irregularidad torsional en la estructura aislada permanecen muy cercanos de los obtenidos por análisis lineales, a diferencia de lo hallado en la estructura convencional y lo inicialmente señalado en la hipótesis.

La información hallada relacionada a aspectos del comportamiento plástico en las dos configuraciones estructurales permite un avanzado nivel de optimización estructural, ya que se conoce con precisión la redistribución de fuerzas cortantes y momentos flectores, permitiendo mayor seguridad y eficiencia en el diseño estructural. Asimismo, la sucesión de formación de rótulas plásticas y el conocimiento preciso de la distribución de la energía en ambas configuraciones, da lugar a mejoras estructurales locales que brinden un fuerte incremento de la vida útil a un razonable bajo costo económico, al centrarse únicamente en unos pocos elementos de la estructura. Además, el conocimiento a detalle del comportamiento de una estructura aislada permite mayores riesgos en la etapa de diseño, con un considerable margen de seguridad y una alta eficiencia en el diseño que solo análisis no lineales pueden brindar, como se demostró en los resultados de este trabajo, a pesar de contar con problemas de irregularidad.

Por último, el empleo de análisis no lineales como los vistos en este trabajo establece un punto de partida para futuras comparaciones, que busquen superar y mejorar los resultados logrados hasta ahora con el manejo de metodologías de análisis aún más avanzadas, o con análisis complementarios que estudien de forma integral una estructura sin las limitaciones existentes hoy en día. Así, de esta manera, establecer gradualmente un estándar a nivel nacional que se sustente con un mejor costo económico en la estructura, y que sea alcanzada mediante una alta eficiencia en el diseño, independientemente de si se decide optar por un sistema de aislamiento o no.

REFERENCIAS

- Álvarez Cordero, J. A., Vázquez Calero, J. F., & Cordero Barzallo, P. J. (2018). *Análisis dinámico no lineal en 3D del Hospital Regional "Vicente Corral Moscoso" de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay y propuesta de mitigación*. Tesis de licenciatura. Universidad del Azuay.
- American Concrete Institute (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Michigan: ACI.
- American Society of Civil Engineers (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia: ASCE.
- American Society of Civil Engineers (2016). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: ASCE.
- Applied Technology Council (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California: ATC.
- Asmat Garaycochea, C. A. (2016). *Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado*. Tesis de maestría. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Bertero, V. V. (2019). Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines. *Seismic design methodologies for the next generation of codes*, 1-31.
- Bridgestone Corp. (2013). *Seismic isolation product line-up* [Catálogo]. https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/product.html.
- Chan, W. W. L. (1954). *An investigation of the characteristics of plastic hinges in reinforced concrete*. Tesis de doctorado. Imperial College London.
- Computers and Structures Inc. (2018). ETABS (N° de versión 18.0) [software]. California: CSI.
- Computers and Structures Inc. (2019). SAP2000 (N° de versión 21.0) [software]. California: CSI.
- Falla Espino, R. E. L. (2017). *Análisis comparativo entre sistema convencional y sistema sísmicamente aislado aplicado al nuevo pabellón de la Escuela Superior Tecnológica de la Universidad Nacional de Piura*. Tesis de licenciatura. Universidad Nacional de Piura.
- Federal Emergency Management Agency (2000). *Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.: FEMA.
- Federal Emergency Management Agency (2015). *NEHRP Recommended Provisions: Design Examples*. Washington, D.C.: FEMA.
- Kelly, T. E. (2001). *Base isolation of structures: Design guidelines*. Auckland: Holmes Consulting Group Ltd.

Mayes, R. L., & Naeim, F. (2001). Design of structures with seismic isolation. *The seismic design handbook*, 723-755.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma Técnica Peruana E.020 "Cargas"*. Lima: El Peruano.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Norma Técnica Peruana E.060 "Concreto Armado"*. Lima: El Peruano.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica Peruana E.30 "Diseño Sismorresistente"*. Lima: El Peruano.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019). *Norma Técnica Peruana E.31 "Aislamiento Sísmico"*. Lima: El Peruano.

Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. Estados Unidos: John Wiley & Sons.

Nagarajaiah, S., Reinhorn, A. M., & Constantinou, M. C. (1993). Torsion in base isolated structures with elastomeric isolation systems. *Journal of structural engineering*, 119(10), 2932-2951.

Nethercot, D. A. (2000). Frame structures: Global performance, static and stability behaviour: General report. *Journal of Constructional Steel Research*, 55(1-3), 109-124.

Park, R., & Paulay, T. (1978). *Estructuras de concreto reforzado*. México: Limusa.

Safina Melone, S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*. Tesis de doctorado. Universitat Politècnica de Catalunya.

Seismosoft (2012). SeismoMatch (N° de versión 1.3.0.) [software]. Pavia: Seismosoft Ltda.

Structural Engineers Association of California (1995). *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California: OES.

Veletsos, A. S., & Newmark, N. M. (1960). Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, 2, 895–912.

Villagómez Molero, D. (2015). *Lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones sísmicamente aisladas en el Perú*. Tesis de maestría. Pontificia Universidad Católica del Perú.