



ESCUELA UNIVERSITARIA DE POSGRADO

**PROTECCIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS MEDIANTE DISPOSITIVO INERTER
EN LA PROVINCIA DE HUANCAYO**

**Línea de investigación:
Desarrollo sostenible y sostenibilidad ambiental del territorio**

Tesis para el grado académico de Doctor en Ingeniería Civil

Autor

Godiño Poma, Francisco Cyl

Asesor

Tello Malpartida, Omart Demetrio

ORCID: 0000-0002-5043-6510

Jurado

Cancho Zuñiga, Gerardo Enrique

Malpartida Canta, Rommel

Garcia Urrutia Olavarria, Roque Jesus Leonardo

Lima - Perú

2025

PROTECCIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS MEDIANTE DISPOSITIVO INERTER EN LA PROVINCIA DE HUANCAYO

INFORME DE ORIGINALIDAD

22%	22%	3%	3%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	14%
2	hdl.handle.net Fuente de Internet	1%
3	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	repositorio.continental.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	openaccess.city.ac.uk Fuente de Internet	<1%
6	jcyta.cenidet.tecnm.mx Fuente de Internet	<1%
7	upc.aws.openrepository.com Fuente de Internet	<1%
8	www.frontiersin.org Fuente de Internet	<1%

repositorio.unfv.edu.pe:8080



Universidad Nacional
Federico Villarreal

VRIN | VICERRECTORADO
DE INVESTIGACIÓN

ESCUELA UNIVERSITARIA DE POSGRADO

**PROTECCIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS MEDIANTE DISPOSITIVO
INERTER EN LA PROVINCIA DE HUANCAYO**

Línea de investigación:

Desarrollo sostenible y sostenibilidad ambiental del territorio

Tesis para el grado académico de Doctor en Ingeniería Civil

Autor

Godiño Poma, Francisco Cyl

Asesor

Tello Malpartida, Omart Demetrio

ORCID: 0000-0002-5043-6510

Jurado

Cancho Zuñiga, Gerardo Enrique

Malpartida Canta, Rommel

Garcia Urrutia Olavarria, Roque Jesus Leonardo

Lima – Perú

2025

ÍNDICE

Resumen	14
Abstract.....	15
I. INTRODUCCIÓN	16
1.1. Planteamiento del problema	16
1.2. Descripción del problema	17
1.3. Formulación del problema.....	18
1.3.1. Problema general.....	18
1.3.2. Problemas específicos	18
1.4. Antecedentes.....	18
1.4.1. Nacionales	18
1.4.2. Internacionales.....	19
1.5. Justificación de la investigación	33
1.6. Limitaciones de la investigación	34
1.7. Objetivo de la investigación	34
1.7.1. Objetivo general	34
1.7.2. Objeto específico	34
1.8. Hipótesis	35
1.8.1. Hipótesis general	35
1.8.2. Hipótesis específicas	35
II. MARCO TEÓRICO.....	36

2.1. Marco conceptual.....	36
2.1.1. Antecedentes del estudio	36
2.1.2. Bases teóricas científicas	39
2.1.3. Bases del método.....	41
III. MÉTODO.....	43
3.1. Tipo de investigación.....	43
3.2. Población y muestra.....	43
3.3. Operacionalización de variables	43
3.3.1. Identificación de la variable independiente	43
3.3.2. Identificación de la variable dependiente	43
3.4. Instrumentos	44
3.5. Procedimientos	44
3.6. Análisis de datos	44
3.7. Cronograma de actividades.....	45
3.8. Presupuesto del proyecto	45
3.9. Fuentes de financiamiento	46
IV. RESULTADOS	47
4.1. Procedimiento para el análisis y diseño.....	47
4.1.1. Evaluación en campo de las edificaciones construidas	47
4.1.2. Análisis sísmico lineal dinámico	47
4.1.3. Análisis sísmico con disipadores de fluido viscoso	47
4.1.4. Objetivos de desempeño estructural	49

	4
4.1.5. Deriva objetivo	49
4.1.6. Factor de reducción de la respuesta.....	49
4.1.7. Ubicación de los dispositivos	50
4.1.8. Propiedades de los dispositivos	50
4.1.9. Definición de la mejor alternativa	51
4.1.10. Análisis de la respuesta con el software	51
4.1.11. Esquema de la metodología.....	54
4.2. Detalles y características de los edificios	55
4.2.1. Ubicación de las edificaciones evaluadas.....	55
4.2.2. Características generales de cada edificación.....	55
4.2.3. Análisis lineal dinámico sin amortiguadores.....	69
4.2.4. Análisis sísmico con disipadores.....	82
4.2.5. Disposición y modelamiento con disipadores de cada edificio...	100
4.3. Resultados obtenidos del análisis con disipadores	105
4.3.1. Respuestas de las derivas de entrepiso	105
4.3.2. Respuestas de la cortante en la base	111
4.3.3. Respuesta histerética del dispositivo	114
4.3.4. Respuesta de las frecuencias y periodos fundamentales	119
V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	124
VI. CONCLUSIONES	125
VII. RECOMENDACIONES.....	127
VIII. REFERENCIAS	128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. A one-way clutch	40
Figura 2. Steel Frame (OpenSees).....	42
Figura 3. Esquema de la metodología	54
Figura 4. Distritos de la provincia de Lima donde se ubican las edificaciones que se analizaron y evaluaron.....	55
Figura 5. Edificio 1 – Fachada principal ubicada en la Av. Juan Olaechea Arnao 1438 Urb. Lima	56
Figura 6. Edificio 1 – Elevación interior con sus respectivas alturas de entrepiso	57
Figura 7. Edificio 2 – Fachada principal ubicada en la Av. Próceres de la Independencia, San Juan de Lurigancho	59
Figura 8. Edificio 2 – Elevación interior con sus respectivas alturas de entrepiso	60
Figura 9. Edificio 3 – Fachada principal ubicada en la Av. Los Eucaliptos, Santa Anita	62
Figura 10. Edificio 3 – Elevación interior con sus respectivas alturas de entrepiso	63
Figura 11. Edificio 4 – Fachada principal ubicada en la Av. Arica 521, Breña 15083 ..	65
Figura 12. Edificio 4 – Elevación interior con sus respectivas alturas de entrepiso	66
Figura 13. Edificio 5 – Fachada principal ubicada en la Av. Los Eucaliptos, Santa Anita	67
Figura 14. Edificio 5 – Elevación principal con sus respectivas alturas de entrepiso ...	68
Figura 15. Edificio 1 – Planta típica de la edificación y su elevación con sus respectivas secciones.....	71

Figura 16. Edificio 1 – Parámetros sísmicos para un análisis modal espectral.....	72
Figura 17. Edificio 1 – Periodo fundamental Y, $T=0.50$ s.....	72
Figura 18. Edificio 1 – Periodo fundamental X, $T=0.455$ s.....	73
Figura 19. Edificio 2 – Parámetros sísmicos para un análisis modal espectral.....	73
Figura 20. Edificio 2 – Periodo fundamental Y, $T=0.44$ s.....	74
Figura 21. Edificio 2 – Periodo fundamental X, $T=0.41$ s.....	74
Figura 22. Edificio 3 – Parámetros sísmicos para un análisis modal espectral.....	75
Figura 23. Edificio 3 – Periodo fundamental Y, $T=0.64$ s.....	75
Figura 24. Edificio 3 – Periodo fundamental X, $T=0.68$ s.....	76
Figura 25. Edificio 4 – Parámetros sísmicos para un análisis modal espectral.....	76
Figura 26. Edificio 4 – Periodo fundamental Y, $T=0.34$ s.....	77
Figura 27. Edificio 4 – Periodo fundamental X, $T=0.38$ s.....	77
Figura 28. Edificio 5 – Parámetros sísmicos para un análisis modal espectral.....	78
Figura 29. Edificio 5 – Periodo fundamental Y, $T=0.54$ s.....	78
Figura 30. Edificio 5 – Periodo fundamental X, $T=0.51$ s.....	79
Figura 31. Corrección de registro sísmico – 1966 E-W.....	84
Figura 32. Escalamiento del registro sísmico – 1966 E-W.....	86
Figura 33. Escalamiento del registro sísmico – 1966 N-S.....	86
Figura 34. Propiedades y características de los perfiles HSS-Dirección X.....	90
Figura 35. Propiedades y características de los perfiles HSS-Dirección Y.....	91
Figura 36. Edificio 1 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección XX.....	100

Figura 37. Edificio 1 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección YY.....	100
Figura 38. Edificio 2 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección XX.....	101
Figura 39. Edificio 2 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección YY.....	101
Figura 40. Edificio 3 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección XX.....	102
Figura 41. Edificio 3 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección YY.....	102
Figura 42. Edificio 4 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección XX.....	103
Figura 43. Edificio 4 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección YY.....	103
Figura 44. Edificio 5 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección XX.....	104
Figura 45. Edificio 5 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección YY.....	104
Figura 46. Edificio 1 – Curva histerética para el dispositivo K7 (Piso 1 – Eje 1-1)....	114
Figura 47. Edificio 1 – Curva histerética para el dispositivo K1 (Piso 1 – Eje A-A) ..	114
Figura 48. Edificio 2 – Curva histerética para el dispositivo K7 (Piso 1 – Eje 1-1) – Chevron no lineal $\alpha=0.5$	115

- Figura 49.** Edificio 2 – Curva histerética para el dispositivo K1 (Piso 1 – Eje A-A) – Chevron no lineal $\alpha=0.5$ 115
- Figura 50.** Edificio 3 – Curva histerética para el dispositivo K25 (Piso 1 – Eje 1-1) Diagonal simple lineal $\alpha=0.5$116
- Figura 51.** Edificio 3 – Curva histerética para el dispositivo K1 (Piso 1 – Eje A-A) – Diagonal simple lineal $\alpha=0.5$116
- Figura 52.** Edificio 4 – Curva histerética para el dispositivo K25 – Diagonal simple no lineal $\alpha=0.5$ 117
- Figura 53.** Edificio 4 – Curva histerética para el dispositivo K1 (Piso 1 – Eje A-A) – Diagonal simple no lineal117
- Figura 54.** Edificio 5 – Curva histerética para el dispositivo K12 (Piso 1 – Eje 1-1)..118
- Figura 55.** Edificio 5 – Curva histerética para el dispositivo K10 (Piso 1 – Eje A-A) 118

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Cronograma de actividades.....	45
Tabla 2. Presupuesto del proyecto	45
Tabla 3. Edificio 1 – Datos generales del pabellón administrativo	58
Tabla 4. Edificio 1 – Resumen de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación.....	58
Tabla 5. Edificio 2 – Datos generales del pabellón administrativo	60
Tabla 6. Edificio 2 – Resumen de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación.....	61
Tabla 7. Edificio 3 – Datos generales del pabellón administrativo	63
Tabla 8. Edificio 3 – Resumen de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación.....	64
Tabla 9. Edificio 4 – Datos generales del pabellón administrativo	66
Tabla 10. Edificio 4 – Resumen de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación.....	66
Tabla 11. Edificio 5 – Datos generales del pabellón administrativo.....	68
Tabla 12. Edificio 5 – Resumen de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación.....	69
Tabla 13. Edificio 1-2 – Cargas consideradas por unidad de área y metro lineal.....	70
Tabla 14. Edificio 3-5 – Cargas consideradas por unidad de área y metro lineal.....	71
Tabla 15. Edificio 1 – Derivas de entre piso en la dirección XX	79

Tabla 16. Edificio 1 – Derivas de entre piso en la dirección YY	79
Tabla 17. Edificio 2 – Derivas de entre piso en la dirección XX	80
Tabla 18. Edificio 2 – Derivas de entre piso en la dirección YY	80
Tabla 19. Edificio 3 – Derivas de entre piso en la dirección XX	80
Tabla 20. Edificio 3 – Derivas de entre piso en la dirección YY	80
Tabla 21. Edificio 4 – Derivas de entre piso en la dirección XX	81
Tabla 22. Edificio 4 – Derivas de entre piso en la dirección YY	81
Tabla 23. Edificio 5 – Derivas de entre piso en la dirección XX	81
Tabla 24. Edificio 5 – Derivas de entre piso en la dirección YY	81
Tabla 25. Características de los registros sísmicos directos	83
Tabla 26. Edificio 1 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección XX – Modelo con la inclusión disipadores viscosos	106
Tabla 27. Edificio 1 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección XX – Modelo con la inclusión disipadores viscosos	106
Tabla 28. Edificio 2 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección XX – Modelo con la inclusión disipadores viscosos	107
Tabla 29. Edificio 2 - Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección YY – Modelo con la inclusión disipadores viscosos	107

Tabla 30. Edificio 3 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección XX – Modelo con la inclusión disipadores viscosos	108
Tabla 31. Edificio 3 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección YY – Modelo con la inclusión disipadores viscosos	108
Tabla 32. Edificio 4 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección XX – Modelo con la inclusión disipadores viscosos	109
Tabla 33. Edificio 4 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección YY – Modelo con la inclusión disipadores viscosos	109
Tabla 34. Edificio 5 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección XX – Modelo con la inclusión disipadores viscosos	110
Tabla 35. Edificio 5 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección YY – Modelo con la inclusión disipadores viscosos	110
Tabla 36. Edificio 1 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje XX...	111
Tabla 37. Edificio 1 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje YY...	111
Tabla 38. Edificio 2 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje XX..	111
Tabla 39. Edificio 2 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje YY...	111
Tabla 40. Edificio 3 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje XX...	112

Tabla 41. Edificio 3 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje YY...	112
Tabla 42. Edificio 4 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje XX...	112
Tabla 43. Edificio 4 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje YY...	112
Tabla 44. Edificio 5 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje XX...	113
Tabla 45. Edificio 5 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje YY...	113
Tabla 46. Edificio 1 – Formas de vibración, periodos y masas participativas de la edificación con disipadores	120
Tabla 47. Edificio 2 – Formas de vibración, periodos y masas participativas de la edificación con disipadores	120
Tabla 48. Edificio 3 – Formas de vibración, periodos y masas participativas de la edificación con disipadores	121
Tabla 49. Edificio 4 – Formas de vibración, periodos y masas participativas de la edificación con disipadores	121
Tabla 50. Edificio 5 – Formas de vibración, periodos y masas participativas de la edificación con disipadores	122
Tabla 51. Comparación de las respuestas estructurales para cada edificio en la dirección XX	124
Tabla 52. Comparación de las respuestas estructurales para cada edificio en la dirección YY	124

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se propone el uso de un Tuned-Mass Damper-Inerter (TMDI) que combina una nueva configuración de control de vibración pasiva que consiste en un “inerter”, un dispositivo mecánico de volante de dos terminales que desarrolla fuerzas de resistencia proporcionales a la aceleración relativa de sus terminales, partiendo del conocido y ampliamente utilizado en diversas aplicaciones de control pasivo de vibraciones Tuned-Mass-damper (TMD). El TMDI aprovecha el “efecto de amplificación masiva” del inerte para lograr un rendimiento mejorado en comparación con el TMD clásico. Para sistemas lineales primarios excitados armónicamente, se modela con software analítico de forma cerrada para parámetros óptimos de diseño/ajuste de TMDI utilizando los métodos bien establecidos y ampliamente aplicados, como amortiguadores tradicionales cuya configuración y disposición espacial en la estructura brindan un comportamiento equivalente al de un TMDI. Se demuestra que con la distribución correcta de los amortiguadores, el sistema TMDI es más eficaz para suprimir las vibraciones cercanas a la frecuencia natural del sistema primario no controlado, mientras que es más resistente a los efectos de desafinación y mala distribución. Asimismo, en los resultados de las estructuras modeladas se ejemplifica la efectividad del TMDI modelado como amortiguador clásico para suprimir el modo fundamental de vibración para estructuras lineales MDOF. Se concluye que la incorporación del inerte en la configuración TMDI propuesta puede reemplazar parte de la masa vibratoria para lograr soluciones ligeras de control de vibraciones pasivas o mejorar el rendimiento estructural del sistema para la protección sísmica esperada.

Palabras clave: protección sísmica, estructuras, dispositivos mecánicos.

ABSTRACT

In the present research work, the use of a Tuned-Mass Damper-Inerter (TMDI) is proposed that combines a new passive vibration control configuration that consists of an “inerter”, a two-terminal flywheel mechanical device that develops forces of resistance proportional to the relative acceleration of its terminals, based on the well-known and widely used Tuned-Mass-damper (TMD) passive vibration control applications. TMDI takes advantage of the “mass amplification effect” of inert to achieve improved performance compared to classical TMD. For harmonically excited primary linear systems, it is modeled with closed-form analytical software for optimal TMDI design/tuning parameters using the well-established and widely applied methods, such as traditional dampers whose configuration and spatial arrangement in the structure provide behavior equivalent to that of a TMDI. It is shown that with the correct distribution of the dampers, the TMDI system is more effective in suppressing vibrations close to the natural frequency of the uncontrolled primary system, while it is more resistant to the effects of detuning and misdistribution. Likewise, the results of the modeled structures exemplify the effectiveness of the modeled TMDI as a classic damper to suppress the fundamental mode of vibration for linear MDOF structures. It is concluded that the incorporation of the inert in the proposed TMDI configuration can replace part of the vibrating mass to achieve lightweight passive vibration control solutions or improve the structural performance of the system for the expected seismic protection.

Keywords: seismic protection, structures, mechanical devices.

I. INTRODUCCIÓN

En la presente Investigación se analizó edificaciones educativas del tipo pórtico placa, diseñadas y construidas con métodos tradicionales, analice dinámicamente cinco edificaciones, según la norma E.030, (análisis dinámico espectral), obteniendo los desplazamientos normalizados. Luego realicé un análisis dinámico de las mismas edificaciones seleccionadas, incluyendo los dispositivos Inerter en los ejes x, y, de cada edificación, según su requerimiento de las fuerzas de inercia a controlar, realicé la idealización del análisis dinámico en el software ETABS, obteniendo datos comparativos como son, desplazamientos normalizados, frecuencias, y las nuevas fuerzas de inercia actuantes en la base. Finalmente realice comparaciones obteniendo datos referentes a los tipos de inertes a emplear, como ubicar los Inerters para un correcto análisis dinámico.

Se obtienen criterios confiables para el diseño, así como el empleo de INERTERS para la reducción de vibraciones con baja cantidad de masa. Así mismo se concluye que se puede ajustar el periodo instalado, al periodo natural del edificio, agregando capacidad de disipación de energía.

Finalmente, el beneficio del empleo de Inerters, así como la economía se cumplen al momento de la ocurrencia de un sismo.

1.1. Planteamiento del problema

En la actualidad existen diversos métodos, formas y alternativas de suprimir las vibraciones inducidas por los sismos, independientemente del tipo de análisis que se realice se requiere emplear cualquier metodología que nos permita mantener a la estructura antes, durante y después de un sismo de pie, con el fin de salvar vidas, esto se

logra evitando el colapso de la edificación. Los últimos métodos empleados en la reducción de vibraciones y disipación de la aceleración están relacionados a dispositivos viscoelásticos, y a aisladores sísmicos.

Hoy en día podemos lograr la reducción de la aceleración, mediante un dispositivo Inerter que consiste en la utilización de una masa excéntrica, llamada inercia rotacional suplementaria. El concepto propuesto emplea un sistema mecánico adherido a la estructura (piñón-cremallera donde su fuerza de resistencia es proporcional a la aceleración relativa entre la masa vibratoria y el soporte de los volantes). Esta disposición, también se conoce como Inerter, que complementa las estrategias tradicionales de amortiguación y rigidez suplementarias utilizadas para la protección sísmica de estructuras. La protección sísmica de estructuras con inercia rotacional suplementaria tiene ventajas únicas particularmente en la supresión de los desplazamientos espectrales de estructuras de períodos largos, una función que no se logra de manera eficiente con grandes valores de amortiguación suplementaria.

La utilización del Inerter en estructuras reales todavía no se ha evidenciado de forma masiva, por lo que es necesario y atractivo su uso para la protección sísmica de edificaciones. El uso actual de los inertizadores va ligado directamente al aislamiento pasivo de vibraciones en estructuras de ingeniería civil. Esto se logra de manera similar a con un amortiguador de masa sintonizado, convirtiendo el pico en la función de transferencia del sistema en resonancia en dos picos, lejos de la frecuencia natural original y con una amplitud más pequeña.

1.2. Descripción del problema

En la actualidad se ha incrementado formas de mantener una estructura de pie antes, durante y después de un sismo, con la única presentación de daños en elementos

no estructurales, y que los elementos estructurales, tengan esa capacidad de disipar energía más allá del rango elástico. Estos métodos integran apoyos elásticos, péndulos de fricción, elementos viscoelásticos de cruza y otros, estos dispositivos disipadores de energía, resultan muy costosos emplearlos, así como su instalación está diseñado para que sea realizado por empresas especialistas que en algunos casos no se realizan en Perú. Por lo que se propone la utilización de Inerters del tipo masa excéntrica que permite la disminución de la aceleración, reduciendo los probables daños que causaría a una edificación sin protección o disipadores de energía.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿Cuál es la relación que se da entre protección sísmica y el empleo de Inerters en las edificaciones de la provincia de Huancayo?

1.3.2. Problemas específicos

- ¿Cuál es la relación entre la protección sísmica y el empleo de Inerters en estructuras del tipo pórtico placa, como reductor de desplazamiento?
- ¿Cuál es la relación entre la protección sísmica y el empleo de Inerters en estructuras del tipo pórtico placa, como reductor de frecuencias?
- ¿Cuál es la relación entre la protección sísmica y el empleo de Inerters en estructuras del tipo pórtico placa, como reductor de fuerzas de inercia?

1.4. Antecedentes

1.4.1. Antecedentes nacionales

Inga (2015) en su tesis: “*Mejora de la respuesta dinámica de edificaciones usando amortiguadores de masa sintonizada*”, presenta dos aplicaciones a edificios

reales, el primero es el edificio de la torre de oficinas y control del aeropuerto internacional Jorge Chávez, con las características que presentan se le agregaron disipadores viscosos y elementos para corregir sus principales deficiencias. El segundo es un edificio de oficina de 16 pisos y 4 sótanos, de construcción más reciente, con una irregularidad no tan severa. Se concluye que, para sistemas de muchos grados de libertad con una alta masa participativa en el primer modo, el AMS obtuvo un buen desempeño, ya que éste es sintonizado al modo que tiene mayor participación. No se obtuvo un desempeño adecuado del AMS cuando a la estructura se le cambiaron las características modales, con masas participativas similares para el primer y segundo modo. También se investigó el uso de más de un AMS en los modelos con masas participativas similares en el primer y segundo, pero esto no originó una mejora sustancial en la reducción de desplazamientos y fuerzas cortante.

1.4.2. Antecedentes internacionales

Malcolm et al. (2002) en su investigación: “*Synthesis of Mechanical Networks: The Inerter*”, se ocupa del problema de la síntesis de redes mecánicas (pasivas) de un puerto. Una de las principales aportaciones de este trabajo es la introducción de un dispositivo, al que denominaremos Inerter, que es la verdadera red dual del resorte. Esto contrasta con el elemento de masa que, por definición, siempre tiene un terminal conectado a tierra. El Inerter permite trasladar circuitos eléctricos a mecánicos de forma totalmente análoga. El Inerter no necesita tener una gran masa.

Existe un inconveniente adicional con el elemento de masa como análogo del capacitor en el contexto de la síntesis de impedancias mecánicas. Es decir, puede ser importante suponer que el dispositivo mecánico asociado con la "impedancia de caja negra" que se diseñará tiene una masa insignificante en comparación con otras masas en el sistema (cf., un puntal de suspensión para un vehículo en comparación con el resorte

y sin resorte). Claramente, esto presenta un problema si (posiblemente) se pueden requerir grandes masas para su realización.

El enfoque utilizado para los problemas de diseño mecánico en este artículo tiene una deuda con los métodos de control modernos. En primer lugar, los problemas son vistos como una interconexión entre una parte dada del sistema (análoga a la planta) y una parte a diseñar (análoga al controlador). En segundo lugar, la pieza a diseñar es un elemento dinámico cuya admisibilidad se define de la manera más amplia posible, pasivo en el presente caso (estabilizador para control de retroalimentación). La ventaja de este punto de vista es que entran en juego métodos de síntesis y surgen nuevas soluciones que, de otro modo, se pasarían por alto.

Este documento ha introducido el concepto del Inerter Ideal, que es un elemento mecánico de dos terminales con la propiedad definitoria de que la aceleración relativa entre los dos terminales es proporcional a la fuerza aplicada sobre los terminales. No hay restricción de que cualquiera de los terminales esté conectado a tierra, es decir, conectado a un punto fijo en un marco inercial. Se puede suponer que el elemento tiene una masa pequeña o despreciable. El inerte ideal juega el papel de la verdadera red dual del resorte mecánico (ideal).

Se demostró que el Inerter es capaz de una realización sencilla. Un enfoque es tomar un émbolo deslizándose en un cilindro que impulsa un volante a través de una cremallera, piñón y engranajes. Tal realización satisface la propiedad de que ninguna parte del dispositivo necesita estar conectada a tierra y que tiene un recorrido lineal finito que es especificable. La masa del dispositivo puede mantenerse pequeña en relación con la inercia (constante de proporcionalidad) empleando una relación de transmisión suficientemente grande. Se puede considerar que tal realización se

aproxima a su ideal matemático de la misma manera que los resortes, amortiguadores, capacitores, etc. reales se aproximan a sus ideales matemáticos.

Oviedo y Duque (2006) en su artículo: “*Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones*”, presentan un compendio del tema de los sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. Se realiza una presentación general del concepto físico de balance de energía en un sistema estructural, se identifican los diferentes tipos de energía y se relacionan los sistemas para el control de respuesta sísmica con el tipo de energía que disipan. Se presentan algunos ejemplos de los tipos de dispositivos comerciales más usados en el mundo para el control de respuesta sísmica de edificaciones.

Algunos de estos dispositivos son fáciles de construir y se podría implementar su tecnología en el país, sin embargo, se debe tener cuidado a la hora de caracterizar sus propiedades dinámicas y mecánicas, indispensables para llevar a cabo un diseño estructural seguro. Esta caracterización implica la realización de ensayos de los dispositivos y de las edificaciones con los dispositivos para tener criterios confiables para el diseño.

Algunas universidades e investigadores nacionales ya han empezado a realizar ensayos de modelos de edificaciones con control de respuesta sísmica, por lo cual se espera que, en un futuro no muy lejano, se disponga de elementos de juicio para utilizar estos sistemas en el diseño de edificaciones reales.

Jae-Seung et al. (2007) en su investigación titulada: “*Rotational inertia dampers with toggle bracing for vibration control of a building structure*”, presenta un nuevo dispositivo de control de vibraciones mediante el cual la masa y la amortiguación equivalentes de una estructura se aumentan simultáneamente. El sistema de control de vibraciones, amortiguadores de inercia rotacional combinados con palancas, se puede

utilizar de manera efectiva incluso en estructuras con poca deriva. El análisis numérico muestra que el rendimiento del amortiguador de inercia rotacional se mejora aún más con la adición de un mecanismo de amortiguación viscoso o de fricción. También se observa que a medida que el cable del tornillo de bola disminuye la masa equivalente y la amortiguación de la estructura y, en consecuencia, el efecto de control de vibraciones del amortiguador de inercia rotacional aumenta significativamente.

Las estructuras de los edificios están expuestas a varios tipos de vibraciones especialmente el viento y los terremotos inducidos los efectos dinámicos se consideran los problemas fundamentales de diseño estructural. Para aumentar la masa de una estructura puede ser eficaz para disminuir la vibración inducida por el viento, en la que la carga externa actúa mayormente independientemente de la estructura y el aumento de la fuerza de inercia actúa contra la carga del viento. Cuando una estructura está sujeta a un movimiento sísmico, sin embargo, la masa de la estructura multiplicada por la aceleración del suelo actúa sobre la estructura como una fuerza externa. En este caso aumentando la masa de la estructura no es deseable. Incluso para la carga del viento, aumentar la masa de una estructura no es económico. Por lo tanto, sería beneficioso si se proporcionara una fuerza de inercia de tal manera que es independiente de la carga externa y no aumenta significativamente la masa estructural.

Recientemente varios tipos de dispositivos de amortiguación mecánica se han desarrollado y aplicado en estructuras de edificios para mitigar los efectos dinámicos inducidos por vibraciones. Especialmente los amortiguadores instalados entre pisos, tales como viscosos, amortiguadores viscoelásticos, de fricción e histeréticos, son en su mayoría destinados a disipar la energía vibratoria mejorando el amortiguamiento de estructuras. Como las estructuras de los edificios son mucho más grandes y más pesado que las máquinas o aparatos electrónicos que necesitan control de vibraciones, el

tamaño y la fuerza de control requerida de los amortiguadores suelen ser mucho más grandes que los de los dispositivos aplicados en máquinas. También como las respuestas de las estructuras son relativamente pequeño y como la fuerza de control de los amortiguadores es en muchos casos generado proporcionalmente a las respuestas, el tamaño de los amortiguadores debe ser lo suficientemente grande para generar la fuerza de control, Sin embargo, a medida que aumenta el tamaño de un amortiguador el costo de fabricación, transporte, instalación y el mantenimiento también aumenta. Por lo tanto, el tamaño de un amortiguador debe mantenerse lo más pequeño posible.

Nakamura et al. (2013) en su artículo: “*Performance-Based Placement Design of Tuned Inertial Mass Dampers*”, presentan un método de diseño de ubicación basado en el desempeño para el control de las respuestas sísmicas de un edificio de varios pisos utilizando amortiguadores de masa de inercia electromagnéticos sintonizados (T-EIMD). El T-EIMD consta de un mecanismo de husillo de bolas, un engranaje, un volante y un generador eléctrico instalado en un cilindro y un elemento de resorte conectado en serie. El mecanismo de husillo de bolas convierte la oscilación axial del extremo de la varilla en el movimiento de rotación de volante interno y genera una gran fuerza de inercia. El generador eléctrico gira por la rotación de la varilla interna y genera una fuerza de amortiguamiento variable que es controlada por la resistencia terminal. Los T-EIMD se instalan entre pisos adyacentes de un edificio con tirantes de acero en forma de cheurón y funcionan como grandes amortiguadores de masa sintonizados dentro de los pisos. El elemento resorte tiene la función de sintonizar el período natural del T-EIMD con el período natural fundamental del edificio. En el presente trabajo, se propone un procedimiento de diseño para la ubicación de pisos de T-EIMD para limitar los ángulos máximos de deriva de piso a un valor objetivo específico. El procedimiento propuesto utiliza el método de combinación cuadrática

completa expandida que implica un análisis modal con un análisis de valores propios complejo y es capaz de determinar la distribución necesaria por pisos de las masas inerciales de los T-EIMD en un edificio. Se llevan a cabo análisis de respuesta sísmica de historia temporal para modelos de edificios de varios pisos establecidos con el número necesario de unidades T-EIMD, y los resultados establecen la eficacia y la adecuación del procedimiento de diseño de ubicación basado en el rendimiento propuesto

Un amortiguador de masa inercial (IMD) es un nuevo tipo de amortiguador de control de respuesta que es capaz de generar una fuerza de inercia en una estructura. Recientemente, los IMD con grandes masas de inercia se han realizado mediante el empleo de un dispositivo de husillo de bolas que cambia las oscilaciones axiales en movimientos giratorios y gira un peso interno, amplificando la masa de inercia real del peso (Furuhashi e Ishimaru, 2004, 2006). Un IMD tiene “el efecto de alargar los períodos naturales y reducir la excitación de entrada aparente a la estructura debido al efecto de masa inercial inducida, mientras que la masa inercial tiene el efecto de disminuir los factores de amortiguamiento de una estructura” (Nakamura et al., 2014) El amortiguador de masa de inercia electromagnética (EIMD) en este estudio es un tipo de IMD que consta de un husillo de bolas, un volante, un engranaje y un generador eléctrico. Como se describe en el estudio anterior (Nakamura et al., 2014), el movimiento giratorio, convertido por el husillo de bolas, hace girar tanto el volante como el generador, produciendo la fuerza de inercia y la fuerza de amortiguación electromagnética. El terminal del generador eléctrico está conectado a una resistencia y su resistencia puede controlar la fuerza de amortiguación electromagnética inducida.

Un amortiguador de masa inercial sintonizado (T-IMD) es una aplicación novedosa de un IMD estudiado para la reducción de la respuesta sísmica de una

estructura. En un T-IMD, un IMD está conectado con un elemento de resorte y un amortiguador suplementario y el peso giratorio se usa como oscilador de un amortiguador de masa sintonizada (TMD). Los T-IMD se instalan entre pisos adyacentes de un edificio con refuerzos de chevron de acero y funcionan como grandes TMD dentro de los pisos (Isoda et al., 2009, 2010, 2013; Tamura e Isoda, 2009; Ikago et al., 2010, 2011a, 2011b, 2012a, 2012b; Sugimura et al., 2010; Tamura et al., 2010; Kida et al., 2011; Inoue and Ikago, 2012; Isoda, 2012; Ikago and, 2013; Shijo et al., 2015). El elemento de resorte tiene la función de ajustar el período natural del T-IMD instalado al período natural fundamental del edificio, y el amortiguador suplementario actúa para agregar la capacidad de disipación de energía. Este artículo estudia un amortiguador de masa de inercia electromagnético sintonizado (T-EIMD) que combina un EIMD y un elemento de resorte y funciona como un nuevo tipo de T-IMD que utiliza una gran masa de inercia y una fuerza de amortiguación variable.

Para utilizar cualquier tipo de amortiguadores en un edificio de varios pisos para la reducción de la respuesta sísmica, se deben considerar las características mecánicas de los amortiguadores. Además, se debe estudiar mejor la ubicación óptima o exigida de los amortiguadores en el piso para lograr los objetivos de diseño sismorresistentes. Previamente se han realizado bastantes estudios sobre la colocación óptima o necesaria de amortiguadores convencionales como los amortiguadores viscosos o viscoelásticos.

Michael et al. (2014) en su artículo: *Influencia del Inerter en las frecuencias naturales de los sistemas de vibración*, investigan la influencia del Inerter en las frecuencias naturales de los sistemas de vibración. En primer lugar, las frecuencias naturales de un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) y un sistema de dos grados de libertad (TDOF) se derivan algebraicamente y se demuestra el hecho de que el inerte puede reducir las frecuencias naturales de estos sistemas. Luego, para investigar más a

fondo la influencia del Inerter en un sistema de vibración general, se considera un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF). El análisis de sensibilidad se realiza en las frecuencias naturales y las formas de modo para demostrar que las frecuencias naturales del sistema MDOF siempre se pueden reducir aumentando la inercia de cualquier inerte. También se deriva la condición para un sistema MDOF general del que las frecuencias naturales pueden ser reducidas por un inerte. Finalmente, se investiga la influencia de la posición del Inerter en las frecuencias naturales y se verifica la eficiencia del Inerter en la reducción de las frecuencias naturales más grandes simulando un sistema de seis grados de libertad, donde se obtiene una reducción de más del 47 por ciento empleando solo cinco Inerters.

Inerter es un concepto recientemente propuesto y un dispositivo con la propiedad de que el aplicado la fuerza en sus dos terminales es proporcional a la aceleración relativa entre ellos. Como nuevo elemento mecánico pasivo, los beneficios de rendimiento del uso de inertizadores en varios sistemas mecánicos han sido bien demostrados. En, las mejoras de aproximadamente Se obtuvieron beneficios de rendimiento del 10 % o más al incorporar un Inerter en los sistemas de suspensión del vehículo después de comparar seis puntales de suspensión simples. Es cierto que Inerter puede aportar extra-flexibilidad en la estructura, pero la funcionalidad básica del Inerter en sistemas de vibración aún no ha sido claramente entendido y demostrado.

Es bien sabido que, en un sistema de vibración, el resorte puede almacenar energía, proporcionar soporte estático y determinar las frecuencias naturales, mientras que el amortiguador viscoso puede disipar energía, limitar la amplitud de oscilación en resonancia y disminuir ligeramente las frecuencias naturales si la amortiguación es pequeña. El Inerter puede almacenar energía. Sin embargo, para las otras propiedades

inherentes de los sistemas de vibración tales como frecuencias naturales, la influencia de Inerter no ha sido investigado antes.

Los métodos tradicionales para reducir las frecuencias naturales de un sistema elástico son disminuyendo la rigidez elástica o aumentando la masa del sistema de vibración. Sin embargo, esto puede ser problemático; por ejemplo, los valores de rigidez de un soporte de motor que son demasiado bajos conducir a un gran desplazamiento estático y cuasi-estático del motor y al daño de algunos componentes del motor. A continuación, se mostrará que, además de estos dos métodos, un sistema conectado en paralelo Inerter también puede reducir eficazmente las frecuencias naturales. Dado que la influencia del amortiguamiento en las frecuencias naturales es bien conocida, solo las frecuencias no amortiguadas se consideran sistemas conservativos por simplicidad.

Este artículo ha investigado la influencia del Inerter en las frecuencias naturales de vibración. Derivando algebraicamente las frecuencias naturales de un sistema SDOF y un TDOF sistema, el hecho de que Inerter puede reducir las frecuencias naturales de estos sistemas ha sido claramente demostrado. Para revelar la influencia del Inerter en las frecuencias naturales de un general se ha considerado un sistema MDOF. Se ha realizado un análisis de sensibilidad en frecuencias naturales y formas modales para demostrar que cualquier incremento de la inercia de cualquier inerte en un sistema MDOF da como resultado una reducción de las frecuencias naturales. Para ese fin, la eficacia del Inerter en la reducción de las frecuencias naturales de una vibración general sistema ha sido claramente demostrado. Finalmente, la influencia de la posición inerte ha se ha investigado y se ha propuesto un procedimiento de diseño simple para verificar la eficiencia de inerte en la reducción de las mayores frecuencias naturales de los sistemas de vibración. El resultado de la simulación ha

demostrado que se puede obtener una reducción de más del 47 % con solo cinco Inerters empleados en un sistema de vibración de seis grados de libertad.

Lazar et al. (2014) en su artículo: “*Using an inerter-based device for structural vibration suppression*”, proponen el uso de un nuevo tipo de sistema de control pasivo de vibraciones para reducir las vibraciones en estructuras de ingeniería civil sujetas a excitación de base.

El nuevo sistema se basa en el Inerter, un dispositivo que fue inicialmente desarrollado para suspensiones de alto rendimiento en autos de carreras de Fórmula 1. La principal ventaja del Inerter es que se puede lograr un alto nivel de aislamiento de vibraciones con baja cantidades de masa añadida. Esta característica lo convierte en una atractiva alternativa potencial para amortiguadores de masa sintonizados tradicionales (TMD). En este trabajo se modela el sistema Inerter dentro de un edificio de varias plantas y se encuentra sobre riostras entre plantas contiguas.

Los resultados numéricos muestran que se logra un excelente nivel de reducción de vibraciones, ofreciendo potencialmente una mejora sobre los TMD. El sistema basado en Inerter se compara con un sistema TMD mediante el uso de una variedad de entradas de excitación base, que incluyen una señal de terremoto, para demostrar cómo se podría mejorar potencialmente el rendimiento mediante el uso de un Inerter en lugar de un TMD.

Mitigar las vibraciones no deseadas en las estructuras es una parte importante del proceso de diseño, particularmente para estructuras que pueden estar sujetas a excitación sísmica. en este papel proponemos el uso de un nuevo tipo de sistema de control de supresión de vibraciones pasivas para reducir vibraciones en estructuras de obra civil en base al Inerter.

Los autores estudiaron el desempeño sísmico de una estructura de un solo grado de libertad (SDOF) donde se evalúa la eficiencia de un TVMD en comparación con la de un viscoso amortiguador y un VMD. El dispositivo de husillo de bolas diseñado por los autores era capaz de generar una masa aparente de 350 kg utilizando un volante de inercia de tan solo 2 kg. Hace poco, los sistemas TVMD se han instalado en una estructura de acero construida en Japón.

En este trabajo presentamos un novedoso sistema de control basado en el Inerter para suprimir vibraciones de estructuras de ingeniería civil. Dada la similitud entre un Inerter y un elemento de masa, proponemos un sistema basado en Inerter con una configuración similar a la de un TMD, que denominamos amortiguador de inercia sintonizado (TID). En consecuencia, el Inerter es instalado en serie con elementos de muelle y amortiguador, siguiendo la disposición tradicional de un TMD. Sin embargo, como el Inerter es un dispositivo de dos puertos (dado que genera una fuerza basada en aceleración relativa), el TID está conectado entre plantas en lugar de un TMD que actúa sobre una sola planta.

El rendimiento de TMD está limitado por la cantidad de masa que se puede agregar a la estructura original. Generalmente, esto no excede el 10% de la masa del objetivo del modo de vibración. Para los dispositivos inertes, el engranaje permite que la masa efectiva sea mucho mayor que la masa real del dispositivo. Esto se logra comúnmente utilizando un piñón y cremallera, sin embargo, los dispositivos hidráulicos de inercia, con un tubo helicoidal que proporciona "engranaje". A través de este engranaje, las relaciones de inercia a masa más grandes pueden potencialmente obtenerse para los sistemas TID que para los TMD sin una penalización de peso excesiva y como resultado superando una importante limitación de la TMD.

Mostraremos que el rendimiento de los sistemas de control basados en Inerter indica que tienen el potencial de ser una alternativa viable a los TMD tradicionales.

Sin embargo, la relación entre inercia y masa se puede aumentar sin cambiar significativamente la masa física del dispositivo, ya que los inertizadores están engranados. Una vez hecho esto, el desplazamiento mejora la respuesta. Teniendo en cuenta las estructuras MDOF, se discutieron varias posibilidades de instalación del sistema de control TID. La mejor respuesta estructural se obtuvo con el Inerter instalado en la planta baja, conectado al suelo. esto es beneficioso ya que el sistema de control ya no necesita ser soportado por toda la estructura.

Para una mejor evaluación de su desempeño, el TID también se comparó con un amortiguador viscoso equivalente ubicado en el nivel del piso inferior. La estructura de tres grados de libertad también es sometida a excitación sísmica y demuestra tener una eficiencia similar a la de los TMD.

La pequeña masa y el tamaño total del dispositivo lo convierten en una atractiva alternativa a TMD pasivos y sistemas amortiguadores.

Marian (2015) en su estudio: "*The tuned mass damper inerter for passive vibration control and energy harvesting in dynamically excited structural systems*", propone una nueva configuración pasiva de control de vibraciones, a saber, Tuned-Mass-Damper-Inerter (TMDI). El TMDI combina el "Inerter", un dispositivo mecánico de volante de inercia de dos terminales que desarrolla fuerzas de resistencia proporcionales a la aceleración relativa de sus terminales, con el conocido y ampliamente utilizado en diversas aplicaciones de control pasivo de vibraciones Tuned-Mass-damper (TMD). Introducido como una generalización del TMD, el TMDI aprovecha el "efecto de amplificación de masa" del Inerter para lograr un rendimiento mejorado en comparación con el TMD clásico. Para los sistemas primarios lineales

excitados armónicamente, se derivan expresiones analíticas de forma cerrada para optimizar los parámetros de ajuste/diseño de TMDI utilizando la bien establecida y ampliamente aplicada para el caso de la teoría clásica semi empírica de punto fijo de TMD. Se muestra que, para la misma masa adherida, el sistema TMDI es más efectivo que el TMD clásico para suprimir vibraciones cercanas a la frecuencia natural del sistema primario no controlado, mientras que es más robusto a los efectos de desafinación. Además, se muestra analíticamente que el TMDI de diseño óptimo supera al TMD clásico en la minimización de la varianza de desplazamiento de los sistemas primarios excitados por ruido blanco lineales de un solo grado de libertad (SDOF) no amortiguados. Para este caso particular, los parámetros óptimos de TMDI se derivan en forma cerrada como funciones de la masa oscilante adicional y la constante de inercia. se muestra analíticamente que el TMDI de diseño óptimo supera al TMD clásico en la minimización de la varianza de desplazamiento de los sistemas primarios excitados por ruido blanco lineales de un solo grado de libertad (SDOF) no amortiguados. Para este caso particular, los parámetros óptimos de TMDI se derivan en forma cerrada como funciones de la masa oscilante adicional y la constante de inercia. se muestra analíticamente que el TMDI de diseño óptimo supera al TMD clásico en la minimización de la varianza de desplazamiento de los sistemas primarios excitados por ruido blanco lineales de un solo grado de libertad (SDOF) no amortiguados. Para este caso particular, los parámetros óptimos de TMDI se derivan en forma cerrada como funciones de la masa oscilante adicional y la constante de inercia.

Además, se proporcionan datos numéricos pertinentes, derivados mediante un procedimiento de optimización numérica, para sistemas primarios en forma de cadena en cascada mecánicos amortiguados clásicamente excitados por ruido de color estacionario. Esto ejemplifica la efectividad del TMDI sobre el TMD clásico para

suprimir el modo fundamental de vibración para estructuras MDOF lineales. Se concluye que la incorporación del Inerter en la configuración TMDI propuesta puede reemplazar parte de la masa vibratoria del TMD para lograr soluciones de control de vibraciones pasivas livianas, o mejorar el rendimiento del TMD clásico para una masa TMD dada.

El TMDI se aplica además para el control pasivo de vibraciones de estructuras de edificios excitadas sísmicamente. Se supone un proceso estocástico no estacionario de entrada compatible con el espectro de diseño elástico de las disposiciones del código sísmico europeo (EC8). La efectividad de la configuración TMDI propuesta sobre el TMD clásico se evalúa mediante la realización de análisis de historial de respuesta para un conjunto de movimientos de suelo fuertes registrados en el campo compatible con el espectro EC8. La solución TMDI ajustada de manera óptima logra una reducción considerable del desplazamiento promedio máximo del piso superior y las aceleraciones promedio máximas del piso superior de las estructuras primarias consideradas en comparación con el logrado por el TMD clásico diseñado de manera óptima, asumiendo la misma masa adicional en ambos casos. Es más, la configuración TMDI logra una reducción significativa en el desplazamiento máximo de la masa oscilante adicional. En este estudio, se supone que las estructuras primarias se comportan linealmente en consonancia con las tendencias actuales en los requisitos basados en el desempeño para estructuras mínimamente dañadas protegidas por dispositivos de control pasivo.

Además, el TMDI de diseño óptimo se aplica para la supresión de vibraciones y la recolección de energía a través de un dispositivo electromagnético que transforma la energía cinética mecánica en energía eléctrica. A diferencia del caso de los sistemas TMD habilitados para la recolección de energía tradicional, la cantidad de energía disponible para ser recolectada por el recolector basado en TMDI propuesto aquí se

aprovecha cambiando la intensidad del efecto de amplificación de masa del Inerter, a través de engranajes mecánicos, sin cambiar el peso. del sistema TMDI. Por lo tanto, la inclusión del Inerter agrega un "grado de libertad" o un parámetro de diseño a los cosechadores clásicos basados en TMD, lo que permite controlar el equilibrio entre la supresión de vibraciones y la recolección de energía de una manera más flexible.

En general, los datos numéricos y el trabajo analítico informados en este documento proporcionan evidencia de que el TMDI ofrece una solución novedosa y prometedora para el control pasivo de vibraciones y la recolección de energía. Lo que es más importante, abre varios caminos de investigación nuevos que involucran trabajo numérico/paramétrico, así como creación de prototipos, pruebas experimentales e implementación de campo.

1.5. Justificación de la investigación

La mayor pérdida de vidas humanas en la historia fue por desastres naturales a nivel mundial, principalmente por sismos. El hombre en su afán de mitigar los desastres realiza estudios basados en diversos modelos matemáticos, que nos ayudan a idealizar el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico. Esta investigación plantea una nueva idealización del modelo dinámico con un Inerte que cumple la función de controlar deformaciones y disminuir drásticamente aceleraciones. La inclusión de Inertes dentro de la estructura permitirá tomar como referencia para futuras normas y/o reglamentos, ya que su empleo es más práctico al reducir la masa externa comparada con la masa de la estructura.

El uso de Inerte ayuda a resolver el problema de control de aceleración por liberación a la estructura. Como valor teórico, considero que es un aporte significativo al introducir nuevo modelo matemático que puede ser adaptado y normalizado a

modelos computacionales. La metodología que se emplea servirá para demostrar la hipótesis de la investigación.

1.6. Limitaciones de la investigación

Al desarrollar la Investigación, se tiene la limitación de realizar ensayos a escala, esto porque el Inerter tendría que fabricarse a escala natural, debido a que la masa de la estructura no puede disminuirse. Por lo que al tener esa limitación se concluye que debemos idealizarlo en un software llamado ETABS y trasladar los datos a Excel para tabularlos y poder realizar una interpretación real de la simulación por computadora.

1.7. Objetivo de la investigación

1.7.1. Objetivo general

Evaluar la relación que se da entre protección sísmica de estructuras y los Inerters en las edificaciones la Provincia de Huancayo.

1.7.2. Objetivos específicos

- Determinar la relación que se da entre la protección sísmica de edificaciones esenciales y el empleo de Inerters en estructuras de concreto, como reductor de deformación.
- Determinar la relación que se da entre la protección sísmica de edificaciones esenciales y la utilización de Inerters en la estructura como reductores de aceleración.
- Determinar la relación que se da entre la protección sísmica de edificaciones esenciales y la ubicación de los Inerters dentro de la estructura como control de respuesta sísmica.

1.8. Hipótesis

1.8.1. Hipótesis general

Existe relación entre la protección sísmica y los Inerters en las edificaciones en la Provincia de Huancayo 2024.

1.8.2. Hipótesis específicas

- Existe relación entre la protección sísmica de edificaciones y el empleo de Inerters en estructuras de concreto, como reductor de deformación.
- Existe relación entre la protección sísmica de edificaciones y la utilización de Inerters en la estructura como reductores de aceleración.
- Existe relación entre la protección sísmica de edificaciones esenciales y la ubicación de los Inerters dentro de la estructura como control de respuesta sísmica.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Marco conceptual

2.1.1. Antecedentes del estudio

Inga (2015) en su tesis: “*Mejora de la respuesta dinámica de edificaciones usando amortiguadores de masa sintonizada*”, presenta dos aplicaciones a edificios reales, el primero es el edificio de la torre de oficinas y control del aeropuerto internacional Jorge Chávez, con las características que presentan se le agregaron disipadores viscosos y elementos para corregir sus principales deficiencias. El segundo es un edificio de oficina de 16 pisos y 4 sótanos, de construcción más reciente, con una irregularidad no tan severa. Se concluye que, para sistemas de muchos grados de libertad con una alta masa participativa en el primer modo, el AMS obtuvo un buen desempeño, ya que éste es sintonizado al modo que tiene mayor participación. No se obtuvo un desempeño adecuado del AMS cuando a la estructura se le cambiaron las características modales, con masas participativas similares para el primer y segundo modo. También se investigó el uso de más de un AMS en los modelos con masas participativas similares en el primer y segundo, pero esto no originó una mejora sustancial en la reducción de desplazamientos y fuerzas cortante A. Giaralisa and A.A. Taflanidisb. Optimal tuned mass-damper- inerter (TMDI) design for seismically excited MDOF structures with model uncertainties based on reliability criterio (Health Monit.2017): Describen que el amortiguador de masa-amortiguador-inercia (TMDI) es un absorbente de vibración dinámico pasivo lineal recientemente propuesto para la protección sísmica de edificios. Acopla el amortiguador de masa sintonizado clásico (TMD) con un dispositivo Inerter, un dispositivo de dos terminales que resiste la

aceleración relativa de sus terminales, en topologías judiciales que logran efectos de amplificación de masa y amortiguación de modos superiores en comparación con el TMD. Este documento considera un marco de diseño óptimo de TMDI que acomoda los efectos anteriores al tiempo que tiene en cuenta la incertidumbre paramétrica de las propiedades de la estructura del huésped, modelada como un sistema MDOF lineal, y de la excitación sísmica, modelada como ruido de color estacionario. La constante del dispositivo inerte, que actúa como un amplificador de masa TMD, se trata como una variable de diseño, mientras que las variables de rendimiento sensibles a la dinámica de respuesta estructural de alta frecuencia se utilizan para explicar la influencia de TMDI en los modos estructurales más altos.

Makris & Kampas (2019) en su artículo: “*Seismic Protection of Structures with Supplemental Rotational Inertia*”, investiga la estrategia alternativa de suprimir las vibraciones inducidas por el suelo con inercia rotacional suplementaria. El concepto propuesto emplea un sistema de piñón-cremallera donde su fuerza de resistencia es proporcional a la aceleración relativa entre la masa vibratoria y el soporte de los volantes. Esta disposición, conocida en la literatura sobre redes mecánicas como el inerte, complementa las estrategias tradicionales de amortiguación y rigidez suplementarias utilizadas para la protección sísmica de estructuras. El documento muestra que la protección sísmica de estructuras con inercia rotacional suplementaria tiene algunas ventajas únicas, particularmente en la supresión de los desplazamientos espectrales de estructuras de períodos largos, una función que no se logra de manera eficiente con grandes valores de amortiguación suplementaria. El documento muestra que esto ocurre a expensas de transferir fuerzas apreciables en el soporte de los volantes y continúa examinando en qué medida la rigidez finita y la amortiguación del soporte de los volantes afectan la dinámica del sistema.

Makris (2018) presenta su artículo: “*Time-Response Functions Of Inertoviscoelastic Networks*” en la 16th European Conference on earthquake Thessaloniki Engineering. En este artículo deriva las funciones causales de respuesta en el tiempo de las redes mecánicas de tres parámetros que se han informado en la literatura e involucran al inerte, un elemento de dos nodos en el que la salida de fuerza es proporcional a la aceleración relativa de sus nodos finales. Se muestra que todas las funciones de respuesta en frecuencia que exhiben singularidades a lo largo del eje de frecuencia real necesitan ser mejoradas con la adición de una función delta de Dirac o con su derivada dependiendo de la fuerza de la singularidad. De esta manera, las partes reales e imaginarias de las funciones de respuesta de frecuencia mejoradas son pares de Hilbert; por lo tanto, produce una función de respuesta temporal causal en el dominio del tiempo.

Giaralis & Petrini (2017) presenta su investigación: “*Wind-induced vibration mitigation in tall buildings using the tuned mass damper-inerter (TMDI)*”. En este documento, el amortiguador de masa sintonizado lineal clásico (TMD) está acoplado con un dispositivo inerte, un dispositivo de dos terminales resistiendo la aceleración relativa de sus terminales, en varias topologías sintonizadoras de amortiguadores de masa (TMDI) para suprimir las oscilaciones excesivas inducidas por el viento en edificios altos que causan molestias a los ocupantes. Se lleva a cabo un estudio numérico paramétrico que involucra una captura de marco plano equipado con TMD en el último piso con precisión el comportamiento dinámico en el plano de un edificio de referencia de 74 pisos expuesto a un cuasi estacionario campo de fuerza del viento espacialmente correlacionado que explica los efectos de desprendimiento de vórtices en la dirección transversal del viento. Es descubrió que el TMDI reduce la aceleración máxima del piso superior de manera más efectiva que el TMD al considerar valores de

masa adjuntos más pequeños y topologías TMDI en las que el inerte abarca más historias al vincular masa adjunta a la estructura del huésped. Además, la inclusión del inerte reduce drásticamente la TMD golpe mientras se verificó que la magnitud de las fuerzas inertes en desarrollo se puede acomodar fácilmente por la estructura del anfitrión. Se incluyen ejemplos ilustrativos pertinentes que muestran que TMDI cumple con el código requisitos de diseño de servicio prescritos para nuevos edificios altos que utilizan una masa adjunta significativamente menor en comparación con el TMD, y que los dispositivos inertes se pueden usar para actualizar el rendimiento del TMD existente Equipado edificios altos sin cambiar la masa adjunta.

2.1.2. Bases teóricas científicas

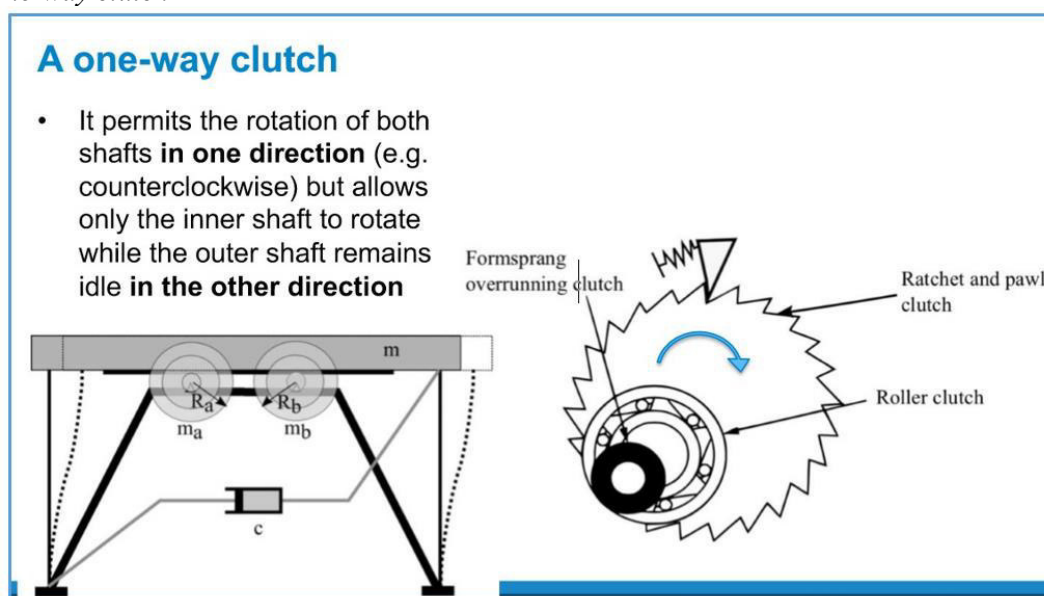
El documento propone el uso de volantes suplementarios que se activan mediante un sistema de piñón y cremallera (Patton 1980; PTDA, 2014). Los conceptos propuestos también pueden aplicarse a la protección sísmica de puentes dado que los sistemas de piñón y cremallera a gran escala se han utilizado en la ingeniería de puentes durante más de un siglo para la transmisión de energía en puentes móviles (Hahin, 1998). La ventaja de un conjunto de volantes en movimiento a través de un sistema de piñón y cremallera es que la inercia suplementaria es proporcional solo a la aceleración relativa entre la estructura y el soporte de los volantes.

Esta disposición mecánica, que se llama inerte, se ha propuesto en el contexto de la síntesis de redes mecánicas en un esfuerzo por lograr una correspondencia completamente análoga entre los circuitos mecánicos y eléctricos (Smith, 2002; Papageorgiou y Smith, 2005). Hwang et al. (2007) propuso un amortiguador de inercia rotacional en asociación con un refuerzo de palanca para el control de la vibración de las estructuras de los edificios. El amortiguador propuesto consiste en una masa cilíndrica que es impulsada por un tornillo de bola y gira dentro de una cámara que

contiene algo de líquido viscoso. De esta manera, la reducción de la vibración se origina en parte por la dificultad de movilizar la inercia rotacional de la masa giratoria y en parte por la amortiguación adicional que surge del cizallamiento del fluido viscoso.

Este método incluye una parte de análisis estructural y otra de dimensionamiento. En el proceso de análisis, se trata de idealizar la estructura por medio de un sistema de barras, el cual intenta mostrar el comportamiento de la estructura o parte de esta.

Figura 1
A one-way clutch



Fuente: Makris, N., and Roussos, Y. (2000).

Los Inertes pueden tener características muy diversas. En el contexto de estructuras de ingeniería civil, como puentes o edificaciones, se encuentran rangos típicos en sus propiedades:

- a) **Masa:** La masa de un Inerte es aproximadamente entre 0.3% de la masa de la estructura a la que se acopla (estructura principal), aunque en ciertas condiciones se observa que a mayor masa puede tenerse más disipación.

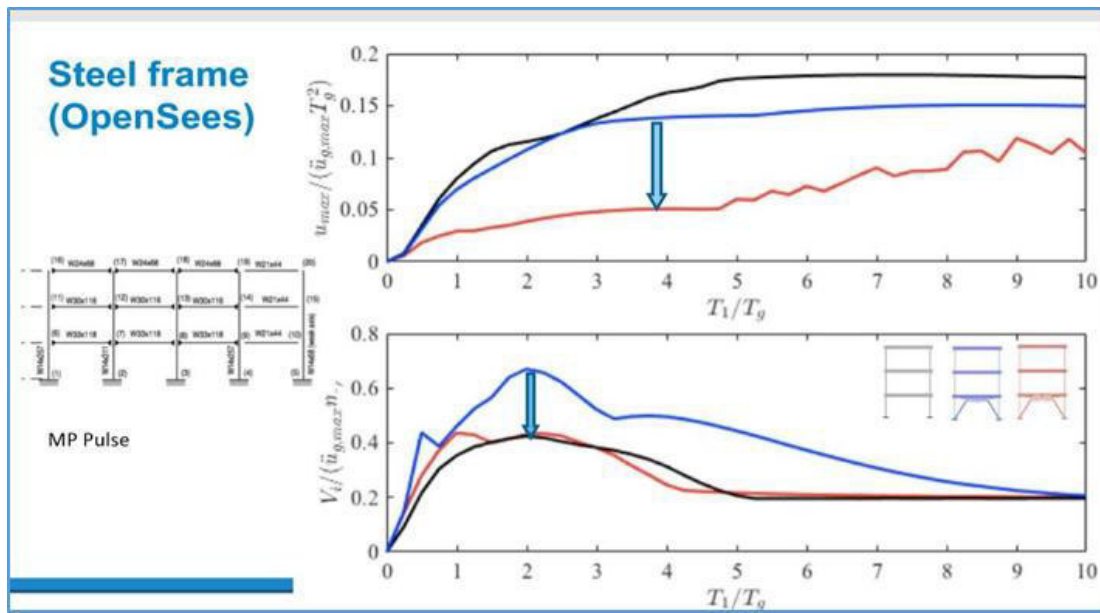
- b) **Rigidez:** La estructura tiene una frecuencia natural similar a la del primer o el segundo modo de la estructura principal, su rigidez es también proporcionalmente pequeña.
- c) **Amortiguamiento:** El amortiguamiento óptimo depende de la proporción entre la el inerte y la masa efectiva de la estructura.

2.1.3. *Bases del método*

La combinación de estas tres características (masa, rigidez, amortiguamiento), dota al Inerter de propiedades dinámicas tales que puede contrarrestar en cierta medida el movimiento de la estructura principal.

Es importante mencionar, que, debido a su fundamento en la teoría de la plasticidad, el cual se basa en un diagrama tensión - deformación de tipo rígido - plástico, el método no da una explicación exacta al problema estructural, sino que se limita a aportar una solución válida, y aproximada, para dar a la estructura la capacidad necesaria para soportar el estado de cargas en que se encuentra.

Figura 1
Steel Frame (OpenSees)



Fuente: Makris, N., and Roussos, Y. (2000).

III. MÉTODO

3.1. Tipo de investigación

- Descriptiva y Explicativa

3.2. Población y muestra

- La población se ajusta al distrito de Huancayo, a edificaciones esenciales del tipo educativo.
- La muestra es cinco (5) pabellones de diversas facultades de la Universidad Peruana los Andes

3.3. Operacionalización de variables

3.3.1. *Identificación de la variable independiente*

- Protección sísmica

Indicadores

- ✓ Deformación
- ✓ Aceleración
- ✓ Respuesta Sísmica

Escala para la medición de la variable

- ✓ Diagrama Momento de Curva
- ✓ Fuerzas de Inercia
- ✓ Demanda Sísmica

3.3.2. *Identificación de la variable dependiente*

- Inerters

Indicadores

- ✓ Ubicación Inerter
- ✓ Número de Inerters
- ✓ Capacidad de Desempeño

Escala para la medición de la variable

- ✓ Rigidez X, Rigidez Y
- ✓ Porcentaje de Absorción de Aceleración
- ✓ Demanda Sísmica

3.4. Instrumentos

Los instrumentos que usar son las Normas E-030 y E-031. Todas las idealizaciones estructurales, modelos, a evaluación se realizará con el uso de programas como software de análisis ETABS y/o SAP2000, para la evaluación se usará el software SAP2000.

3.5. Procedimientos

Se analizarán las muestras en el programa ETBAS, los desplazamientos, rigidez, masa, modos de vibración. Luego se analizarán las estructuras colocando el Inerter en la dirección de mayor rigidez, realizando comparaciones de desplazamientos a nivel de entresijos, del mismo modo se realizará un comparativo de costos sin Inerter y con Inerter para validar su rentabilidad y seguridad.

3.6. Análisis de datos

El análisis de datos se realizará extrayendo los resultados del ETABS a hojas Excel. Se realizarán los análisis de datos comparativos para determinar la capacidad de deformación, la cantidad de absorción de aceleración, así como la evaluación de la respuesta sísmica ante un evento sísmico.

3.7. Cronograma de actividades

Tabla 1

Cronograma de actividades

A. FASE DE PLANEAMIENTO												
Información Básica	X											
Investigación Bibliográfica	X	X										
Preparación de Muestras		X	X									
Aplicación de Instrumentos de Investigación		X	X									
Presentación del Primer Informe Trimestral			X									
Gestión de Apoyo Institucional			X	X								
Diseño y Validación de Instrumentos				X	X							
B. FASE DE EJECUCIÓN												
Ensayos de Laboratorio 1					X							
Ensayos de Laboratorio 2					X	X						
Presentación del Segundo Informe Trimestral						X						
Ensayos de Laboratorio 3					X	X						
Recolección de la Información					X	X	X					
Organización de la Información						X	X	X				
Procesamiento de Datos								X	X			
Presentación del Tercer Informe Trimestral									X			
Análisis e Interpretación de Datos									X	X		
C. FASE DE COMUNICACIÓN												
Elaboración de Informe Final										X	X	
Presentación de Informe Final												X

3.8. Presupuesto del proyecto

Tabla 2

Presupuesto del proyecto

BIENES							
MATERIAL DE OFICINA Y ESCRITORIO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO		COSTO		SUBTOTAL
Papel Bond A4 de 75 g	Millar	06	S/	24.00	S/	144.00	
Archivadores	Unidad	12	S/	7.30	S/	87.60	
Grapas	Caja	02	S/	13.00	S/	26.00	
Engrampador Grande	Unidad	02	S/	35.00	S/	70.00	
Perforador	Unidad	02	S/	25.00	S/	50.00	
Folder Manila A4 Normal	Paquete	10	S/	12.50	S/	125.00	S/ 502.60

BIENES					
MATERIAL DE IMPRESIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	SUBTOTAL
Fotocopias	Unidad	3000	S/ 0.10	S/ 300.00	
Impresión	Unidad	4000	S/ 0.15	S/ 600.00	
Impresión de Planos A0	Unidad	120	S/ 6.00	S/ 720.00	S/ 1,620.00

SERVICIOS					
SERVICIOS NO PERSONALES	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	SUBTOTAL
Calibración de Equipos Varios	Global	01	S/ 800.00	S/ 800.00	
Calibración de Prensa Hidráulica	Global	03	S/ 600.00	S/ 1,800.00	
Traslado de Muestras y Curado	Unidad	300	S/ 6.00	S/ 1,800.00	
Ensayo de Resistencia a la Compresión	Unidad	300	S/ 38.00	S/ 11,400.00	
Ensayo de Resistencia a la Flexión	Unidad	100	S/ 24.00	S/ 2,400.00	
Ensayo de Arquímedes y Permeabilidad	Unidad	100	S/ 12.00	S/ 1,200.00	
Servicio de Internet	Mes	10	S/ 80.00	S/ 800.00	
Servicio de Agua, Luz y Teléfono	Mes	10	S/ 110.00	S/ 1,100.00	
Almacén y Laboratorio	Mes	09	S/ 120.00	S/ 1,080.00	
Viáticos	Global	24	S/ 210.00	S/ 5,040.00	S/ 27,420.00

3.9. Fuentes de financiamiento

- La fuente de financiamiento será por recursos propios.

IV. RESULTADOS

4.1. Procedimiento para el análisis y diseño

4.1.1. *Evaluación en campo de las edificaciones construidas*

En primer lugar, se evalúa las 5 edificaciones ubicadas en los distritos del departamento de lima, se verificaron los planos estructurales de cada edificio para considerar en el análisis el tipo concreto, acero de refuerzo, antigüedad, número de pisos, alturas de entrepiso, uso de la edificación, sistema estructural, características de la tabiquería, tipo de suelo de la cimentación y parámetros complementarios que son necesarios para un correcto análisis y modelamiento de los edificios.

4.1.2. *Análisis sísmico lineal dinámico*

Se desarrolla el análisis sísmico espectral de superposición modal de las 5 edificaciones, considerando un comportamiento lineal, verificando las irregularidades tanto en planta y elevación contemplada en la norma E-030 Diseño Sismorresistente, con el fin de obtener de las derivas inelásticas y su comparación con los desplazamientos máximos de nuestra norma que es 0.007 para estructuras de concreto armado.

Si las derivas son excesivas indica que la estructura es flexible y no asumirá un buen comportamiento sísmico por lo que necesitará la mejora de su desempeño estructural mediante un sistema de reforzamiento.

4.1.3. *Análisis sísmico con disipadores de fluido viscoso*

Se realiza el análisis sísmico dinámico lineal con un factor de reducción ($R=1$), las derivas obtenidas de este análisis son contrastadas con el análisis Tiempo-Historia

lineal con registros sísmicos escalados para la zona contemplada, las que presentan una mayor similitud será elegido como el sismo de diseño para estructuras existentes se debe considerar para el análisis el efecto del agrietamiento del concreto tanto para las vigas y columnas por el tiempo al que han estado expuestas, la norma ACI318 M-05 artículo 10.11.1 hace referencia que se debe realizar el modelamiento con las secciones agrietadas en todo el elemento, con ello considera que estos ya no trabajan con el 100% de la sección bruta y considera lo siguiente:

- Columnas : $0.7 * I_g$
- Vigas : $0.35 * I_g$

Donde :

I_g = Sección Bruta del Elemento

En la presente investigación seguiremos la metodología de diseño según la Norma ASCE 7-10 Capítulo 18 “Requisitos de Diseño sísmico de estructuras con Sistemas Amortiguamiento”, también mencionada y recomendada por nuestra norma E-030, dentro de los lineamientos más esenciales de este código hace mención lo siguiente:

- El amortiguamiento efectivo de la estructura no deberá superar el 35% del amortiguamiento crítico.
- Se dispondrán como mínimos de dos dispositivos de disipación por cada dirección de análisis y en cada nivel, estos deberán ser ubicados de manera estratégica manteniendo la simetría para evitar efectos de torsión en la estructura.

4.1.4. *Objetivos de desempeño estructural*

El comité Visión 2000 del SEAOC,1995 definen los objetivos de desempeño mediante la relación que existe entre los niveles de desempeño estructural para distintos niveles de amenaza sísmica, con el propósito de que la edificación ya sea común, importante o esencial mantenga un respectivo estado de daño para estos distintos niveles teniendo la consideración de no generar colapso a estas.

4.1.5. *Deriva objetivo*

Para obtener la Deriva Objetivo la relación que existe entre Daño y Deriva en edificios ha sido investigada y cuantificada por el FEMA (Agencia Federal de Emergencias) del gobierno estadounidense en su documento Multihazard Loss Estimation Methodology HAZUS-2010. Este documento presenta derivas a alcanzar para distintos estados de daño, sistemas estructurales y sus respectivas alturas.

Este documento resume todos estos alcances mediante una tabla que facilita en clasificar al tipo de estructura analizada. Como ejemplo mostraremos los códigos (C2L, C2M, C2H) definidas como sistemas en concreto de muros de corte.

4.1.6. *Factor de reducción de la respuesta*

Una vez seleccionada los niveles de desempeño y amenaza sísmica estos se relacionan con el estado de daño definido para la estructura, que se traducirá en una deriva objetiva limite.

El factor de reducción (B) de la respuesta se obtendrá mediante la relación de la máxima deriva obtenida por el sismo y la deriva objetivo.

$$B = \frac{D_{max}}{D_{objetivo}} \quad \text{Ecuación (IV-1)}$$

Hallado este cociente de reducción sísmica (B) se obtendrá el amortiguamiento efectivo de la estructura con la ecuación (2.6).

4.1.7. Ubicación de los dispositivos

Los dispositivos de disipación de energía se situarán en la estructura de manera simétrica y con mucho criterio para obtener resultados efectivos, ya que sería ineficiente la colocación de gran cantidad de dispositivos sin criterio, es preferible ubicarlos en los pórticos que experimentan mayor desplazamiento

Esta ubicación debe realizarse sin provocar cambios drásticos en la arquitectura además de mantener la funcionalidad, seguridad y economía de este sistema a la edificación.

4.1.8. Propiedades de los dispositivos

a) Exponente de velocidad y parámetro lambda

Para amortiguadores con comportamiento lineal el valor de $\alpha = 1$ y para no lineal $\alpha < 1$.

Se obtendrá los parámetros de velocidad y el factor lambda rigiéndonos con la tabla del FEMA 274 empleado para para la mejora del desempeño sísmico mediante amortiguadores de fluido viscoso.

b) Rigidez del brazo metálico

Es importante considerar los parámetros de los brazos metálicos que son esenciales para el montaje de los dispositivos en los pórticos. Se considerará la rigidez del brazo metálico y no la del disipador por ser mucho menor, la rigidez del perfil se calculará mediante la ecuación (2.3)

c) Coeficiente de amortiguamiento lineal y no lineal

El coeficiente de amortiguamiento no lineal y lineal se hallará con la ecuación (2.7) y (2.8) respectivamente para cada dirección de análisis XX y YY contemplando los distintos parámetros ya conocidos como el ángulo de inclinación del disipador, los modos de vibración en los periodos fundamentales, la amplitud, el amortiguamiento efectivo y demás valores contemplados en dicha ecuación para ambas disposiciones.

4.1.9. Definición de la mejor alternativa

La elección de la mejor alternativa dependerá de los resultados más confiables a nivel de reducción de desplazamientos relativos, derivas, fuerzas, orantes en la base y aceleraciones de entre piso, además de mostrar un adecuado comportamiento Histerético.

Además, también debe considerarse si los dispositivos se encuentran disponibles en el mercado nacional, porque no siempre la mejor alternativa es la más económica y la más comercial.

También debe evaluarse la facilidad, tiempo de instalación, costos de los dispositivos, mano de obra calificada y supervisión especializada que aseguren la correcta implementación de estos dispositivos.

4.1.10. Análisis de la respuesta con el software

Una vez obtenida las propiedades del dispositivo como el Coeficiente de Amortiguamiento, Rigidez del brazo metálico el exponente de velocidad, estos se ingresan en el programa asignando estas propiedades a los Link (Elementos de enlace) que asumen el modelamiento para los disipadores. Se analiza el programa.

a) Verificación de la deriva objetivo

Culminado el análisis del software se verifica las derivas de entrepiso para cada dirección con el sismo de diseño y se contrasta con la deriva objetivo. Si los resultados no son óptimos se modifica la disposición.

b) Verificación del comportamiento histerético

Se evalúa el correcto comportamiento y la curva histerética que arroja los dispositivos el cual tiene que ser semejante a una curva elíptica en posición horizontal paralela al eje de las abscisas.

De no cumplirse con esta condición se deberá modificar la disposición de los disipadores.

c) Balance energético

Mediante un gráfico de Energías vs Tiempo se determina el porcentaje de absorción con respecto a la energía de entrada que disipan los amortiguadores, el sistema convencional, así como la energía cinética y potencial del sistema para cada dirección XX y YY respecto al sismo de diseño.

d) Fuerza en los disipadores

Culminado la estructura optimizada con los disipadores, para un objetivo de desempeño y una relación Daño – Deriva definido según la tabla de HAZUS se procede a extraer las fuerzas tanto de tracción y compresión que actúan en los dispositivos. Los valores de estas fuerzas se redondean a los valores próximos obtenidos para cada disipador según el catálogo de la empresa fabricante en este caso TAYLOR DEVICES.

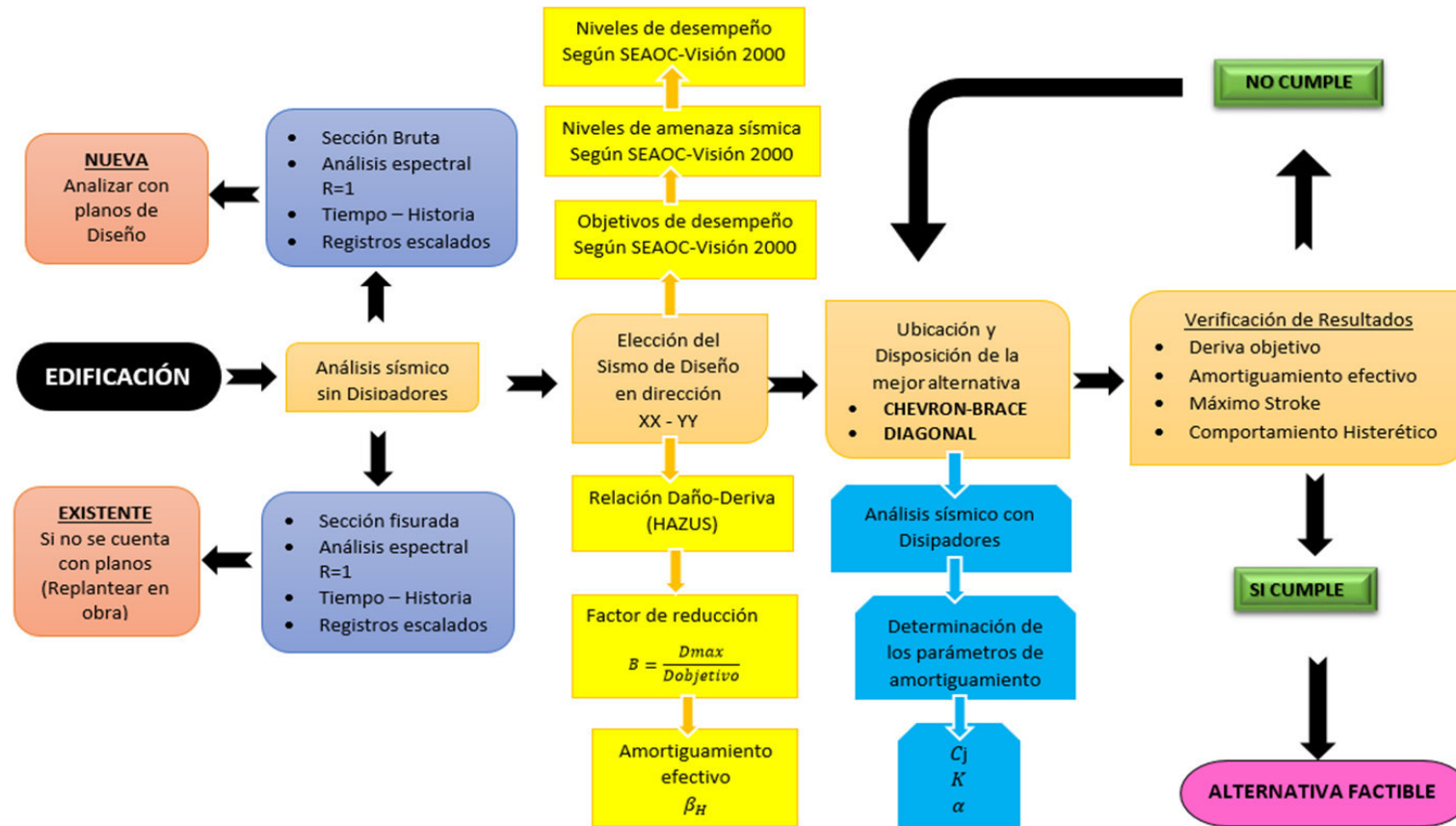
e) Verificación del máximo Stroke

Es importante verificar el desplazamiento máximo que asumirá el dispositivo incorporado a los pórticos para cada dirección de análisis XX y YY,

considerando que el desplazamiento máximo de estos es 5cm y está establecido por la empresa fabricante para el diseño de la cámara de acumulación del fluido silicónico.

4.1.11. Esquema de la metodología

Figura 3
Esquema de la metodología



Fuente: Elaboración propia

4.2. Detalles y características de los edificios

4.2.1. Ubicación de las edificaciones evaluadas

Los proyectos evaluados se encuentran ubicados en las distintas provincias de Lima metropolitana.

Figura 4

Distritos de la provincia de Lima donde se ubican las edificaciones que se analizaron y evaluaron.



Fuente: Google Imágenes

4.2.2. Características generales de cada edificación

Las edificaciones existentes son de distintos niveles y usos, también fueron construidas en diferentes años donde todavía se contemplaba la norma RNC Diseño

Sismorresistente 1977 y que era un reglamento en pleno desarrollo a comparación con los códigos actuales. A continuación, se detallan las características de cada edificación:

4.2.2.1. Edificio 1 – Colegio Fray Luis de León

- **Número de niveles** : 3
- **Ubicación** : Distrito de Lima
- **Áreas construidas de cada edificio**

El pabellón administrativo cuenta con una sección cuadrada de dimensiones 22.80 m X 22.80 m de lado con área de terreno igual 519.84 m², las plantas típicas construidas tienen las mismas áreas en todos los niveles. La figura IV-2 muestra la fachada principal.

Figura 5

Edificio 1 – Fachada principal ubicada en la Av. Juan Olaechea Arnao 1438 Urb. Lima



Fuente: Expediente Técnico del Proyecto “MEJORAMIENTO INTEGRAL DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA I.E.P. COLEGIO FRAY LUIS DE LEÓN”

- **Distribución arquitectónica**

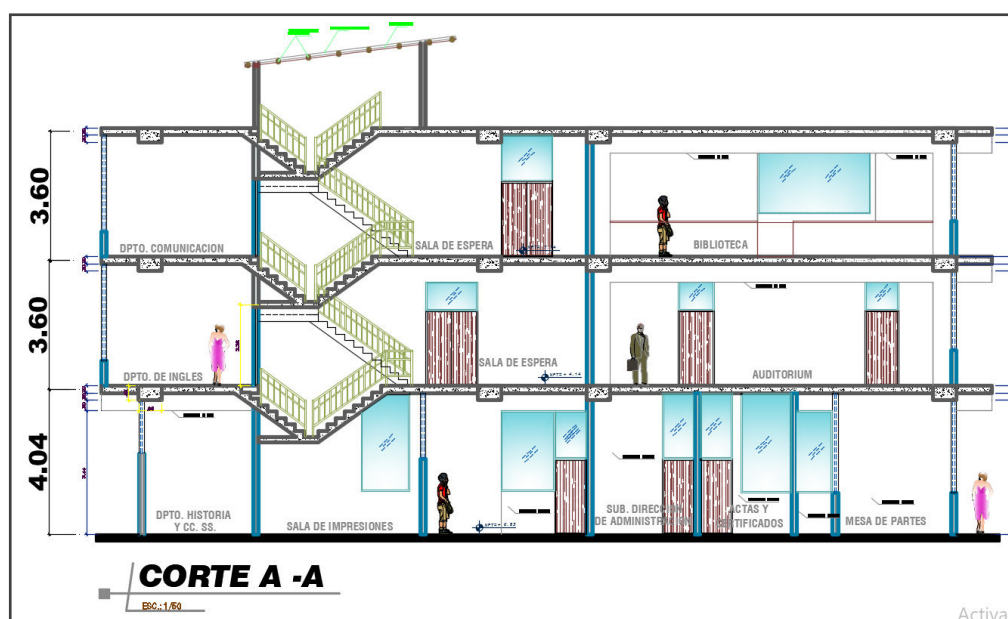
Este Edificio cuenta con 3 niveles, con una altura de entrepiso en el primer nivel de 4 m, el segundo y tercer nivel con 3.6 m de altura. La Figura IV-3 muestra la elevación en corte de la edificación, además estas áreas están

destinadas para el uso de la parte administrativa las cuales su distribución por planta las mencionamos a continuación:

- PRIMER NIVEL : 519.84 m²
Oficinas Administrativas
- SEGUNDO NIVEL : 519.84 m²
Auditorio
- TERCER NIVEL : 519.84 m²
Bibliotecas

Figura 6

Edificio 1 – Elevación interior con sus respectivas alturas de entrepiso



Fuente: Expediente Técnico del Proyecto “MEJORAMIENTO INTEGRAL DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA I.E.P. COLEGIO FRAY LUIS DE LEON”

- **Sistema estructural**

La edificación cuenta con un sistema estructural de pórticos de concreto armado ya que la configuración está gobernada completamente de vigas y columnas en las dos direcciones, además cuenta con una losa aligerada convencional.

Tabla 3*Edificio 1 – Datos generales del pabellón administrativo*

INFORMACIÓN GENERAL	
Uso	Oficinas
Area Techada	519.84 m ² /Piso
Ubicación	Distrito Lima Metropolitana
Niveles	3
Altura de 1° Nivel	4.04m
Altura de piso típico	3.60m

*Fuente: Elaboración propia***Tabla 4***Edificio 1 – Resumen de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación.*

SISTEMA ESTRUCTURAL	
SISTEMA : Porticos de Concreto Armado	
ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
VIGAS XX	0.45m X 0.90m
VIGAS YY	0.45m X 0.55m
COLUMNAS XX	0.45m X 0.80m
COLUMNAS YY	0.45m X 0.80m
ALIGERADO (1D)	e=0.20m
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	
TABIQUERIA (Soga)	e=0.15m
TABIQUERIA (Cabeza)	e=0.25m

*Fuente: Elaboración propia***4.2.2.2. Edificio 2 – CC.EE. Estar Colegio**

- **Número de niveles** : 3
- **Ubicación** : Distrito San Juan de Lurigancho – Lima
- **Áreas construidas de cada edificio**

El pabellón administrativo cuenta con una sección cuadrada de dimensiones 19.80 m x 28.50 m de lado con área de terreno igual 564.30 m², las plantas típicas construidas tienen las mismas áreas en todos los niveles. La figura IV-4 muestra la fachada principal.

Figura 7

Edificio 2 – Fachada principal ubicada en la Av. Próceres de la Independencia, San Juan de Lurigancho



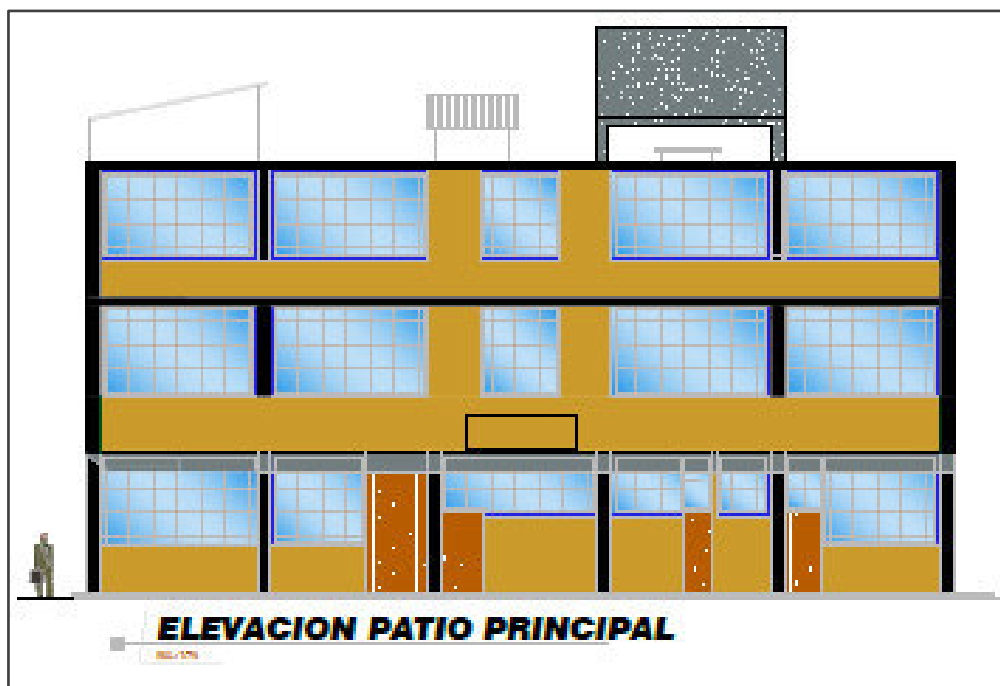
- **Distribución arquitectónica**

Este Edificio cuenta con 3 niveles, con una altura de entrepiso en el primer nivel de 3.80 m, el segundo y tercer nivel con 3.6 m de altura. La Figura IV-5 muestra la elevación en corte de la edificación, además estas áreas están destinadas para el uso de la parte administrativa las cuales su distribución por planta las mencionamos a continuación:

- PRIMER NIVEL : 564.30 m²
Oficinas Administrativas
- SEGUNDO NIVEL : 564.30 m²
Salones y SS.HH.
- TERCER NIVEL : 564.30 m²
Bibliotecas y Auditorio

Figura 8

Edificio 2 – Elevación interior con sus respectivas alturas de entrepiso



- **Sistema estructural**

La edificación cuenta con un sistema estructural de pórticos de concreto armado ya que la configuración está gobernada completamente de vigas y columnas en las dos direcciones, además cuenta con una losa aligerada convencional.

Tabla 5

Edificio 2 – Datos generales del pabellón administrativo

INFORMACIÓN GENERAL	
<i>Uso</i>	<i>Oficinas y salones</i>
<i>Area Techada</i>	<i>564.30 m2/Piso</i>
<i>Ubicación</i>	<i>Distrito de San Juan de Iurigancho</i>
<i>Niveles</i>	<i>3</i>
<i>Altura de 1° Nivel</i>	<i>3.80m</i>
<i>Altura de piso tipico</i>	<i>3.60m</i>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6

Edificio 2 – Resumen de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación

SISTEMA ESTRUCTURAL	
SISTEMA : Porticos de Concreto Armado	
ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
VIGAS XX	0.35m X 0.70m
VIGAS YY	0.35m X 0.70m
COLUMNAS XX	0.40m X 0.80m
COLUMNAS YY	0.40m X 0.80m
ALIGERADO (1D)	e=0.20m
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	
TABIQUERIA (Soga)	e=0.15m
TABIQUERIA (Cabeza)	e=0.25m

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.3. Edificio 3 – Edificio Multifamiliar Floresta

- **Número de niveles** : 5
- **Ubicación** : Distrito de Santa Anita – Lima
- **Áreas construidas de cada edificio**

El pabellón administrativo cuenta con una sección cuadrada de dimensiones 32.00 m x 26.70 m de lado con área de terreno igual 854.40 m², las plantas típicas construidas tienen las mismas áreas en todos los niveles. La Figura IV-6 muestra la fachada principal.

Figura 9

Edificio 3 – Fachada principal ubicada en la Av. Los Eucaliptos, Santa Anita



- **Distribución arquitectónica**

Este Edificio cuenta con 5 niveles, con una altura de entrepiso en el primer nivel de 3.20m, el segundo y tercer nivel con 2.80 m de altura. La Figura IV-7 muestra la elevación en corte de la edificación, además estas áreas están destinadas para el uso de la parte administrativa las cuales su distribución por planta las mencionamos a continuación:

- PRIMER NIVEL : 854.40 m²
Estacionamientos
- SEGUNDO AL QUINTO NIVEL : 854.40 m²
Departamentos

Figura 10

Edificio 3 – Elevación interior con sus respectivas alturas de entrepiso



- **Sistema estructural**

La edificación cuenta con un sistema de muros estructurales de concreto armado ya que la configuración está gobernada completamente muros de corte en las dos direcciones, además cuenta con una losa aligerada convencional.

Tabla 7

Edificio 3 – Datos generales del pabellón administrativo

INFORMACIÓN GENERAL	
<i>Uso</i>	<i>Departamentos</i>
<i>Area Techada</i>	<i>854.40 m²/Piso</i>
<i>Ubicación</i>	<i>Distrito de Santa Anita</i>
<i>Niveles</i>	<i>5</i>
<i>Altura de 1° Nivel</i>	<i>3.20 m</i>
<i>Altura de piso típico</i>	<i>2.80 m</i>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8

Edificio 3 – Resumen de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación

SISTEMA ESTRUCTURAL	
SISTEMA : Muros Estructurales de Concreto Armado	
ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
VIGAS XX	0.30m X 0.50m
VIGAS YY	0.30m X 0.60m
COLUMNAS	0.40m X 0.40m
MUROS	0.25 m,0.30m
ALIGERADO (1D)	e=0.20m
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	
TABIQUERIA (Soga)	e=0.15m
TABIQUERIA (Cabeza)	e=0.25m

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.4. Edificio 4 – Hospedaje Brickell

- **Número de niveles** : 3
- **Ubicación** : Distrito de Breña – Lima
- **Áreas construidas de cada edificio**

El pabellón administrativo cuenta con una sección cuadrada de dimensiones 30.80 m x 25.50 m de lado con área de terreno igual 785.4 m², las plantas típicas construidas tienen las mismas áreas en todos los niveles. La figura 4.8 muestra la fachada principal.

Figura 11

Edificio 4 – Fachada principal ubicada en la Av. Arica 521, Breña 15083



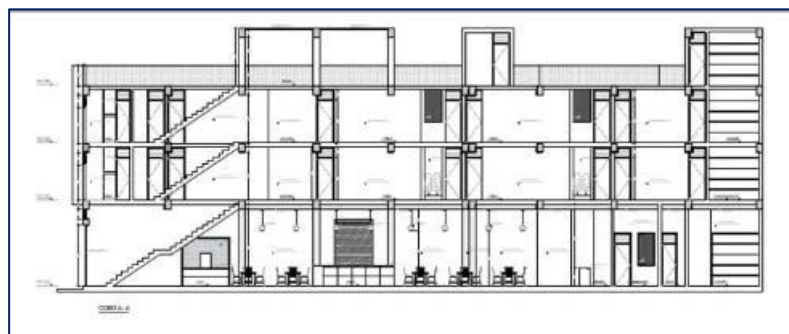
- **Distribución arquitectónica**

Este Edificio cuenta con 3 niveles, con una altura de entrepiso en el primer nivel de 4.00 m, el segundo y tercer nivel con 3.00 m de altura. La Figura IV-8 muestra la elevación en corte de la edificación, además estas áreas están destinadas para el uso de la parte administrativa las cuales su distribución por planta las mencionamos a continuación:

- PRIMER NIVEL : 785.40 m²
Oficinas Administrativas
- SEGUNDO NIVEL : 785.40 m²
Salones y SS.HH.
- TERCER NIVEL : 785.40 m²
Bibliotecas y Auditorio

Figura 12

Edificio 4 – Elevación interior con sus respectivas alturas de entrepiso



- **Sistema estructural**

La edificación cuenta con un sistema estructural de pórticos de concreto armado ya que la configuración está gobernada completamente de vigas y columnas en las dos direcciones, además cuenta con una losa aligerada convencional.

Tabla 9

Edificio 4 – Datos generales del pabellón administrativo

INFORMACIÓN GENERAL	
Uso	habitaciones
Area Techada	785.40 m ² /Piso
Ubicación	Distrito de Breña
Niveles	3
Altura de 1° Nivel	4.00 m
Altura de piso típico	3.00 m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10

Edificio 4 – Resumen de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación

SISTEMA ESTRUCTURAL	
SISTEMA : Porticos de Concreto Armado	
ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
VIGAS XX	0.35m X 0.70m
VIGAS YY	0.35m X 0.70m
COLUMNAS XX	0.40m X 0.80m
COLUMNAS YY	0.40m X 0.80m
ALIGERADO (1D)	e=0.20m
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	
TABIQUERIA (Soga)	e=0.15m
TABIQUERIA (Cabeza)	e=0.25m

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.5. Edificio 5 - Edificio Multifamiliar Dual Tower

- **Número de niveles** : 3
- **Ubicación** : Distrito de Breña – Lima
- **Áreas construidas de cada edificio**

El pabellón administrativo cuenta con una sección cuadrada de dimensiones 35.00 m x 25.00 m de lado con área de terreno igual 875 m², las plantas típicas construidas tienen las mismas áreas en todos los niveles. La figura muestra la fachada principal.

Figura 13

Edificio 5 – Fachada principal ubicada en la Av. Los Eucaliptos, Santa Anita



- **Distribución arquitectónica**

Este Edificio cuenta con 5 niveles, con una altura de entrepiso en el primer nivel de 3.20m, el segundo y tercer nivel con 2.80 m de altura. La Figura 4.6 muestra la elevación en corte de la edificación, además estas áreas están destinadas para el uso de la parte administrativa las cuales su distribución por planta las mencionamos a continuación:

- PRIMER NIVEL : 875.00 m²
Estacionamientos
- SEGUNDO AL QUINTO NIVEL : 875.00 m²
Departamentos

Figura 14

Edificio 5 – Elevación principal con sus respectivas alturas de entrepiso



- **Sistema estructural**

La edificación cuenta con un sistema Dual de concreto armado ya que la configuración está gobernada por muros de corte y pórticos en las dos direcciones, además cuenta con una losa aligerada convencional.

Tabla 11

Edificio 5 – Datos generales del pabellón administrativo

INFORMACIÓN GENERAL	
<i>Uso</i>	<i>Departamentos</i>
<i>Area Techada</i>	<i>875 m²/Piso</i>
<i>Ubicación</i>	<i>Distrito de Pueblo Libre</i>
<i>Niveles</i>	<i>5</i>
<i>Altura de 1° Nivel</i>	<i>3.20 m</i>
<i>Altura de piso típico</i>	<i>2.80 m</i>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12

Edificio 5 – Resumen de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación

SISTEMA ESTRUCTURAL	
SISTEMA : Dual de Concreto Armado	
ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
VIGAS XX	0.30m X 0.50m
VIGAS YY	0.30m X 0.60m
COLUMNAS	0.40m X 0.40m
MUROS	0.25 m, 0.30m
ALIGERADO (1D)	e=0.20m
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	
TABIQUERIA (Soga)	e=0.15m
TABIQUERIA (Cabeza)	e=0.25m

Fuente: Elaboración propia

4.2.3. Análisis lineal dinámico sin amortiguadores

Para el análisis lineal a continuación se muestra las propiedades de los materiales, las cargas permanentes y las sobrecargas que actúan en la edificación todas estas contempladas en la norma de cargas E.020 del R.N.E.:

- **Características de los Materiales**

- Concreto armado : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad : $E_c = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo corrugado grado 60, esfuerzo de fluencia :
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

- **Cargas Unitarias (CM)**

- peso volumétrico del concreto : 2.4 Ton/m^3
- peso volumétrico de la albañilería : 1.8 Ton/m^3
- Peso de losa ($e = 20\text{cm}$) : 300.0 kg/m^2
- Peso de acabados : 0.1 Ton/m^2
- Muros de cabeza : $1.8 * 0.25 * 2 = 0.9 \text{ Ton/ml}$
- Muros de soga : $1.8 * 0.15 * 2 = 0.54 \text{ Ton/ml}$

- Alfeizar : $1.8 * 0.15 * 1.2 = 0.324 \text{ Ton/ml}$
- **Sobrecarga Piso Típico (CV)**
 - Oficinas : 300 kg/m^2
 - Biblioteca : 400 kg/m^2
 - Corredores y Escaleras : 400 kg/m^2
- **Sobrecarga Azotea (CV)**
 - Azotea : 100 kg/m^2

4.2.3.1. *Metrado de cargas*

Para cada edificio se incluyó los pesos por carga viva de manera manual a la edificación (sobrecargas, acabados, losas aligerada y tabiquería) ya que el peso por carga muerta el software lo computa de manera muy eficaz, se considera la tabiquería como carga muerta distribuida, así mismo se ingresó las cargas muertas y vivas a las losas tanto macizas y aligeradas, se modeló como elemento membrana con un espesor insignificante, solo se adiciono la carga muerta de acabados en la escalera ya que debido a su inclinación se modeló como elemento Shell. A continuación, en la tabla IV-11 y IV-12 mostramos los pesos considerados por unidad de área para cada tipo de edificación:

- **Categoría de Uso Esencial: Edificios 1 y 2**

Tabla 13

Edificio 1-2 – Cargas consideradas por unidad de área y metro lineal

CARGAS A CONSIDERAR	
LOZA ALIGERADA $e=20\text{cm}$	0.3 Ton/m^2
ACABADOS	0.1 Ton/m^2
SOBRECARGA OFICINAS	0.3 Ton/m^2
SOBRECARGA CORREDORES	0.4 Ton/m^2
SOBRECARGA BIBLIOTECA	0.4 Ton/m^2
SOBRECARGA AZOTEA	0.1 Ton/m^2
TABIQUERIA SOGA $H=2\text{m}$	0.54 Ton/ml
TABIQUERIA CABEZA $H=2\text{m}$	0.9 Ton/ml
ALFEIZAR $H=1.20\text{m}$	0.324Ton/ml

Los edificios 1 y 2 pertenecen a la categoría de estructuras esenciales por lo que para el análisis sísmico se contemplara el $100\%CM + 50\%CV$.

- **Categoría de Uso Común: Edificios 3, 4 y 5**

Tabla 14

Edificio 3-5 – Cargas consideradas por unidad de área y metro lineal

CARGAS A CONSIDERAR	
LOZA ALIGERADA $e=20\text{cm}$	0.3 Ton/m ²
ACABADOS	0.1 Ton/m ²
SOBRECARGA HABITACIONES	0.2 Ton/m ²
SOBRECARGA CORREDORES	0.2 Ton/m ²
SOBRECARGA PASADISOS	0.2 Ton/m ²
SOBRECARGA AZOTEA	0.1 Ton/m ²
TABIQUERIA SOGA $H=2\text{m}$	0.54 Ton/ml
TABIQUERIA CABEZA $H=2\text{m}$	0.9 Ton/ml
ALFEIZAR $H=1.20\text{m}$	0.324Ton/ml

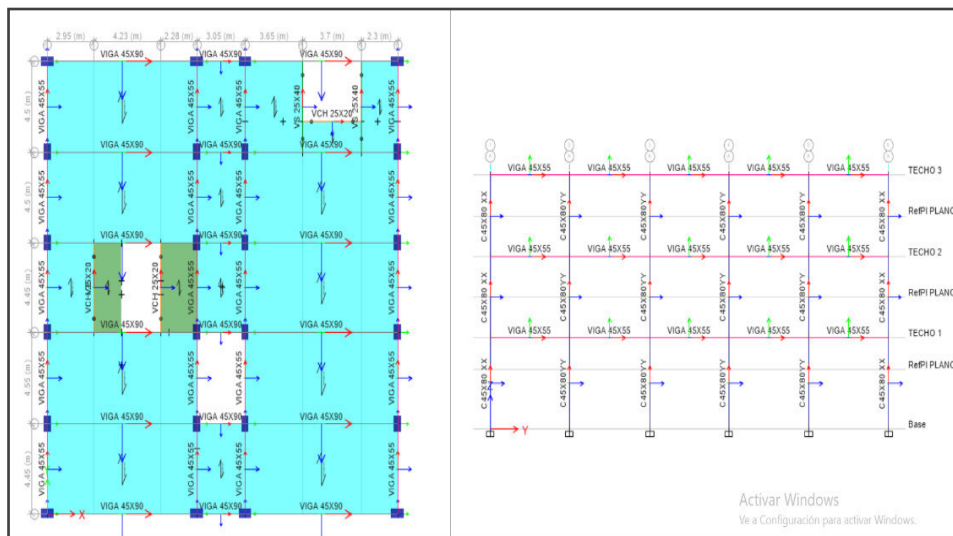
Los edificios 3, 4 y 5 pertenecen a la categoría de estructuras comunes por lo que para el análisis sísmico se contemplara el $100\%CM + 25\%CV$.

4.2.3.2. Análisis dinámico espectral de cada edificación

- **Edificio 1 – Colegio Fray Luis de León**

Figura 15

Edificio 1 – Planta típica de la edificación y su elevación con sus respectivas secciones




Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestran los parámetros sísmicos y el espectro con el factor reducido $R = 8$ respectivamente.

Figura 16

Edificio 1 – Parámetros sísmicos para un análisis modal espectral

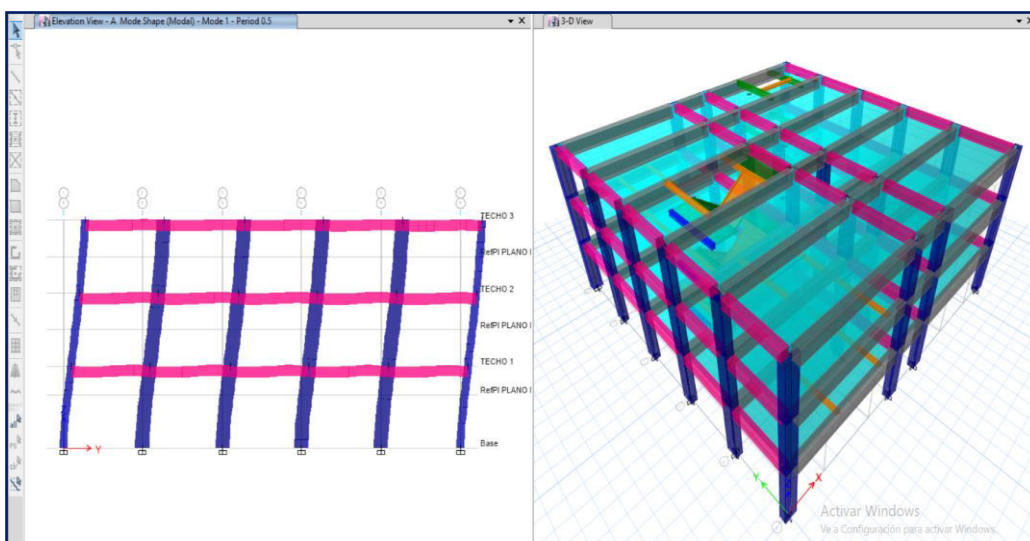
	Perfil de suelo	S1	Factores de zona		
	Elegir Zona	Z4	ZONA	Z	
	Z	0.45	Z4	0.45	Z ₁
	T _p (S)	0.4	Z3	0.35	Z ₂
	T _l (S)	2.5	Z2	0.25	Z ₃
	Factor de suelo "S"	1	Z1	0.10	Z ₄
	Factor de Uso "U"	1			
	Rox	8	Ia	1	REGULAR
	Roy	8	I _p	1	
	Rx	8	Factor Etabs Sismox	0.5518	
Ry	8	Factor Etabs Sismoy	0.5518		
Factor xx	0.552	Factor Etabs Derivax	3.3109		
Factor yy	0.552	Factor Etabs Derivay	3.3109		

Fuente: Elaboración propia

Se ejecutó el modelamiento de la estructura, considerando el brazo rígido para la unión viga - columna, así mismo las losas aligeradas como diafragma rígido ya que fueron construidas monolíticamente con las vigas.

Figura 17

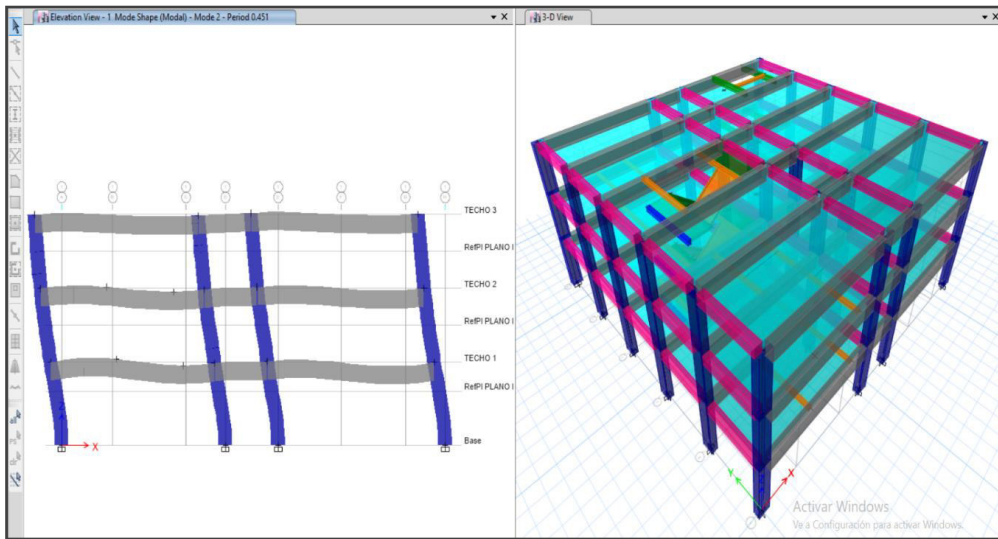
Edificio 1 – Periodo fundamental Y, T=0.50 s



Fuente: Elaboración propia

Figura 18

Edificio 1 – Periodo fundamental X, $T=0.455$ s



Fuente: Elaboración propia

- **Edificio 2 – CC.EE. Estar Colegio**

A continuación, se muestran los parámetros sísmicos y el espectro con el factor reducido $R = 8$ respectivamente.

Figura 19

Edificio 2 – Parámetros sísmicos para un análisis modal espectral

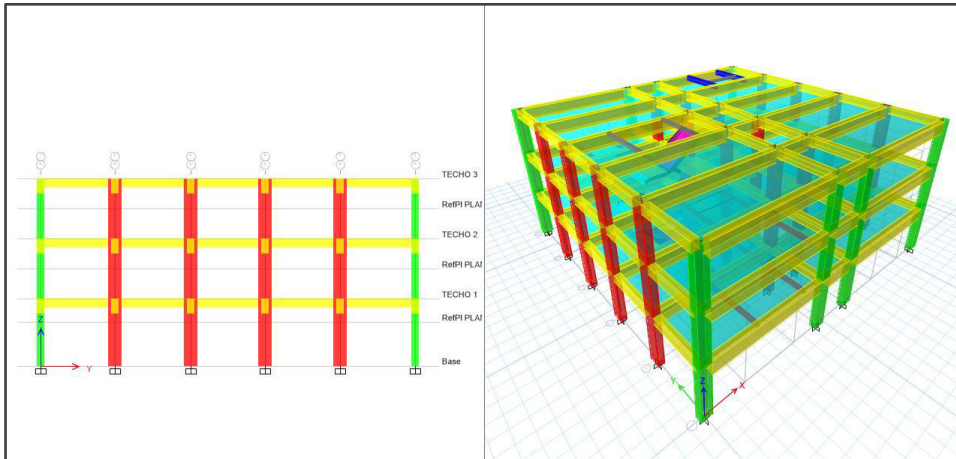
ZONAS SÍSMICAS		Perfil de suelo		Factores de zona			
	Elegir Zona	Z4	ZONA	Z			
	Z	0.45	Z4	0.45	Z1		
	T_p (S)	0.4	Z3	0.35	Z2		
	T_l (S)	2.5	Z2	0.25	Z3		
	Factor de suelo "S"	1	Z1	0.10	Z4		
	Factor de Uso "U"	1					
	R_{ox}	8	I_a	1	REGULAR		
	R_{oy}	8	I_p	1			
	R_x	8	Factor Etabs Sismox	0.5518			
	R_y	8	Factor Etabs Sismoy	0.5518			
Factor xx	0.552	Factor Etabs Derivax	3.3109				
Factor yy	0.552	Factor Etabs Derivay	3.3109				

Fuente: Elaboración propia

Se ejecutó el modelamiento de la estructura, considerando el brazo rígido para la unión viga - columna, así mismo las losas aligeradas como diafragma rígido ya que fueron construidas monolíticamente con las vigas.

Figura 20

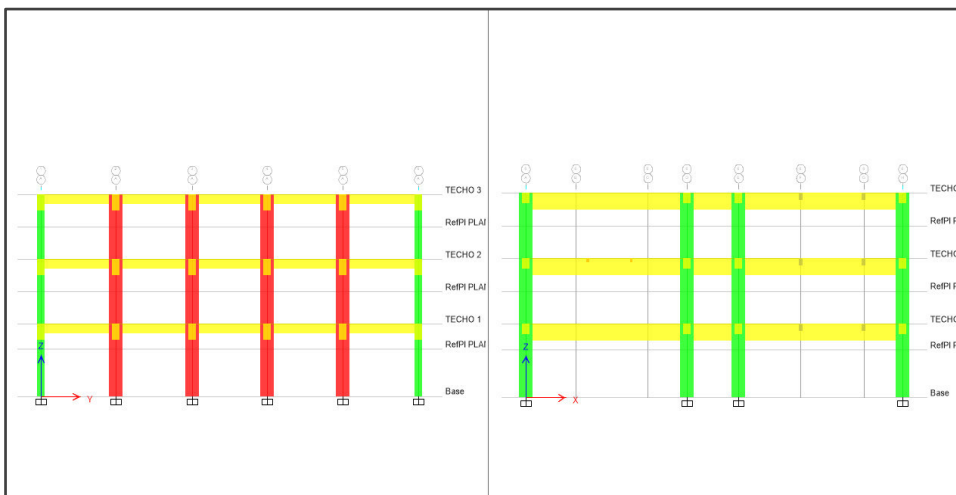
Edificio 2 – Periodo fundamental Y, $T=0.44$ s



Fuente: Elaboración propia

Figura 21

Edificio 2 – Periodo fundamental X, $T=0.41$ s




Fuente: Elaboración propia

- **Edificio 3 – Edificio Multifamiliar Floresta**

A continuación, se muestran los parámetros sísmicos y el espectro con el factor reducido $R = 6$ respectivamente.

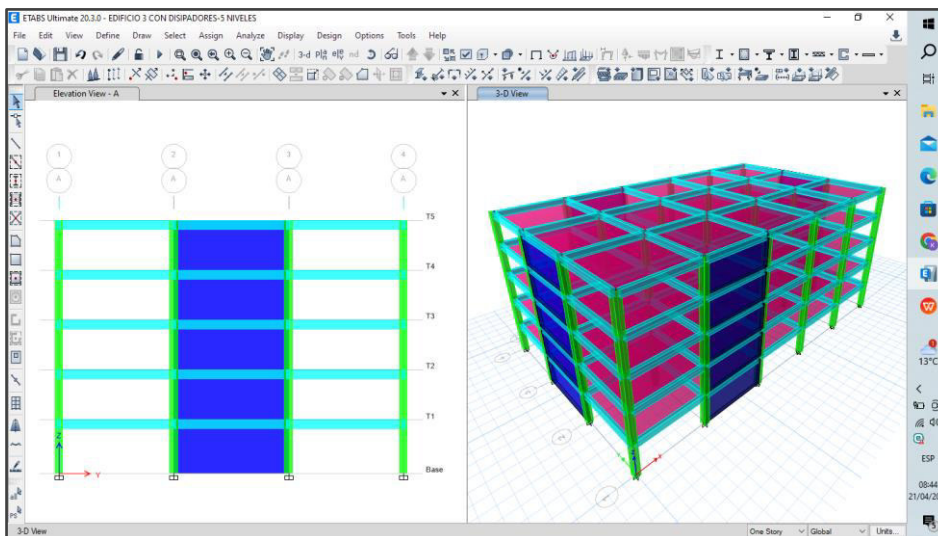
Figura 22

Edificio 3 – Parámetros sísmicos para un análisis modal espectral

ZONAS SISMICAS		Perfil de suelo		Factores de zona		Factores de zona	
	Elegir Zona	S1	Z4	ZONA	Z		S ₀
	Z	0.45	0.45	Z4	0.45	Z ₁	0.8
	T _p (S)	0.4	0.35	Z3	0.35	Z ₂	0.8
	T _L (S)	2.5	0.25	Z2	0.25	Z ₃	0.8
	Factor de suelo "S"	1	0.10	Z1	0.10	Z ₄	0.8
	Factor de Uso "U"	1					
	Rox	6	la	1	REGULAR		
Roy	6	lp	1				
Rx	6	Factor Etabs Sismox	0.7358				
Ry	6	Factor Etabs Sismoy	0.7358				
Factor xx	0.736	Factor Etabs Derivax	3.3109				
Factor yy	0.736	Factor Etabs Derivay	3.3109				

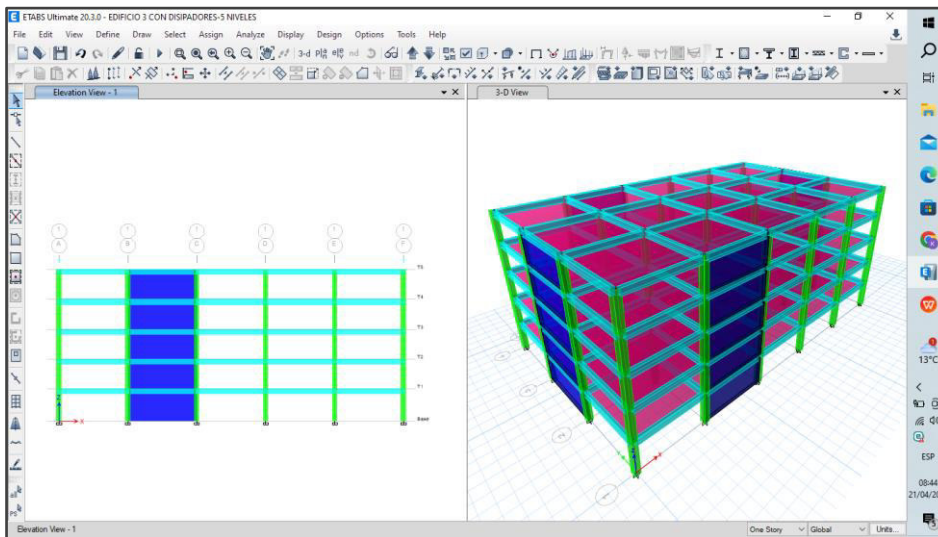
Fuente: Elaboración propia

Se ejecutó el modelamiento de la estructura, considerando el brazo rígido para la unión viga - columna, así mismo las losas aligeradas como diafragma rígido ya que fueron construidas monóticamente con las vigas.

Figura 23Edificio 3 – Periodo fundamental Y, $T=0.64$ s

Fuente: Elaboración propia

Figura 24
Edificio 3 – Periodo fundamental X, $T=0.68$ s



Fuente: Elaboración propia

- **Edificio 4 – Hospedaje Brickell**

A continuación, se muestran los parámetros sísmicos y el espectro con el factor reducido $R = 8$ respectivamente.

Figura 25
Edificio 4 – Parámetros sísmicos para un análisis modal espectral

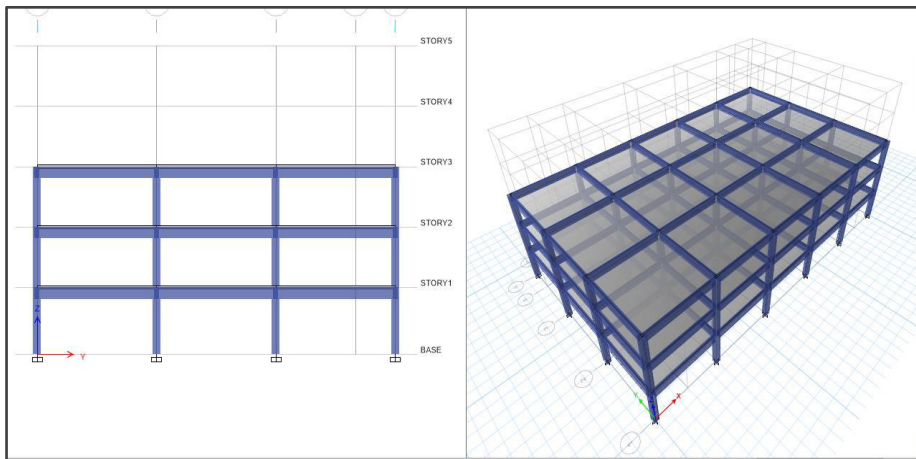
ZONAS SÍSMICAS		Perfil de suelo		Factores de zona			
	Elegir Zona	S1	Z4	ZONA	Z		
	Z	0.45	0.45	Z4	0.45	Z ₁	
	T _p (S)	0.4	0.35	Z3	0.35	Z ₂	
	T _L (S)	2.5	0.25	Z2	0.25	Z ₃	
	Factor de suelo "S"	1	0.10	Z1	0.10	Z ₄	
	Factor de Uso "U"	1					
	Rox	8	Ia	1			REGULAR
	Roy	8	Ip	1			
	Rx	8	Factor Etabs Sismox	0.5518			
	Ry	8	Factor Etabs Sismoy	0.5518			
Factor xx	0.552	Factor Etabs Derivax	3.3109				
Factor yy	0.552	Factor Etabs Derivay	3.3109				

Fuente: Elaboración propia

Se ejecutó el modelamiento de la estructura, considerando el brazo rígido para la unión viga - columna, así mismo las losas aligeradas como diafragma rígido ya que fueron construidas monolíticamente con las vigas.

Figura 26

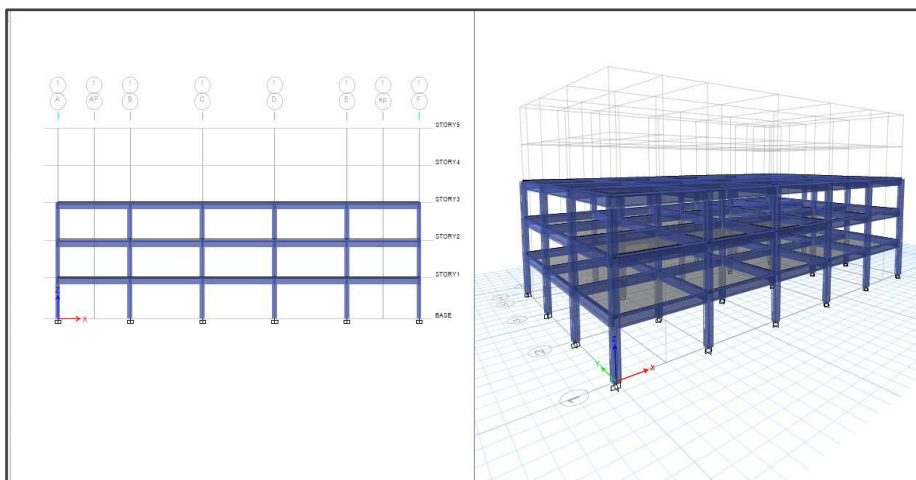
Edificio 4 – Periodo fundamental Y, $T=0.34 s$



Fuente: Elaboración propia

Figura 27

Edificio 4 – Periodo fundamental X, $T=0.38 s$



Fuente: Elaboración propia

- **Edificio 5 – Edificio Multifamiliar Dual Tower**

A continuación, se muestran los parámetros sísmicos y el espectro con el factor reducido $R = 7$ respectivamente.

Figura 28

Edificio 5 – Parámetros sísmicos para un análisis modal espectral

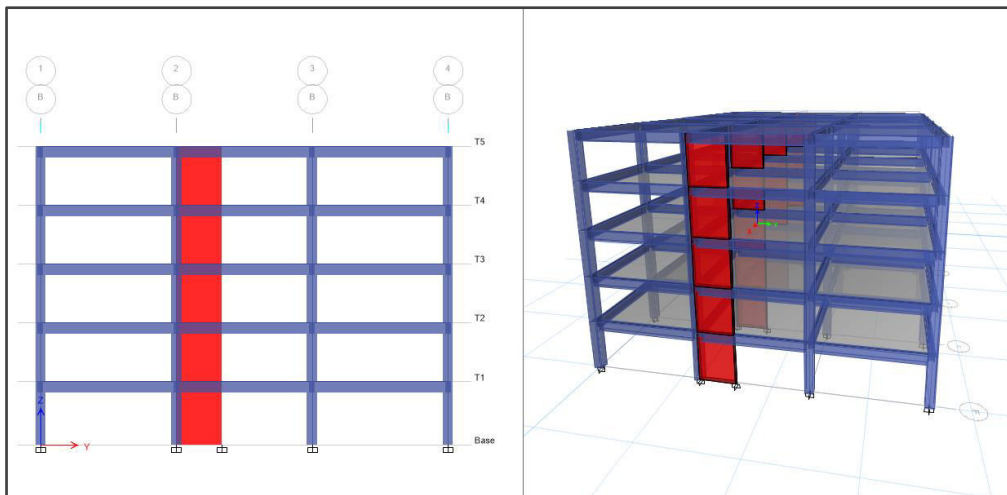
ZONAS SÍSMICAS	Perfil de suelo	S1	Factores de zona		
	Elegir Zona	Z4	ZONA	Z	
Z	0.45	Z4	0.45	Z ₁	
T _p (S)	0.4	Z3	0.35	Z ₂	
T _L (S)	2.5	Z2	0.25	Z ₃	
Factor de suelo "S"	1	Z1	0.10	Z ₄	
Factor de Uso "U"	1				
Rox	7	la	1	REGULAR	
Roy	7	lp	1		
Rx	7	Factor Etabs Sismox		0.6306	
Ry	7	Factor Etabs Sismoy		0.6306	
Factor xx	0.631	Factor Etabs Derivax		3.3109	
Factor yy	0.631	Factor Etabs Derivay		3.3109	

Fuente: Elaboración propia

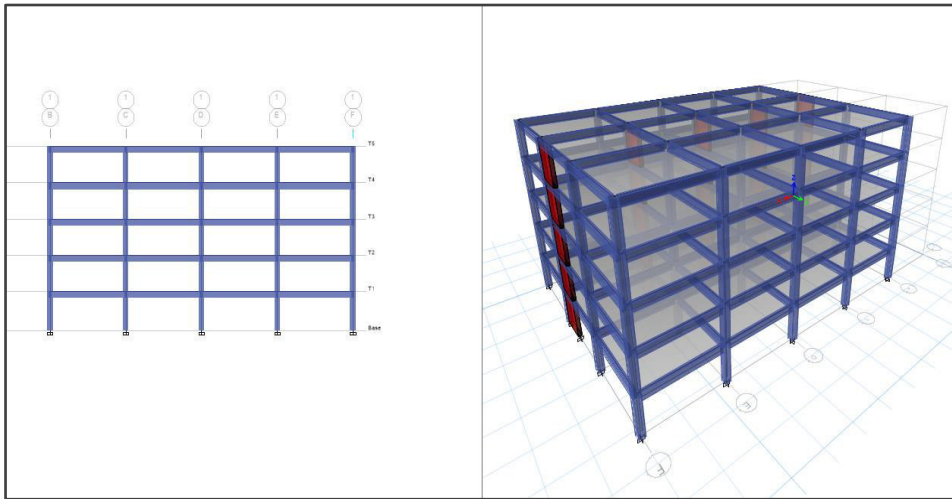
Se ejecutó el modelamiento de la estructura, considerando el brazo rígido para la unión viga - columna, así mismo las losas aligeradas como diafragma rígido ya que fueron construidas monolíticamente con las vigas.

Figura 29

Edificio 5 – Periodo fundamental Y, $T=0.54 s$



Fuente: Elaboración propia

Figura 30Edificio 5 – Periodo fundamental X, $T=0.51$ s

Fuente: Elaboración propia

4.2.3.3. Verificación de los desplazamientos inelásticos

- Edificio 1 – Colegio Fray Luis de León

Tabla 15

Edificio 1 – Derivas de entre piso en la dirección XX

DIRECCION XX					
Story	Load Case/Comb o	Direction	Drift	Drift Norma E030-2016	
TECHO 3	DX Max	X	0.005086	0.007	CUMPLE
TECHO 2	DX Max	X	0.008289	0.007	NO CUMPLE
TECHO 1	DX Max	X	0.008069	0.007	NO CUMPLE

Tabla 16

Edificio 1 – Derivas de entre piso en la dirección YY

DIRECCION YY					
Story	Load Case/Comb o	Direction	Drift	Drift Norma E030-2016	
TECHO 3	DY Max	Y	0.007802	0.007	NO CUMPLE
TECHO 2	DY Max	Y	0.011316	0.007	NO CUMPLE
TECHO 1	DY Max	Y	0.0091	0.007	NO CUMPLE

- Edificio 2 – CC.EE. Estar Colegio

Tabla 17

Edificio 2 – Derivas de entre piso en la dirección XX

DIRECCION XX					
Story	Load Case/Comb	Direction	Drift	Drift Norma E030-2016	
TECHO 3	DX Max	X	0.006086	0.007	CUMPLE
TECHO 2	DX Max	X	0.009289	0.007	NO CUMPLE
TECHO 1	DX Max	X	0.009069	0.007	NO CUMPLE

Tabla 18

Edificio 2 – Derivas de entre piso en la dirección YY

DIRECCION YY					
Story	Load Case/Comb	Direction	Drift	Drift Norma E030-2016	
TECHO 3	DY Max	Y	0.007802	0.007	NO CUMPLE
TECHO 2	DY Max	Y	0.010316	0.007	NO CUMPLE
TECHO 1	DY Max	Y	0.0092	0.007	NO CUMPLE

- Edificio 3 – Edificio Multifamiliar Floresta

Tabla 19

Edificio 3 – Derivas de entre piso en la dirección XX

DIRECCION XX					
Story	Load Case/Comb	Direction	Drift	Drift Norma E030-2016	
TECHO 5	DX Max	X	0.006086	0.007	CUMPLE
TECHO 4	DX Max	X	0.008289	0.007	NO CUMPLE
TECHO 3	DX Max	X	0.009069	0.007	NO CUMPLE
TECHO 2	DX Max	X	0.007849	0.007	NO CUMPLE
TECHO 1	DX Max	X	0.006629	0.007	NO CUMPLE

Tabla 20

Edificio 3 – Derivas de entre piso en la dirección YY

DIRECCION YY					
Story	Load Case/Comb	Direction	Drift	Drift Norma E030-2016	
TECHO 5	DY Max	Y	0.007802	0.007	NO CUMPLE
TECHO 4	DY Max	Y	0.010316	0.007	NO CUMPLE
TECHO 3	DY Max	Y	0.0092	0.007	NO CUMPLE
TECHO 2	DY Max	Y	0.008084	0.007	NO CUMPLE
TECHO 1	DY Max	Y	0.006968	0.007	NO CUMPLE

- **Edificio 4 – Hospedaje Brickell**

Tabla 21

Edificio 4 – Derivas de entre piso en la dirección XX

DIRECCION XX					
Story	Load Case/Comb o	Direction	Drift	Drift Norma E030-2016	
TECHO 3	DX Max	X	0.005086	0.007	CUMPLE
TECHO 2	DX Max	X	0.008289	0.007	NO CUMPLE
TECHO 1	DX Max	X	0.008069	0.007	NO CUMPLE

Tabla 22

Edificio 4 – Derivas de entre piso en la dirección YY

DIRECCION YY					
Story	Load Case/Comb o	Direction	Drift	Drift Norma E030-2016	
TECHO 3	DY Max	Y	0.007802	0.007	NO CUMPLE
TECHO 2	DY Max	Y	0.011316	0.007	NO CUMPLE
TECHO 1	DY Max	Y	0.0091	0.007	NO CUMPLE

- **Edificio 5 – Edificio Multifamiliar Dual Tower**

Tabla 23

Edificio 5 – Derivas de entre piso en la dirección XX

DIRECCION XX					
Story	Load Case/Comb o	Direction	Drift	Drift Norma E030-2016	
TECHO 5	DX Max	X	0.006086	0.007	CUMPLE
TECHO 4	DX Max	X	0.008289	0.007	NO CUMPLE
TECHO 3	DX Max	X	0.009069	0.007	NO CUMPLE
TECHO 2	DX Max	X	0.006849	0.007	NO CUMPLE
TECHO 1	DX Max	X	0.005629	0.007	NO CUMPLE

Tabla 24

Edificio 5 – Derivas de entre piso en la dirección YY

DIRECCION YY					
Story	Load Case/Comb o	Direction	Drift	Drift Norma E030-2016	
TECHO 5	DY Max	Y	0.005802	0.007	CUMPLE
TECHO 4	DY Max	Y	0.011316	0.007	NO CUMPLE
TECHO 3	DY Max	Y	0.00952	0.007	NO CUMPLE
TECHO 2	DY Max	Y	0.008084	0.007	NO CUMPLE
TECHO 1	DY Max	Y	0.006968	0.007	NO CUMPLE

Con el análisis sísmico espectral se obtuvo los desplazamientos inelásticos multiplicando por $0.75R$ los del análisis como lo considera la norma E.030 Diseño sismorresistente, con el fin de obtener de las derivas inelásticas y su comparación con los desplazamientos máximos de nuestra norma que es 0.007 para estructuras de concreto armado.

Se concluye que las derivas son excesivas en las dos direcciones mostrando una mayor flexibilidad en la dirección YY con un drift igual al 1.13% y no tendrá un buen comportamiento sísmico por lo que necesitará la mejora de su desempeño estructural mediante el sistema de disipadores fluido-viscosos.

4.2.4. Análisis sísmico con disipadores

Comprobado la poca rigidez de la estructura debido a los desplazamientos excesivos es necesario incorporar estos dispositivos para la reducción de las derivas en ambas direcciones, se realizó el análisis tanto lineal como no lineal a fin de mantener a la estructura con daños leves ante un sismo severo.

La norma E.030 prescribe que deberá realizarse el análisis modal a la estructura con un factor de $R = 1$ dicho espectro hará incursionar a la estructura en un rango inelástico ante un sismo severo. Las derivas obtenidas en este análisis serán contrastadas con los del Tiempo – Historia y así poder definir el sismo de diseño severo a utilizar.

4.2.4.1. Análisis tiempo – historia no lineal

La norma E.030 indica que para este tipo de análisis debe contemplarse como mínimo 3 pares de registros, este par de componentes deben ser horizontales, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las respuestas obtenidas serán las máximas de los tres registros utilizados.

En el caso de que se utilice más de 7 juegos de registros las respuestas como son las deformaciones, desplazamientos, fuerzas se obtendrá con el promedio de todos los registros. Expertos en el tema investigado mencionan que se obtienen resultados más finos y confiables a medida que se utilicen mayor cantidad de registros, ya que al utilizar tres registros es de antemano mencionar que la respuesta máxima del registro será el que gobierne, en todo caso es como si se trabajara con un solo registro sísmico.

Por lo tanto, se usarán este caso en el análisis Tiempo-Historia lineal, estos registros deberán ser debidamente escalados con el fin que la aceleración máxima de terreno sea la esperada en sitio del proyecto.

Los registros sísmicos utilizados fueron de los terremotos del año 1966, 1970, 1974, 2001, 2005, 2007 en sus dos direcciones N-S y E-W, cada una fueron corregidos por el programa SeismoSignal, y fueron normalizadas con el SeismoMatch.

A continuación, en la tabla IV-23 mostramos los registros de los terremotos peruanos, para su elección se tomó en cuenta la magnitud, la aceleración pico de terreno (PGA) si bien no existe una similitud en el tipo de suelo en los registros estos fueron amplificados con la máxima aceleración de suelo peruano (0.35g – Huancayo).

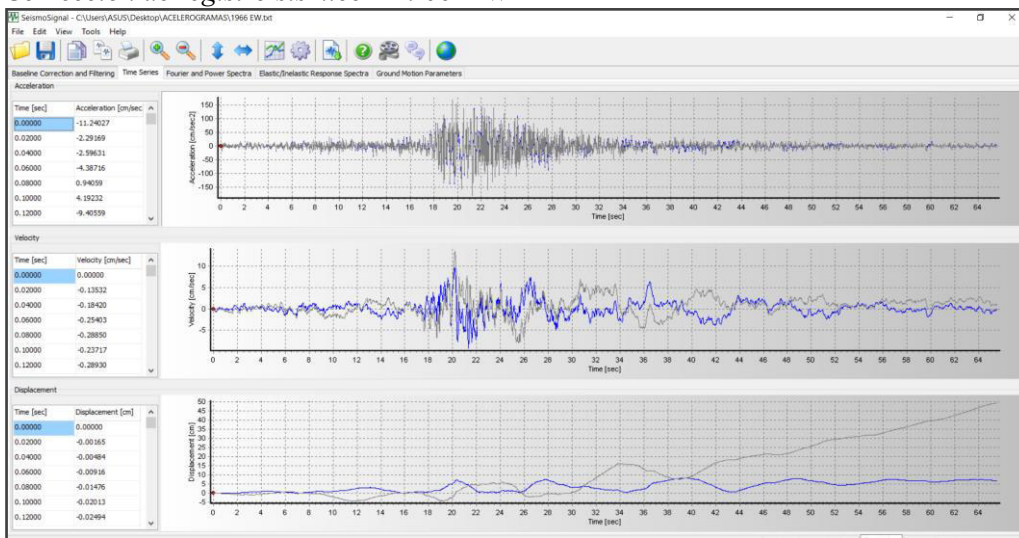
Tabla 25
Características de los registros sísmicos directos

REGISTROS SISMICOS PERUANOS								
FECHA	ESTACION	COMPONENTE	EPICENTRO		PROFUNDIDAD FOCAL (km)	MAGNITUD (Mw)	PGA (cm/s ²)	CLAVE DE ESTACION
			LATITUD (S)	LONGITUD(W)				
17 de octubre 1966	Parque de la reserva	HORIZONTAL E-W	-10.7	-78.7	24	8.1Mw	-180.56	PQR
		HORIZONTAL N-S					-268.24	
31 de mayo 1970	Parque de la reserva	HORIZONTAL E-W	-12.07	-77.04	64	6.6 Mb	-105.05	PQR
		HORIZONTAL N-S					-97.81	
03 de octubre 1974	Parque de la reserva	HORIZONTAL E-W	-12.5	-77.98	13	6.6 Mb	-194.21	PQR
		HORIZONTAL N-S					180.09	
05 de enero 1974	Zarate	HORIZONTAL E-W	-12.39	-76.29	91.7	6.1 Mb	-138.94	ZAR
		HORIZONTAL N-S					-156.3	
07 de Julio 2001	U.N.S.A	HORIZONTAL E-W	-17.4	-71.67	33	6.5 Mb	-123.21	AQP001
		HORIZONTAL N-S					-120.52	
13 de Junio 2005	U.Nacional Jorge Basadre	HORIZONTAL E-W	-19.61	-69.97	146	7.2 ML	85.54	TAC001
		HORIZONTAL N-S					-94.18	
15 de Agosto 2007	Unica	HORIZONTAL E-W	-14.088	-75.732	40	7 ML	-272.82	ICA002
		HORIZONTAL N-S					333.66	

Fuente: CISMID

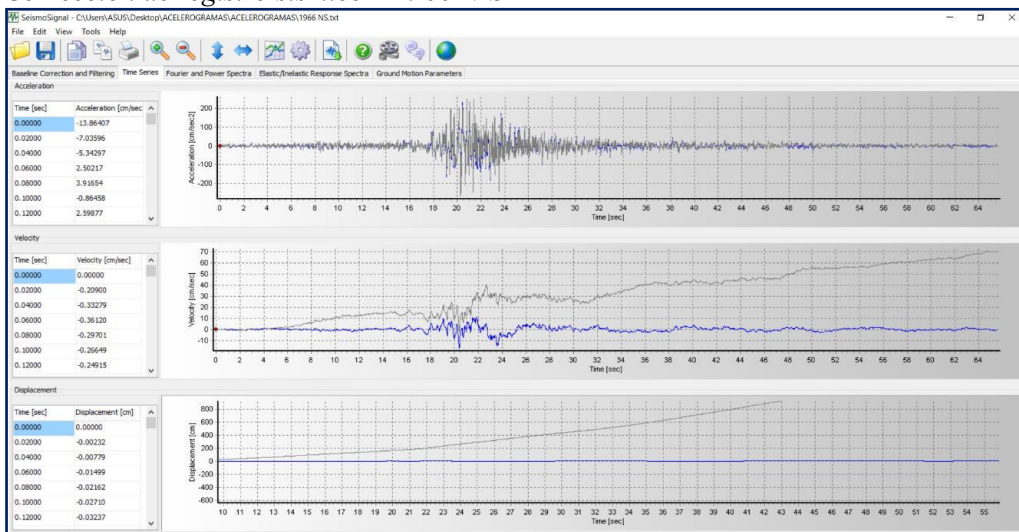
Los registros directos se encuentran distorsionados por sonidos y otros factores que afectan a la señal, por lo que se corrigió estas tanto por línea base y filtro por sonido con el programa SeismoSignal. A manera de ejemplo en las siguientes figuras se resumen el registro corregido del sismo del 1966 (E-W y N-S) donde podemos ver la comparación a nivel de aceleraciones, velocidades y desplazamientos donde las señales de color plomo indican el registro eliminado y la de color azul el corregido.

Figura 31
Corrección de registro sísmico – 1966 E-W



Fuente: Elaboración propia

Figura 32
Corrección de registro sísmico – 1966 N-S



Fuente: Elaboración propia

Del mismo modo estos registros se deben escalar y deben ser compatibles con el espectro elástico $R = 1$ en el rango de periodos de interés.

Para el distrito de El Tambo-Región Junín la aceleración máxima de terreno para un sismo catalogado como diseño con un $T_p = 475$ años es 0.35 g. Por lo que todas las respuestas de aceleraciones de los registros seleccionados deberán normalizarse a este factor (FN).

$$FN = \frac{Z * g}{PGA} \quad \text{Ecuación (IV-2)}$$

Donde:

- FN : Factor de normalización
- Z : Aceleración asociada al sitio y nivel de sismo
- PGA : Aceleración máxima del suelo

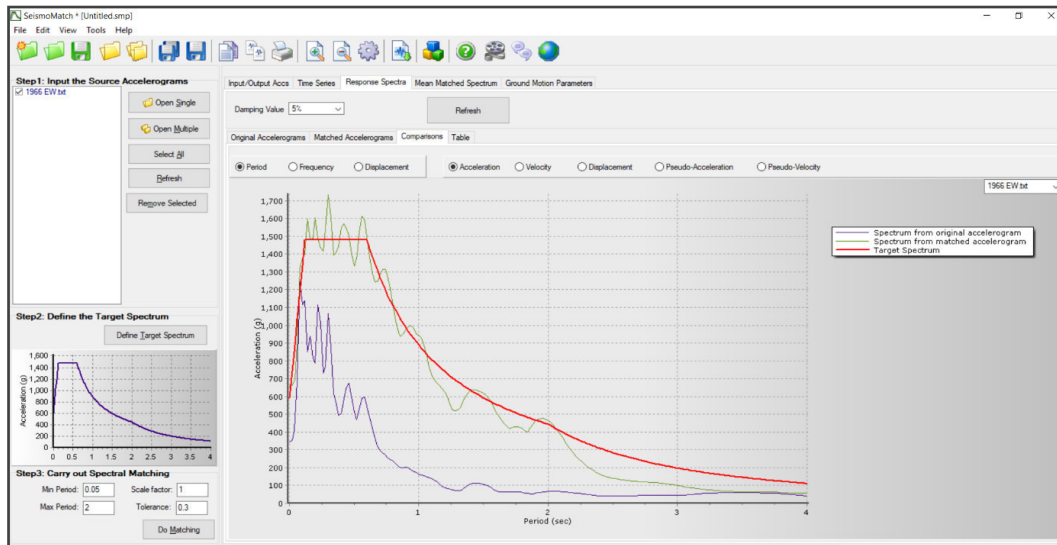
Una vez normalizados las aceleraciones con este factor, se procede al escalamiento del registro sísmico para compatibilizarlo con el espectro de respuestas elástico $R = 1$ mencionada anteriormente.

Como ejemplo en las figuras IV-30 y IV-31 se ilustra el registro escalado con el programa SesmoMatch del sismo de 1966 (E-W y N-S) donde podemos ver la comparación a nivel de espectros donde la señal de color morado muestra el espectro del registro no escalado y la de color verde el escalado.

Podemos observar que prácticamente el espectro obtenido con registro escalado es muy parecido al espectro elástico de la norma E.030-2016.

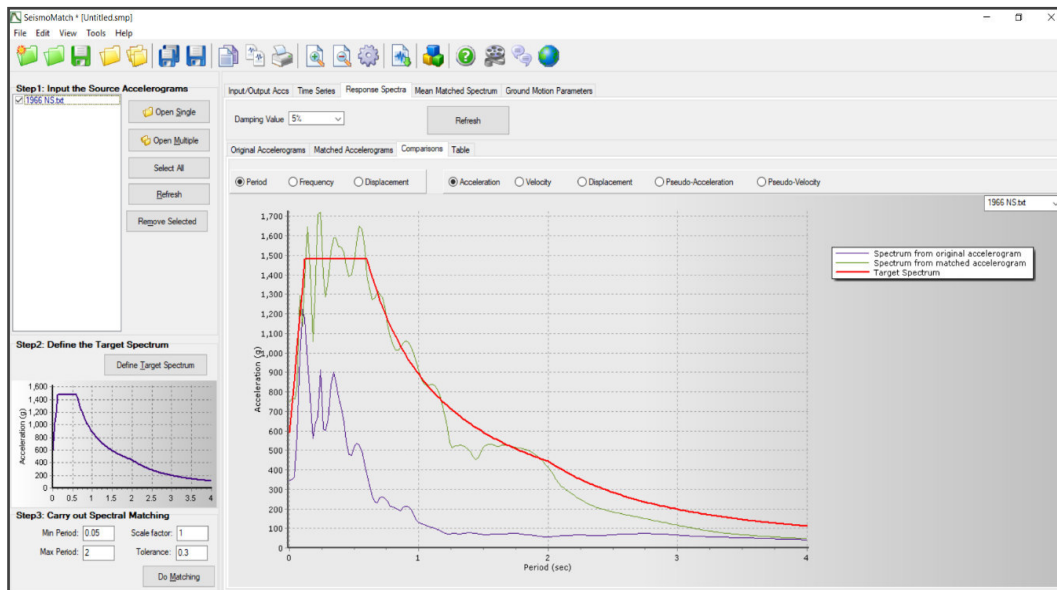
Estos registros compatibilizados se cargan a Software ETABS 2016. En las Tablas siguientes mostramos las derivas máximas y mínimas obtenidas para cada registro y dirección para el análisis Tiempo – Historia No Lineal.

Figura 33
Escalamiento del registro sísmico – 1966 E-W



Fuente: Elaboración propia

Figura 34
Escalamiento del registro sísmico – 1966 N-S



Fuente: Elaboración propia

4.2.4.2. Derivas del análisis tiempo – historia no lineal

Se realizó el análisis Tiempo – Historia al modelo sin la inclusión de los disipadores fluido – viscosos y se observó lo siguiente:

Como podemos apreciar con el análisis tiempo – historia se obtuvieron derivas relativamente menores al del análisis espectral con un factor $R = 1$, esto debido a la ventaja de trabajar con 14 registros los resultados son más finos y confiables.

Las derivas máximas se presentan en el segundo nivel para el caso del análisis espectral obtenemos hasta 1.1% en la dirección XX, a comparación del análisis tiempo – historia se obtienen 1%.

De igual forma las derivas máximas se presentan en el segundo nivel para el caso del análisis espectral obtenemos hasta un 1.5 % en la dirección YY a comparación del análisis Tiempo Historia se obtienen 1.1%.

Se contrastó que aun con la reducción de las respuestas en el tiempo las derivas son excesivas en ambas direcciones en comparación inclusive con las derivas de la norma E030-2016 que lo limita hasta un 0.7% para estructuras de concreto armado con un nivel de desempeño resguardo de vida. Por lo tanto, para mantener a la estructura en un daño leve y un estado operacional durante y después del terremoto se necesita mejorar el desempeño con la inclusión de los dispositivos fluido – viscosos.

4.2.4.3. Objetivos de desempeño estructural

Nuestro objetivo de desempeño según el comité Visión 2000 del SEAOC, será el de estructuras esenciales. Nuestro sismo de representante será el de diseño con un $T_p = 475$ años, para un nivel de desempeño de operacional donde se espera un daño leve pasado el terremoto.

4.2.4.4. Deriva objetivo

Según el FEMA (Agencia Federal de Emergencias) del gobierno estadounidense en su documento Multihazard Loss Estimation Methodology HAZUS-

2010. Nuestro sistema califica como “Estructura aperticada de concreto armado de baja altura” descrito con la nomenclatura C1L.

Para alcanzar un estado de daño leve luego de ocurrido el terremoto, la deriva máxima a presentarse en la edificación es de 0.005 siguiendo las recomendaciones de HAZUS.

4.2.4.5. *Factor de reducción de la respuesta*

Se halla el cociente de reducción sísmica (B) para cada dirección:

- Dirección XX

$$B = \frac{0.010}{0.005} = 2.00$$

- Dirección YY

$$B = \frac{0.011}{0.005} = 2.20$$

4.2.4.6. *Amortiguamiento efectivo*

- Dirección XX

$$2.20 = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}$$

$$\beta_{eff} = 37.40\%$$

- Dirección YY

$$2.40 = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}$$

$$\beta_{eff} = 44.91\%$$

4.2.4.7. *Amortiguamiento viscoso*

- Dirección XX

$$\beta_H = 37.40\% - 5\% = 32.40\%$$

- Dirección YY

$$\beta H = 44.91\% - 5\% = 39.91\%$$

4.2.4.8. Análisis estructural con las disposiciones propuestas

No existe una norma o regla que establezca que para tal estructura corresponda tal disposición ya se con amortiguadores de comportamiento lineal o no lineal, la elección de la mejor disposición siempre dependerá del criterio del ingeniero estructural en la etapa de análisis. Es así como las respuestas más efectivas no siempre serán las más económicas para la edificación.

Si bien en la mayoría de los casos los disipadores en disposición Chevron acarreo buenos resultados, existen casos en donde su lazo histerético no tiene un buen comportamiento o la energía disipada no es considerable por lo que será necesario cambiar la disposición, es así como las respuestas más eficientes no siempre serán gobernadas con tales dispositivos.

La Norma ASCE 7-10 recomienda que se coloquen como mínimo 2 dispositivos para cada nivel y dirección de análisis, para nuestro caso se ubicaran como máximo 4 dispositivos para cada dirección teniendo en total 8 disipadores por nivel. Los amortiguadores serán ubicados en los pórticos estratégicamente, estos dispositivos de disipación de energía se situarán en la estructura de manera simétrica para obtener resultados efectivos, se colocarán lo más alejado del centro de maza para evitar la torsión del sistema estructural.

a) **Parámetros de amortiguamiento no lineal**

Dirección XX

Radio de giro (in)	r	6.22
Longitud entre apoyos (m)	L	8.96
Factor de Longitud efectiva	k	2
Modulo de elasticidad del acero (ksi)	E	29000
Esfuerzo de fluencia (ksi)	Fy	50
Resistencia en tension (Ksi)	Fu	65
Parametro de Esbeltez	λc	1.5
Area de la Seccion(in)	A	21.5
RELACION MAXIMA DE ESBELTEZ (K)		101.512 Ok cumple
Radio de giro maximo (in)	r _{max}	6.95
$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{máx}} < 200$		

El perfil metálico tentativo por usar será un HSS20X0.375, el cual cuenta con las siguientes características:

Figura 35
Propiedades y características de los perfiles HSS-Dirección X




Table 1-13
Round HSS
Dimensions and Properties

HSS20-HSS10

Shape	Design Wall Thickness, t	Nominal Wt.	Area, A	D/t	I	S	r	Z	Torsion	
									J	C
									in. ⁴	in. ³
HSS20×0.500	0.465	104.00	28.5	43.0	1360	136	6.91	177	2720	272
×0.375 ^f	0.349	78.67	21.5	57.3	1040	104	6.95	135	2080	208
HSS18×0.500	0.465	93.54	25.6	38.7	985	109	6.20	143	1970	219
×0.375 ^f	0.349	70.66	19.4	51.6	754	83.8	6.24	109	1510	168
HSS16×0.625	0.581	103.00	28.1	27.5	838	105	5.46	138	1680	209
×0.500	0.465	82.85	22.7	34.4	685	85.7	5.49	112	1370	171
×0.438	0.407	72.87	19.9	39.3	606	75.8	5.51	99.0	1210	152
×0.375	0.349	62.64	17.2	45.8	526	65.7	5.53	85.5	1050	131
×0.312 ^f	0.291	52.32	14.4	55.0	443	55.4	5.55	71.8	886	111
×0.250 ^f	0.233	42.09	11.5	68.7	359	44.8	5.58	57.9	717	89.7

Fuente: AISC Steel Construction Versión 14

Con estos datos se procede a calcular la rigidez del sistema:

$$K = \frac{E \cdot A}{L}$$

Ecuación (IV-3)

Rigidez Dirección XX

$$E = 29000 \text{ Ksi} = 20.4 * 10^6 \text{ Ton/m}^2$$

$$A = 21.5 \text{ in}^2 = 0.0139 \text{ m}^2$$

$$L_{piso1} = 10.46 \text{ m} \quad L_{piso \text{ típico}} = 10.30 \text{ m}$$

$$Kx = \frac{(20.4 * 10^6)(0.0139)}{10.46} \quad Kx = \frac{(20.4 * 10^6)(0.0139)}{10.30}$$

$$Kx_{piso1} = 27037.73 \text{ Ton/m} \quad Kx_{piso \text{ típico}} = 27457.73 \text{ Ton/m}$$

Dirección YY

Radio de giro (in)	r	3.16
Longitud entre apoyos (m)	L	4.55
Factor de Longitud efectiva	k	2
Modulo de elasticidad del acero (ksi)	E	29000
Esfuerzo de fluencia (ksi)	Fy	50
Resistencia en tension (Ksi)	Fu	65
Parametro de Esbeltez	λc	1.5
Area de la Seccion(in)	A	13.4
<u>RELACION MAXIMA DE ESBELTEZ</u>		110.576 Ok cumple
Radio de giro maximo (in)	r _{max}	3.24
$\left(\frac{KL}{r} \right)_{\text{máx}} < 200$		

El perfil metálico tentativo por usar será un HSS9.625X0.500, el cual cuenta con las siguientes características:

Figura 36

Propiedades y características de los perfiles HSS-Dirección Y

Table 1-13 (continued) Round HSS Dimensions and Properties										
Shape	Design Wall Thickness, t in.	Nominal Wt. lb/ft	Area, A in. ²	D/t	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³	Torsion	
									J in. ⁴	C in. ³
									HSS9.625x0.500	0.465
>0.375	0.349	37.08	10.2	27.6	110	22.8	3.28	30.0	219	45.5
>0.312	0.291	31.06	8.53	33.1	93.0	19.3	3.30	25.4	186	38.7

Fuente: AISC Steel Construction Versión 14

Con estos datos se procede a calcular la rigidez del sistema:

$$K = \frac{E \cdot A}{L} \quad \text{Ecuación (IV-3)}$$

Rigidez Dirección YY

$$E = 29000 \text{ Ksi} = 20.4 \cdot 10^6 \text{ Ton/m}^2$$

$$A = 13.4 \text{ in}^2 = 0.00865 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{piso1}} = 6.05 \text{ m} \quad L_{\text{piso típico}} = 5.76 \text{ m}$$

$$Kx = \frac{(20.4 \cdot 10^6)(0.00865)}{6.05} \quad Kx = \frac{(20.4 \cdot 10^6)(0.008656)}{5.76}$$

$$Kx_{\text{piso1}} = 29134.85 \text{ Ton/m} \quad Kx_{\text{piso típico}} = 30601.71 \text{ Ton/m}$$

Exponente de velocidad y parámetro lambda

Rigiéndonos a los valores que nos otorga el fema 274 empleada para reforzamiento de amortiguadores de fluido viscoso trabajando en el rango no lineal consideramos lo siguiente valores para ambas direcciones.

$$\alpha = 0.5 \quad \lambda = 3.5$$

Amplitud de desplazamiento (A)

Rigiéndonos a los valores que nos otorga el fema 274 empleada para reforzamiento de amortiguadores de fluido viscoso trabajando

- *Dirección XX*

Remplazando los valores en la formula obtenemos:

$A = \frac{10 \cdot g \cdot r \cdot S_a \cdot T_1}{4 \cdot B_{(1D)} \cdot \pi^2}$		
Amplitud del desplazamiento (mm)	A	40.608792
Aceleración de la gravedad (cm/s ²)	g	981
Facto de participacion del modo fundamental de vibracion *(1.2-1.6)	r	1.24236
Aceleracion espectral del sismo de diseño	S_a	0.35
Periodo fundamental en la direccion de analisis (s)	T₁	0.451
Coeficiente de Amortiguamiento (ton.s/m)	B_{1D}	1.2
ALTERNATIVAMENTE		
$A = \frac{A_s/d}{B}$		
Amplitud del desplazamiento sin dispadores (mm)	A s/d	107.400
Amplitud del desplazamiento del ultimo nivel (mm)	A	53.700

$$A_x = 53.70 \text{ mm} = 0.0537 \text{ m}$$

- *Dirección YY*

Remplazando los valores en la formula obtenemos:

$A = \frac{10 \cdot g \cdot r \cdot S_a \cdot T_1}{4 \cdot B_{(1D)} \cdot \pi^2}$		
Amplitud del desplazamiento (mm)	A	43.432878
Aceleración de la gravedad (cm/s ²)	g	981
Facto de participacion del modo fundamental de vibracion *(1.2-1.6)	r	1.19854
Aceleracion espectral del sismo de diseño	S_a	0.35
Periodo fundamental en la direccion de analisis (s)	T₁	0.5
Coeficiente de Amortiguamiento (ton.s/m)	B_{1D}	1.2
ALTERNATIVAMENTE		
$A = \frac{A_s/d}{B}$		
Amplitud del desplazamiento sin dispadores (mm)	A s/d	140.500
Amplitud del desplazamiento del ultimo nivel (mm)	A	63.864

$$A_y = 63.864 \text{ mm} = 0.0639 \text{ m}$$

Coefficiente de amortiguamiento del disipador (Cj)

- *Dirección XX*

En la siguiente tabla mostramos los parámetros para el cálculo:

DIRECCION XX T(seg)		0.451					
PISO	Dmax(mm)	Φ_i	Φ_{rj}	m_i	$\text{Cos } \theta$	$\sum \Phi_{rj}^{1+\alpha} \text{Cos}^{1+\alpha} \theta$	$\sum \Phi_i^2 m_i$
3	0.0321	1.0000	0.2243	46.80122	0.94380109	0.09740	46.801
2	0.0249	0.7757	0.3707	68.69716	0.94380109	0.20696	41.336
1	0.013	0.4050	0.4050	67.771	0.93070747	0.23141	11.115
						0.53577	99.252

PARAMETROS PARA EL CALCULO		
Amortiguamiento Viscoso del disipador	β_H	0.3240
Coefficiente de Amortiguamiento del disipador j (ton.s/m)	C_j	1298.60
Masa del Nivel i (ton.s ² /m)	m_i	
Angulo de Inclinacion del Disipador (rad)	θ_i	
Desplazamiento modal en el nivel i	Φ_j	
Desplazamiento modal relativo entre amdos extremos del disipador j	Φ_{rj}	
Amplitud del Desplazamiento del modo Fundamental (m)	A	0.0537
Frecuencia Angular (rad/s)	ω	13.932
Parametro Lamnda	λ	3.50
Exponente de Velocidad	α	0.50
Funcion gamma	Γ	

Reemplazando en la fórmula tenemos:

$$\sum C_j = \frac{\beta_H * 2\pi A^{1-\alpha} * \omega^{2-\alpha} * (\sum_i m_i * \phi_i^2)}{\lambda * (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} * \cos^{1+\alpha} \theta)}$$

$$\sum C_j = 1298.60 \text{ Ton. s/m}$$

- *Dirección YY*

En la siguiente tabla mostramos los parámetros para el cálculo:

DIRECCION YY T(seg)			0.5				
PISO	Dmax(mm)	Φ_i	Φ_{rj}	m_i	$\text{Cos } \theta$	$\sum \Phi_{rj}^{1+\alpha} \text{Cos}^{1+\alpha} \theta$	$\sum \Phi_i^2 m_i$
3	0.0356	1.0000	0.2697	46.80122	0.77744826	0.09599	46.801
2	0.026	0.7303	0.3820	68.69716	0.77744826	0.16186	36.643
1	0.0124	0.3483	0.3483	67.771	0.77744826	0.14092	8.222
						0.39877	91.666

1.3.- PARAMETROS PARA EL CALCULO		
Amortiguamiento Viscoso del disipador	β_H	0.3991
Coefficiente de Amortiguamiento del disipador j (ton.s/m)	C_j	1854.20
Masa del Nivel i (ton.s ² /m)	m_i	
Angulo de Inclacion del Disipador (rad)	θ_i	
Desplazamiento modal en el nivel i	Φ_i	
Desplazamiento modal relativo entre amdos extremos del disipador j	Φ_{rj}	
Amplitud del Desplazamiento del modo Fundamental (m)	A	0.0639
Frecuencia Angular (rad/s)	ω	12.566
Parametro Lamnda	λ	3.50
Exponente de Velocidad	α	0.50
Funcion gamma	Γ	

Reemplazando en la fórmula tenemos:

$$\sum C_j = \frac{\beta_H * 2\pi A^{1-\alpha} * \omega^{2-\alpha} * (\sum_i m_i * \phi_i^2)}{\lambda * (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} * \cos^{1+\alpha} \theta)}$$

$$\sum C_j = 1854.20 \text{ Ton. s/m}$$

Coefficiente de amortiguamiento unitario no lineal (Cj)

- *Dirección XX*

Se considerará 4 disipadores en el eje XX, por lo tanto, el coeficiente de amortiguamiento no lineal que aportara cada disipador por nivel es:

$$C_{jx} = \frac{1298.60}{4} = 324.65 \text{ Ton. s/m}$$

- *Dirección YY*

De igual manera se considerará 4 disipadores en el eje YY, por lo tanto, el coeficiente de amortiguamiento no lineal que aportara cada disipador por nivel es:

$$C_{jy} = \frac{1854.20}{4} = 463.55 \text{ Ton. s/m}$$

Estos valores se redondean al máximo superior para ingresarlos al Software ETABS 2016

Datos ingresados al software en la Dirección XX

$$Kx_{piso1} = 27038 \text{ Ton/m}$$

$$Kx_{piso \text{ típico}} = 27458 \text{ Ton/m}$$

$$C_{jx} = 325 \text{ Ton. s/m}$$

$$\alpha = 0.50$$

Datos ingresados al software en la Dirección YY

$$Ky_{piso1} = 29135 \text{ Ton/m}$$

$$Ky_{piso \text{ típico}} = 30602 \text{ Ton/m}$$

$$C_{jy} = 464 \text{ Ton. s/m}$$

$$\alpha = 0.50$$

b) Parámetros de amortiguamiento lineal

Rigidez del brazo metálico

Para el cálculo de la rigidez en el sistema nos ceñiremos al concepto definido del modelo de Maxwell donde especifica que el tiempo de relajación debe ser menor a la mitad del intervalo de tiempo del registro sísmico ($t = 0.02 \text{ s}$).

$$t = \frac{C_j}{K} = \frac{740.12 \text{ Ton. s/m}}{1000000 \text{ Ton/m}} = 0.00074 \text{ s}$$

Esto se consigue manteniendo una rigidez muy alta del brazo metálico válido para el análisis tiempo-Historia no Lineal. Por lo tanto, para ambas direcciones consideraremos la rigidez mencionada.

Exponente de velocidad

Para el caso lineal del exponente de velocidad se considera como: $\alpha = 1$

Coefficiente de amortiguamiento del disipador (Cj)

- *Dirección XX*

En la siguiente tabla mostramos los parámetros para el cálculo:

DIRECCION XX T(seg)			0.451				
PISO	Dmax(mm)	Φ_i	Φ_{rj}	m_i	$\text{Cos } \theta$	$\sum \Phi_{rj}^{1+\alpha} \text{Cos}^{1+\alpha} \theta$	$\sum \Phi_i^2 m_i$
3	0.0321	1.0000	0.2243	46.80122	0.93461288	0.04395	46.801
2	0.0249	0.7757	0.3707	68.69716	0.93461288	0.12005	41.336
1	0.013	0.4050	0.4050	67.771	0.91964711	0.13871	11.115
						0.30271	99.252

PARAMETROS PARA EL CALCULO		
Amortiguamiento Viscoso del disipador	β_H	0.3240
Coficiente de Amortiguamiento del disipador j (ton.s/m)	C_j	2960.47
Masa del Nivel i (ton.s ² /m)	m_i	
Angulo de Inclination del Disipador (rad)	Θ_i	
Desplazamiento modal en el nivel i	Φ_j	
Desplazamiento modal relativo entre amdos extremos del disipador j	Φ_{rj}	
Exponente de Velocidad	α	1.00

Remplazando en la formula obtenemos:

$$\sum C_j = \frac{\beta_H * 4\pi * (\sum_i m_i * \phi_i^2)}{T_x * (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} * \cos^{1+\alpha} \theta)}$$

$$\sum C_j = 2960.47 \text{ Ton. s/m}$$

- Dirección YY

En la siguiente tabla mostramos los parámetros para el cálculo:

DIRECCION YY T(seg)			0.5				
PISO	Dmax(mm)	Φ_i	Φ_{rj}	m_i	$\text{Cos } \theta$	$\sum \Phi_{rj}^{1+\alpha} \text{Cos}^{1+\alpha} \theta$	$\sum \Phi_i^2 m_i$
3	0.0356	1.0000	0.2697	46.80122	0.77744826	0.09599	46.801
2	0.026	0.7303	0.3820	68.69716	0.77744826	0.16186	36.643
1	0.0124	0.3483	0.3483	67.771	0.77744826	0.14092	8.222
						0.39877	91.666

PARAMETROS PARA EL CALCULO		
Amortiguamiento Viscoso del disipador	β_H	0.3991
Coficiente de Amortiguamiento del disipador j (ton.s/m)	C_j	4474.72
Masa del Nivel i (ton.s ² /m)	m_i	
Angulo de Inclination del Disipador (rad)	Θ_i	
Desplazamiento modal en el nivel i	Φ_i	
Desplazamiento modal relativo entre amdos extremos del disipador j	Φ_{rj}	
Exponente de Velocidad	α	1.00

Remplazando en la formula obtenemos:

$$\sum C_j = \frac{\beta_H * 4\pi * (\sum_i m_i * \phi_i^2)}{T_x * (\sum \phi r_j^{1+\alpha} * \cos^{1+\alpha} \theta)}$$

$$\sum C_j = 4474.72 \text{ Ton. s/m}$$

Coefficiente de amortiguamiento unitario lineal (Cj)

▪ *Dirección XX*

Se considerará 4 disipadores en el eje XX, por lo tanto, el coeficiente de amortiguamiento no lineal que aportara cada disipador por nivel es:

$$C_{jx} = \frac{2960.47}{4} = 740.12 \text{ Ton. s/m}$$

▪ *Dirección YY*

De igual manera se considerará 4 disipadores en el eje YY, por lo tanto, el coeficiente de amortiguamiento no lineal que aportara cada disipador por nivel es:

$$C_{jy} = \frac{4474.72}{4} = 1118.68 \text{ Ton. s/m}$$

Estos valores se redondean al máximo superior para ingresarlos al Software ETABS 2016

Datos ingresados al software en la Dirección XXX

$$K_x = 1000000 \text{ Ton/m}$$

$$C_{jx} = 741 \text{ Ton. s/m}$$

$$\alpha = 1$$

Datos ingresados al software en la Dirección YY

$$K_y = 1000000 \text{ Ton/m}$$

$$C_{jy} = 1119 \text{ Ton.s/m}$$

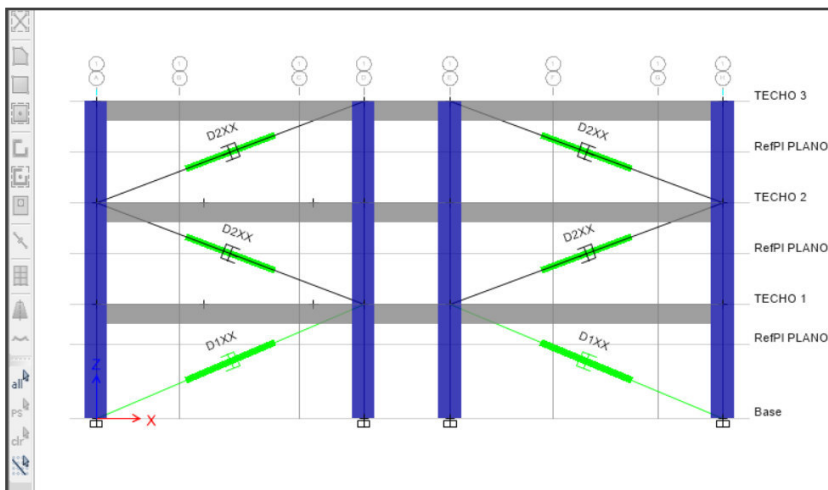
$$\alpha = 1$$

4.2.5. Disposición y modelamiento con disipadores de cada edificio

- **Edificio 1 – Colegio Fray Luis de León**

Figura 37

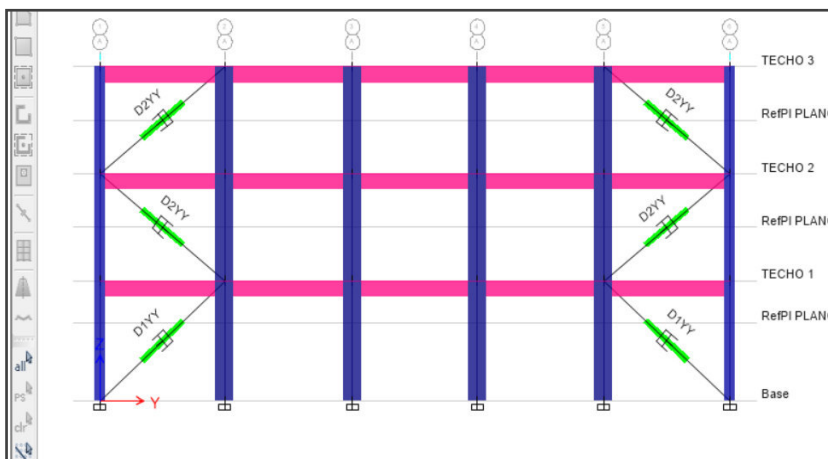
Edificio 1 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección XX



Fuente: Elaboración propia

Figura 38

Edificio 1 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección YY

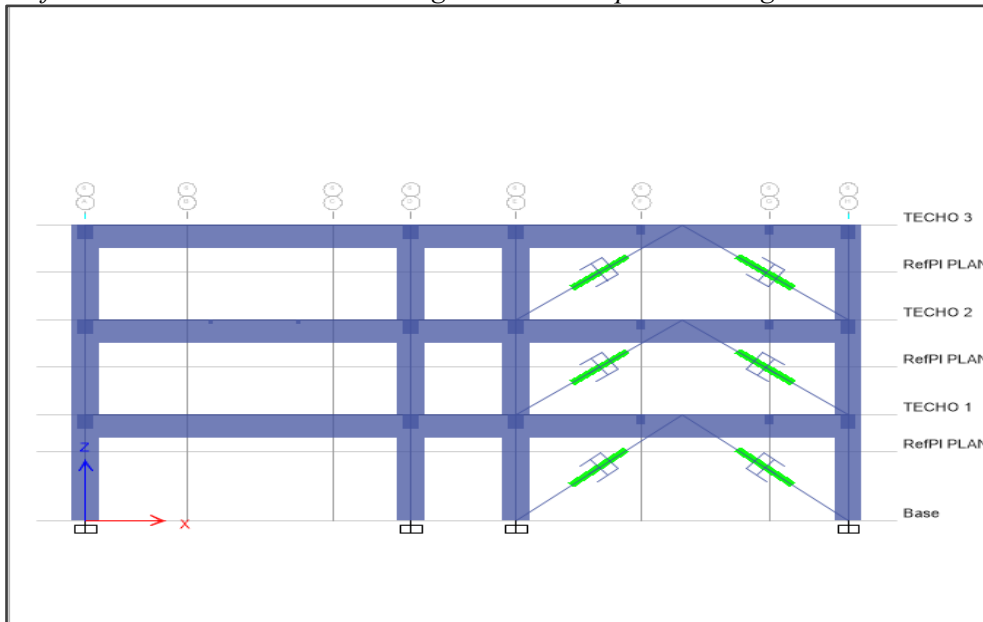


Fuente: Elaboración propia

▪ **Edificio 2 – CC.EE. Estar Colegio**

Figura 39

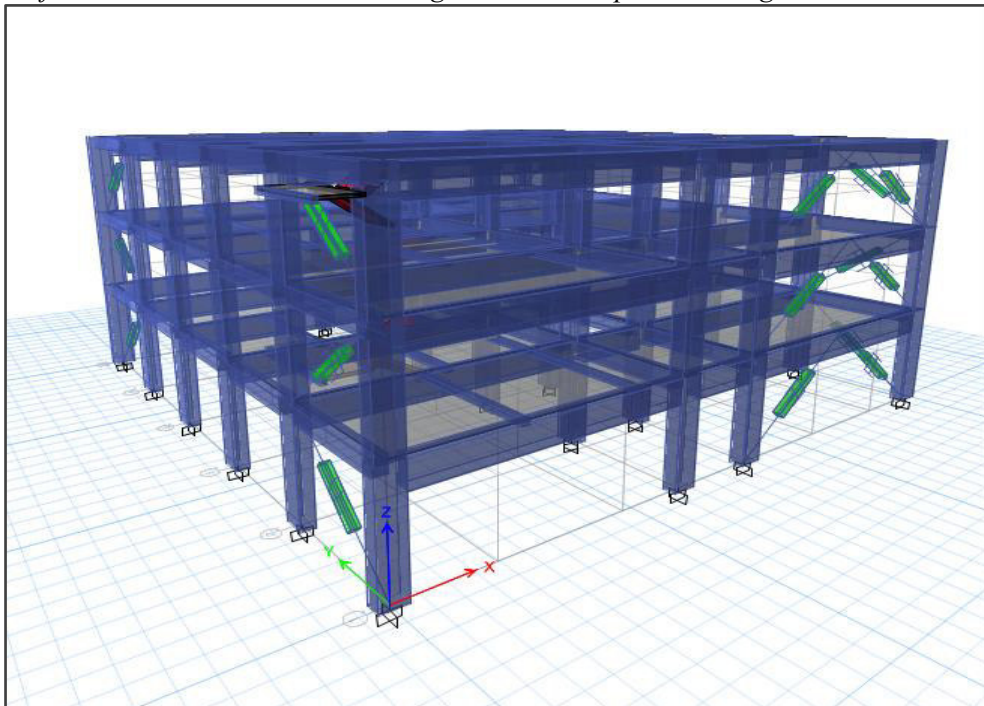
Edificio 2 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección XX



Fuente: Elaboración propia

Figura 40

Edificio 2 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección YY

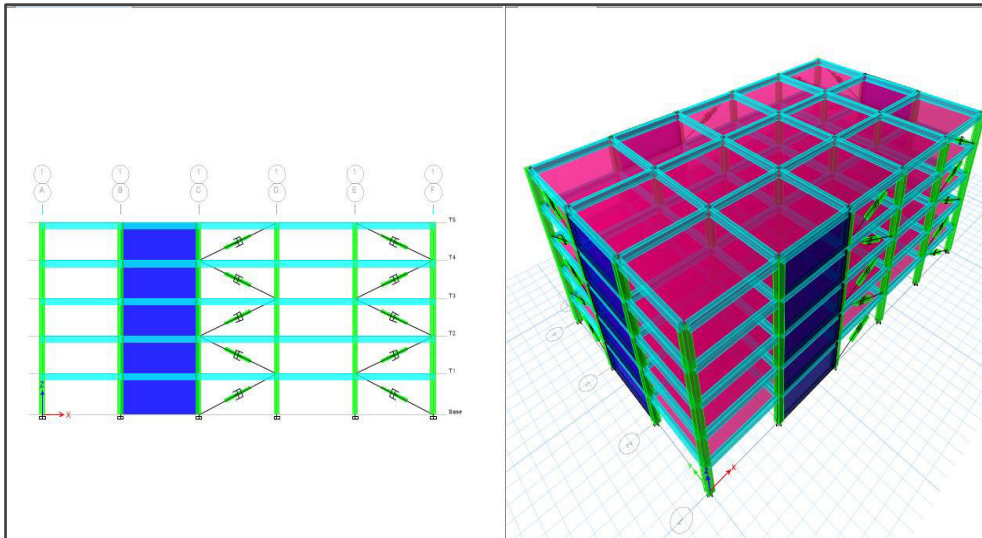


Fuente: Elaboración propia

▪ **Edificio 3 – Edificio Multifamiliar Floresta**

Figura 41

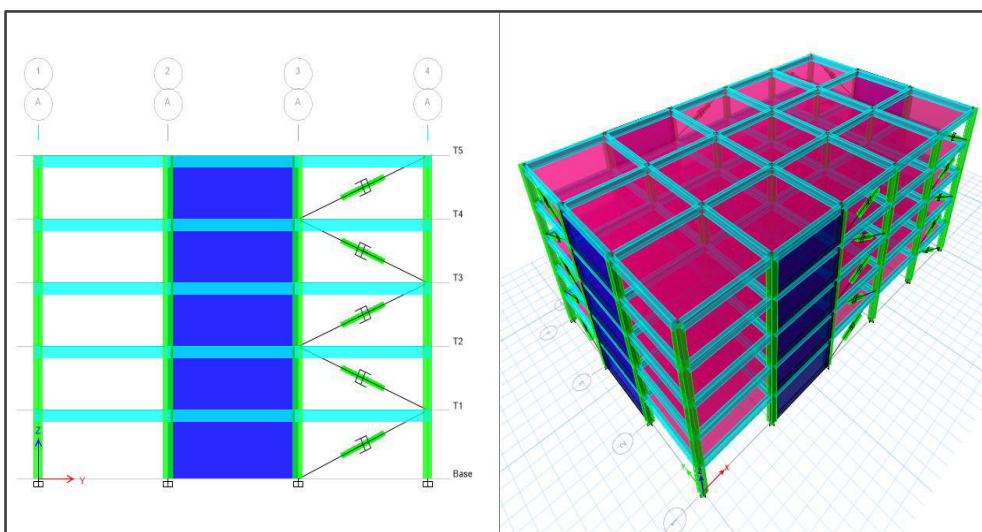
Edificio 3 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección XX



Fuente: Elaboración propia

Figura 42

Edificio 3 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección YY

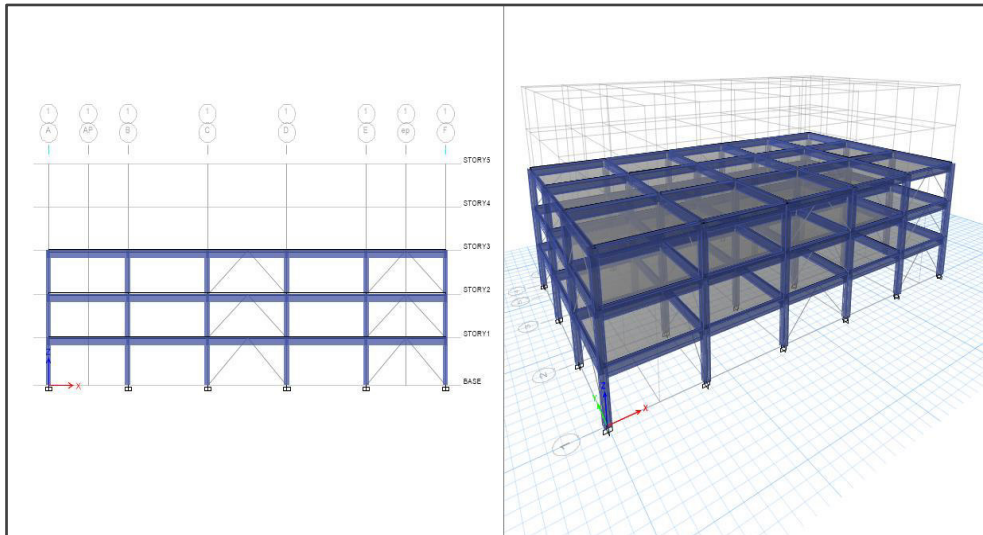


Fuente: Elaboración propia

▪ **Edificio 4 – Hospedaje Brickell**

Figura 43

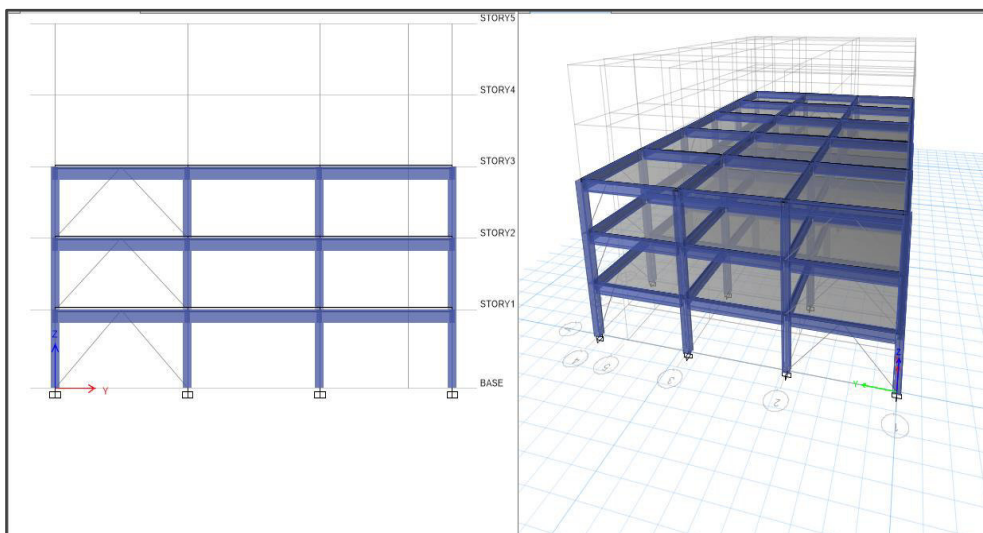
Edificio 4 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección XX



Fuente: Elaboración propia

Figura 44

Edificio 4 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección YY

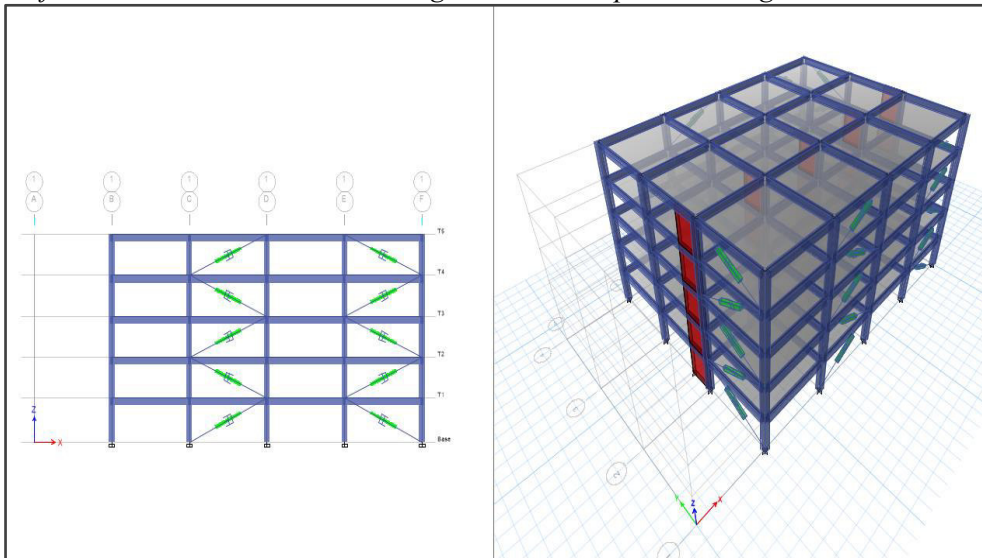


Fuente: Elaboración propia

▪ **Edificio 5 – Edificio Multifamiliar Dual Tower**

Figura 45

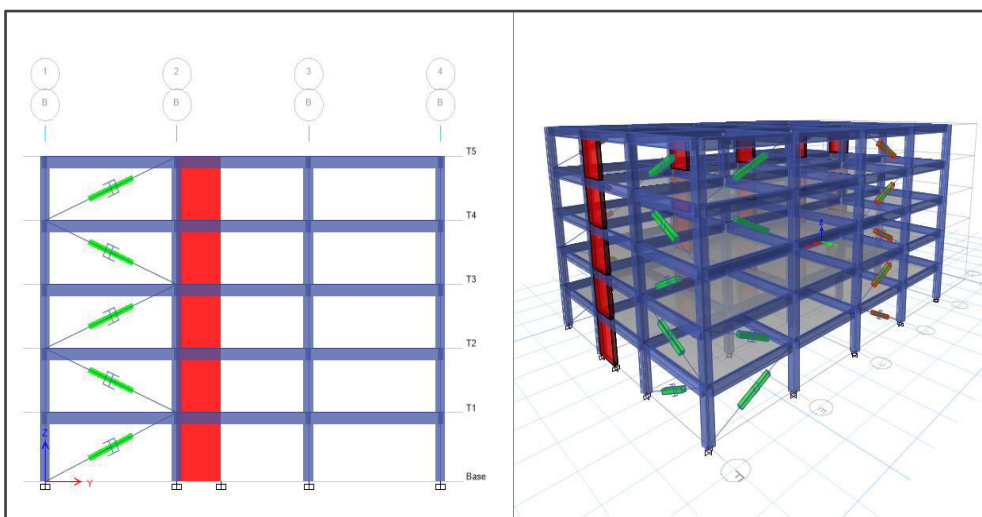
Edificio 5 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección XX



Fuente: Elaboración propia

Figura 46

Edificio 5 – Ubicación de los amortiguadores en disposición diagonal en la Dirección YY



Fuente: Elaboración propia

4.3. Resultados obtenidos del análisis con disipadores

Tal como lo estipula la norma la vigente E.030, las respuestas para cada alternativa fueron los promedios los resultados máximos y mínimos para los siete juegos de registros del análisis Tiempo – Historia no lineal para los 5 edificios analizados. A continuación, mostramos los resultados obtenidos.

4.3.1. Respuestas de las derivas de entrepiso

En las siguientes tablas se muestran las derivas para cada tipo de edificación que se obtuvieron del promedio de los siete juegos de registros escalados al espectro elástico de diseño para la Zona del proyecto para un Sismo catalogado como raro con un $Tp = 475$ años.

- Edificio 1 – Edificio Colegio Fray Luis de León

Tabla 26

Edificio 1 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección XX – Modelo con la inclusión disipadores viscosos

DRIFT MAXIMO EN DIRECCION XX																	
PISO	1966 EW	1966 NS	1970 EW	1970 NS	1974 EW	1974 NS	ZAR 74 EW	ZAR 74 NS	2001 EW	2001 NS	2005 EW	2005 NS	ICA 2007 EW	ICA 2007 NS	PROMEDIO	HAZUS (MAX)	
	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	
T3	0.002071	0.002512	0.001841	0.002436	0.002341	0.002292	0.002617	0.002032	0.00203	0.001922	0.001958	0.00218	0.001726	0.001905	0.00213	0.005	CUMPLE
T2	0.003697	0.004017	0.003426	0.004073	0.004113	0.00404	0.004594	0.003101	0.003489	0.003025	0.003233	0.003667	0.002855	0.003184	0.00361	0.005	CUMPLE
T1	0.004148	0.004457	0.003827	0.004533	0.004595	0.004563	0.005179	0.003387	0.003869	0.003363	0.003606	0.004081	0.003221	0.003593	0.00403	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27

Edificio 1 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección YY – Modelo con la inclusión disipadores viscosos

DRIFT MAXIMO EN DIRECCION YY																	
PISO	1966 EW	1966 NS	1970 EW	1970 NS	1974 EW	1974 NS	ZAR 74 EW	ZAR 74 NS	2001 EW	2001 NS	2005 EW	2005 NS	ICA 2007 EW	ICA 2007 NS	PROMEDIO	HAZUS (MAX)	
	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	
T3	0.003506	0.002915	0.003295	0.002798	0.003248	0.003429	0.002517	0.003773	0.002322	0.002774	0.002879	0.002539	0.002612	0.002316	0.00292	0.005	CUMPLE
T2	0.005074	0.004355	0.004837	0.003938	0.004743	0.004978	0.003569	0.005548	0.003192	0.003949	0.004129	0.0035	0.003661	0.003346	0.00420	0.005	CUMPLE
T1	0.004669	0.004255	0.004557	0.003697	0.004501	0.004759	0.003337	0.005147	0.002964	0.003743	0.003758	0.003275	0.003537	0.003251	0.00396	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

- **Edificio 2 – CC.EE. Estar Colegio**

Tabla 28

Edificio 2 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección XX – Modelo con la inclusión disipadores viscosos

DRIFT MAXIMO EN DIRECCION XX																	
PISO	1966 EW	1966 NS	1970 EW	1970 NS	1974 EW	1974 NS	ZAR 74 EW	ZAR 74 NS	2001 EW	2001 NS	2005 EW	2005 NS	ICA 2007 EW	ICA 2007 NS	PROMEDIO	HAZUS (MAX)	
	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	
T3	0.002071	0.002512	0.001841	0.002436	0.002341	0.002292	0.002617	0.002032	0.00203	0.001922	0.001958	0.00218	0.001726	0.001905	0.00213	0.005	CUMPLE
T2	0.003697	0.004017	0.003426	0.004073	0.004113	0.00404	0.004594	0.003101	0.003489	0.003025	0.003233	0.003667	0.002855	0.003184	0.00361	0.005	CUMPLE
T1	0.004148	0.004457	0.003827	0.004533	0.004595	0.004563	0.005179	0.003387	0.003869	0.003363	0.003606	0.004081	0.003221	0.003593	0.00403	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29

Edificio 2 - Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección YY – Modelo con la inclusión disipadores viscosos

DRIFT MAXIMO EN DIRECCION YY																	
PISO	1966 EW	1966 NS	1970 EW	1970 NS	1974 EW	1974 NS	ZAR 74 EW	ZAR 74 NS	2001 EW	2001 NS	2005 EW	2005 NS	ICA 2007 EW	ICA 2007 NS	PROMEDIO	HAZUS (MAX)	
	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	
T3	0.003506	0.002915	0.003295	0.002798	0.003248	0.003429	0.002517	0.003773	0.002322	0.002774	0.002879	0.002539	0.002612	0.002316	0.00292	0.005	CUMPLE
T2	0.005074	0.004355	0.004837	0.003938	0.004743	0.004978	0.003569	0.005548	0.003192	0.003949	0.004129	0.0035	0.003661	0.003346	0.00420	0.005	CUMPLE
T1	0.004669	0.004255	0.004557	0.003697	0.004501	0.004759	0.003337	0.005147	0.002964	0.003743	0.003758	0.003275	0.003537	0.003251	0.00396	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

▪ **Edificio 3 – Edificio Multifamiliar Floresta**

Tabla 30

Edificio 3 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección XX – Modelo con la inclusión disipadores viscosos

DRIFT MAXIMO EN DIRECCION XX																	
PISO	1966 EW	1966 NS	1970 EW	1970 NS	1974 EW	1974 NS	ZAR 74 EW	ZAR 74 NS	2001 EW	2001 NS	2005 EW	2005 NS	ICA 2007 EW	ICA 2007 NS	PROMEDIO	HAZUS (MAX)	
	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	
T5	0.002071	0.002512	0.001841	0.002436	0.002341	0.002292	0.002617	0.002032	0.00203	0.001922	0.001958	0.00218	0.001726	0.001905	0.00213	0.005	CUMPLE
T4	0.003697	0.004017	0.003426	0.004073	0.004113	0.00404	0.004594	0.003101	0.003489	0.003025	0.003233	0.003667	0.002855	0.003184	0.00361	0.005	CUMPLE
T3	0.004148	0.004457	0.003827	0.004533	0.004595	0.004563	0.005179	0.003387	0.003869	0.003363	0.003606	0.004081	0.003221	0.003593	0.00403	0.005	CUMPLE
T2	0.003697	0.004017	0.003426	0.004073	0.004113	0.00404	0.004594	0.003101	0.003489	0.003025	0.003233	0.003667	0.002855	0.003184	0.00411	0.005	CUMPLE
T1	0.004148	0.004457	0.003827	0.004533	0.004595	0.004563	0.005179	0.003387	0.003869	0.003363	0.003606	0.004081	0.003221	0.003593	0.00353	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31

Edificio 3 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección YY – Modelo con la inclusión disipadores viscosos

DRIFT MAXIMO EN DIRECCION YY																	
PISO	1966 EW	1966 NS	1970 EW	1970 NS	1974 EW	1974 NS	ZAR 74 EW	ZAR 74 NS	2001 EW	2001 NS	2005 EW	2005 NS	ICA 2007 EW	ICA 2007 NS	PROMEDIO	HAZUS (MAX)	
	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	
T5	0.003506	0.002915	0.003295	0.002798	0.003248	0.003429	0.002517	0.003773	0.002322	0.002774	0.002879	0.002539	0.002612	0.002316	0.00292	0.005	CUMPLE
T4	0.005074	0.004355	0.004837	0.003938	0.004743	0.004978	0.003569	0.005548	0.003192	0.003949	0.004129	0.0035	0.003661	0.003346	0.00420	0.005	CUMPLE
T3	0.004669	0.004255	0.004557	0.003697	0.004501	0.004759	0.003337	0.005147	0.002964	0.003743	0.003758	0.003275	0.003537	0.003251	0.00396	0.005	CUMPLE
T2	0.005074	0.004355	0.004837	0.003938	0.004743	0.004978	0.003569	0.005548	0.003192	0.003949	0.004129	0.0035	0.003661	0.003346	0.00370	0.005	CUMPLE
T1	0.004669	0.004255	0.004557	0.003697	0.004501	0.004759	0.003337	0.005147	0.002964	0.003743	0.003758	0.003275	0.003537	0.003251	0.00356	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

- Edificio 4 – Hospedaje Brickell

Tabla 32

Edificio 4 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección XX – Modelo con la inclusión disipadores viscosos

DRIFT MAXIMO EN DIRECCION XX																	
PISO	1966 EW	1966 NS	1970 EW	1970 NS	1974 EW	1974 NS	ZAR 74 EW	ZAR 74 NS	2001 EW	2001 NS	2005 EW	2005 NS	ICA 2007 EW	ICA 2007 NS	PROMEDIO	HAZUS (MAX)	
	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	
T3	0.002071	0.002512	0.001841	0.002436	0.002341	0.002292	0.002617	0.002032	0.00203	0.001922	0.001958	0.00218	0.001726	0.001905	0.00213	0.005	CUMPLE
T2	0.003697	0.004017	0.003426	0.004073	0.004113	0.00404	0.004594	0.003101	0.003489	0.003025	0.003233	0.003667	0.002855	0.003184	0.00361	0.005	CUMPLE
T1	0.004148	0.004457	0.003827	0.004533	0.004595	0.004563	0.005179	0.003387	0.003869	0.003363	0.003606	0.004081	0.003221	0.003593	0.00403	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33

Edificio 4 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección YY – Modelo con la inclusión disipadores viscosos

DRIFT MAXIMO EN DIRECCION YY																	
PISO	1966 EW	1966 NS	1970 EW	1970 NS	1974 EW	1974 NS	ZAR 74 EW	ZAR 74 NS	2001 EW	2001 NS	2005 EW	2005 NS	ICA 2007 EW	ICA 2007 NS	PROMEDIO	HAZUS (MAX)	
	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	
T3	0.003506	0.002915	0.003295	0.002798	0.003248	0.003429	0.002517	0.003773	0.002322	0.002774	0.002879	0.002539	0.002612	0.002316	0.00292	0.005	CUMPLE
T2	0.005074	0.004355	0.004837	0.003938	0.004743	0.004978	0.003569	0.005548	0.003192	0.003949	0.004129	0.0035	0.003661	0.003346	0.00420	0.005	CUMPLE
T1	0.004669	0.004255	0.004557	0.003697	0.004501	0.004759	0.003337	0.005147	0.002964	0.003743	0.003758	0.003275	0.003537	0.003251	0.00396	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

▪ **Edificio 5 – Edificio Multifamiliar Dual Tower**

Tabla 34

Edificio 5 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección XX – Modelo con la inclusión disipadores viscosos

DRIFT MAXIMO EN DIRECCION XX																	
PISO	1966 EW	1966 NS	1970 EW	1970 NS	1974 EW	1974 NS	ZAR 74 EW	ZAR 74 NS	2001 EW	2001 NS	2005 EW	2005 NS	ICA 2007 EW	ICA 2007 NS	PROMEDIO	HAZUS (MAX)	
	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	Dir - X	
T5	0.002071	0.002512	0.001841	0.002436	0.002341	0.002292	0.002617	0.002032	0.00203	0.001922	0.001958	0.00218	0.001726	0.001905	0.00213	0.005	CUMPLE
T4	0.003697	0.004017	0.003426	0.004073	0.004113	0.00404	0.004594	0.003101	0.003489	0.003025	0.003233	0.003667	0.002855	0.003184	0.00361	0.005	CUMPLE
T3	0.004148	0.004457	0.003827	0.004533	0.004595	0.004563	0.005179	0.003387	0.003869	0.003363	0.003606	0.004081	0.003221	0.003593	0.00403	0.005	CUMPLE
T2	0.003697	0.004017	0.003426	0.004073	0.004113	0.00404	0.004594	0.003101	0.003489	0.003025	0.003233	0.003667	0.002855	0.003184	0.00411	0.005	CUMPLE
T1	0.004148	0.004457	0.003827	0.004533	0.004595	0.004563	0.005179	0.003387	0.003869	0.003363	0.003606	0.004081	0.003221	0.003593	0.00353	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35

Edificio 5 – Promedio de las derivas máximas obtenidas del análisis tiempo – historia no lineal para cada registro y dirección YY – Modelo con la inclusión disipadores viscosos

DRIFT MAXIMO EN DIRECCION YY																	
PISO	1966 EW	1966 NS	1970 EW	1970 NS	1974 EW	1974 NS	ZAR 74 EW	ZAR 74 NS	2001 EW	2001 NS	2005 EW	2005 NS	ICA 2007 EW	ICA 2007 NS	PROMEDIO	HAZUS (MAX)	
	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	Dir - Y	
T5	0.003506	0.002915	0.003295	0.002798	0.003248	0.003429	0.002517	0.003773	0.002322	0.002774	0.002879	0.002539	0.002612	0.002316	0.00292	0.005	CUMPLE
T4	0.005074	0.004355	0.004837	0.003938	0.004743	0.004978	0.003569	0.005548	0.003192	0.003949	0.004129	0.0035	0.003661	0.003346	0.00420	0.005	CUMPLE
T3	0.004669	0.004255	0.004557	0.003697	0.004501	0.004759	0.003337	0.005147	0.002964	0.003743	0.003758	0.003275	0.003537	0.003251	0.00396	0.005	CUMPLE
T2	0.005074	0.004355	0.004837	0.003938	0.004743	0.004978	0.003569	0.005548	0.003192	0.003949	0.004129	0.0035	0.003661	0.003346	0.00370	0.005	CUMPLE
T1	0.004669	0.004255	0.004557	0.003697	0.004501	0.004759	0.003337	0.005147	0.002964	0.003743	0.003758	0.003275	0.003537	0.003251	0.00356	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Respuestas de la cortante en la base

- **Edificio 1 – Edificio Colegio Fray Luis de León**

Tabla 36

Edificio 1 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje XX

CORTANTE BASAL (Ton)- DIRECCION XX				
EDIFICACION SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES DIAGONAL (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES DIAGONAL (LINEAL $\alpha=1$)	CON DISIPADORES CHEVRON (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES CHEVRON (LINEAL $\alpha=1$)
2576.04	1252.10	1527.06	1356.66	1536.32

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37

Edificio 1 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje YY

CORTANTE BASAL (Ton)- DIRECCION YY				
EDIFICACION SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES DIAGONAL (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES DIAGONAL (LINEAL $\alpha=1$)	CON DISIPADORES CHEVRON (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES CHEVRON (LINEAL $\alpha=1$)
2193.93	1467.36	1511.96	1471.38	1504.28

Fuente: Elaboración propia

- **Edificio 2 – CC.EE. Estar Colegio**

Tabla 38

Edificio 2 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje XX

CORTANTE BASAL (Ton)- DIRECCION XX				
EDIFICACION SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES DIAGONAL (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES DIAGONAL (LINEAL $\alpha=1$)	CON DISIPADORES CHEVRON (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES CHEVRON (LINEAL $\alpha=1$)
2976.40	1252.10	1527.06	1356.66	1536.32

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39

Edificio 2 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje YY

CORTANTE BASAL (Ton)- DIRECCION YY				
EDIFICACION SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES DIAGONAL (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES DIAGONAL (LINEAL $\alpha=1$)	CON DISIPADORES CHEVRON (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES CHEVRON (LINEAL $\alpha=1$)
2893.50	1467.36	1511.96	1471.38	1504.28

Fuente: Elaboración propia

- **Edificio 3 – Edificio Multifamiliar Floresta**

Tabla 40

Edificio 3 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje XX

CORTANTE BASAL (Ton)- DIRECCION XX				
EDIFICACION SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES DIAGONAL (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES DIAGONAL (LINEAL $\alpha=1$)	CON DISIPADORES CHEVRON (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES CHEVRON (LINEAL $\alpha=1$)
4576.04	2 252.10	1527.06	1356.66	1536.32

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41

Edificio 3 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje YY

CORTANTE BASAL (Ton)- DIRECCION YY				
EDIFICACION SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES DIAGONAL (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES DIAGONAL (LINEAL $\alpha=1$)	CON DISIPADORES CHEVRON (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES CHEVRON (LINEAL $\alpha=1$)
4193.93	2467.36	1511.96	1471.38	1504.28

Fuente: Elaboración propia

- **Edificio 4 – Hospedaje Brickell**

Tabla 42

Edificio 4 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje XX

CORTANTE BASAL (Ton)- DIRECCION XX				
EDIFICACION SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES DIAGONAL (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES DIAGONAL (LINEAL $\alpha=1$)	CON DISIPADORES CHEVRON (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES CHEVRON (LINEAL $\alpha=1$)
2576.04	1252.10	1527.06	1356.66	1536.32

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43

Edificio 4 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje YY

CORTANTE BASAL (Ton)- DIRECCION YY				
EDIFICACION SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES DIAGONAL (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES DIAGONAL (LINEAL $\alpha=1$)	CON DISIPADORES CHEVRON (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES CHEVRON (LINEAL $\alpha=1$)
2193.93	1467.36	1511.96	1471.38	1504.28

Fuente: Elaboración propia

▪ **Edificio 5 – Edificio Multifamiliar Dual Tower**

Tabla 44

Edificio 5 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje XX

CORTANTE BASAL (Ton)- DIRECCION XX				
EDIFICACION SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES DIAGONAL (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES DIAGONAL (LINEAL $\alpha=1$)	CON DISIPADORES CHEVRON (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES CHEVRON (LINEAL $\alpha=1$)
4754.20	2965.32	1527.06	1356.66	1536.32

Fuente: Elaboración propia

Tabla 45

Edificio 5 – Cortante máxima en la base para cada disposición – Eje YY

CORTANTE BASAL (Ton)- DIRECCION YY				
EDIFICACION SIN DISIPADORES	CON DISIPADORES DIAGONAL (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES DIAGONAL (LINEAL $\alpha=1$)	CON DISIPADORES CHEVRON (NO LINEAL $\alpha=0.5$)	CON DISIPADORES CHEVRON (LINEAL $\alpha=1$)
4852.302	2836.35	1511.96	1471.38	1504.28

Fuente: Elaboración propia

Como se ha venido dando en todas las respuestas la disposición diagonal Simple no Lineal $\alpha = 0.5$ es la que menor respuesta exhibe en la mayoría de los resultados, con respecto a la Cortante en la base también muestra una notable reducción de aproximadamente 51% respecto a la edificación sin disipadores en la dirección XX.

Las respuestas en la dirección YY son prácticamente similares esto debido a que en este eje no hubo cambios y se mantuvo la disposición Diagonal Simple.

4.3.3. Respuesta histerética del dispositivo

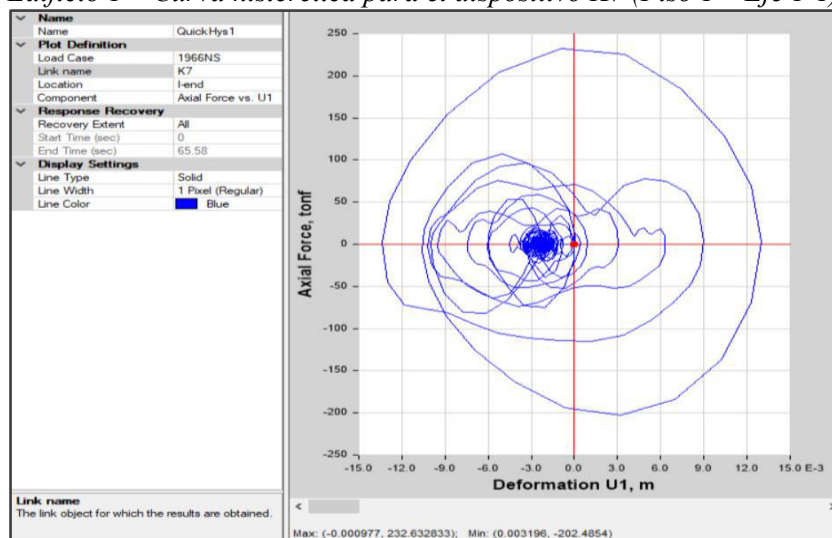
- **Edificio 1 – Edificio Colegio Fray Luis de León**

Disipadores diagonales no lineal $\alpha = 0.5$

Dirección XX

Figura 47

Edificio 1 – Curva histerética para el dispositivo K7 (Piso 1 – Eje 1-1)

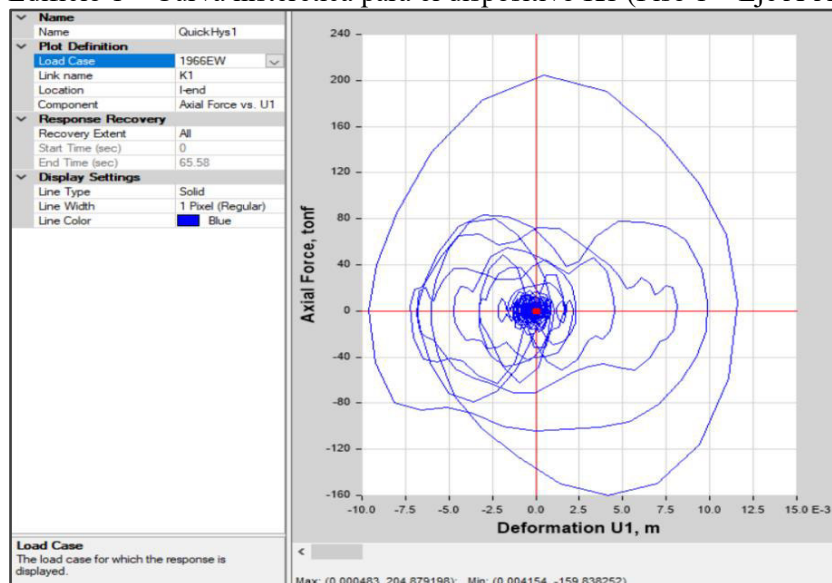


Fuente: Elaboración propia

Dirección YY

Figura 48

Edificio 1 – Curva histerética para el dispositivo K1 (Piso 1 – Eje A-A)



Fuente: Elaboración propia

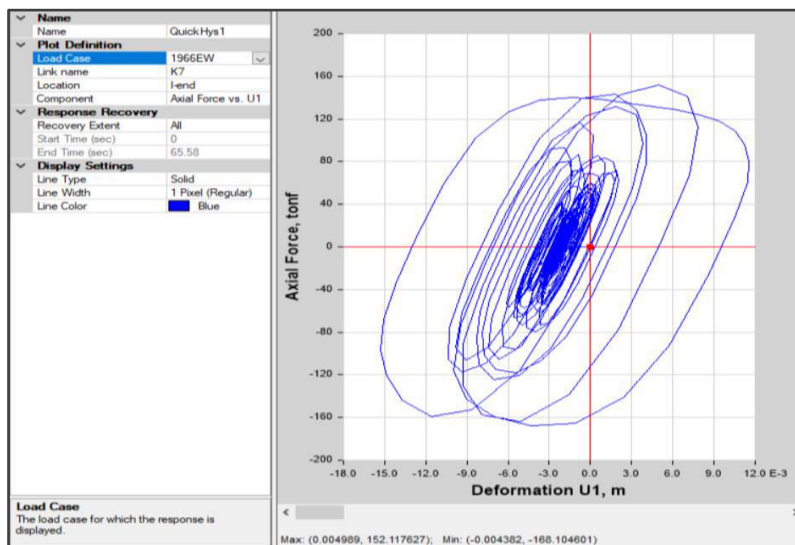
▪ **Edificio 2 – CC.EE. Estar Colegio**

Disipadores diagonales no lineal $\alpha = 0.5$

Dirección XX

Figura 49

Edificio 2 – Curva histerética para el dispositivo K7 (Piso 1 – Eje 1-1) – Chevron no lineal $\alpha=0.5$

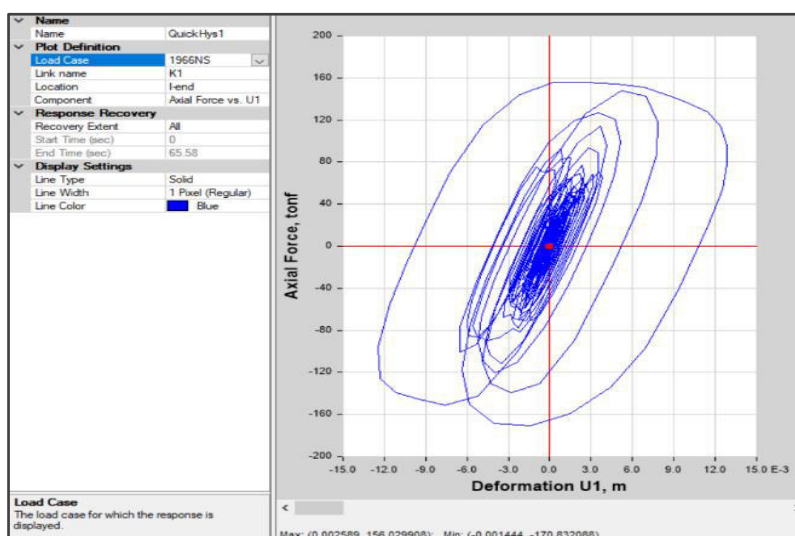


Fuente: Elaboración propia

Dirección YY

Figura 50

Edificio 2 – Curva histerética para el dispositivo K1 (Piso 1 – Eje A-A) – Chevron no lineal $\alpha=0.5$



Fuente: Elaboración propia

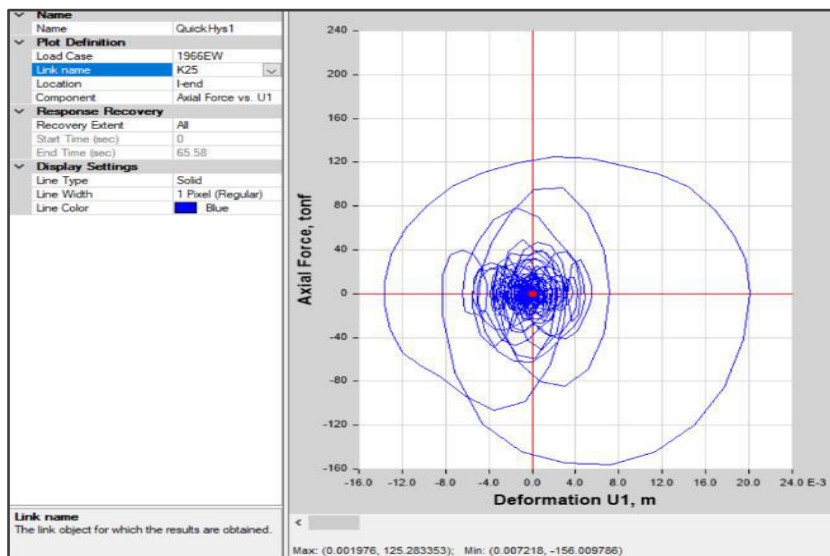
▪ **Edificio 3 – Edificio Multifamiliar Floresta**

Disipadores diagonales no lineal $\alpha = 0.5$

Dirección XX

Figura 51

*Edificio 3 – Curva histerética para el dispositivo K25 (Piso 1 – Eje 1-1)
Diagonal simple lineal $\alpha=0.5$*

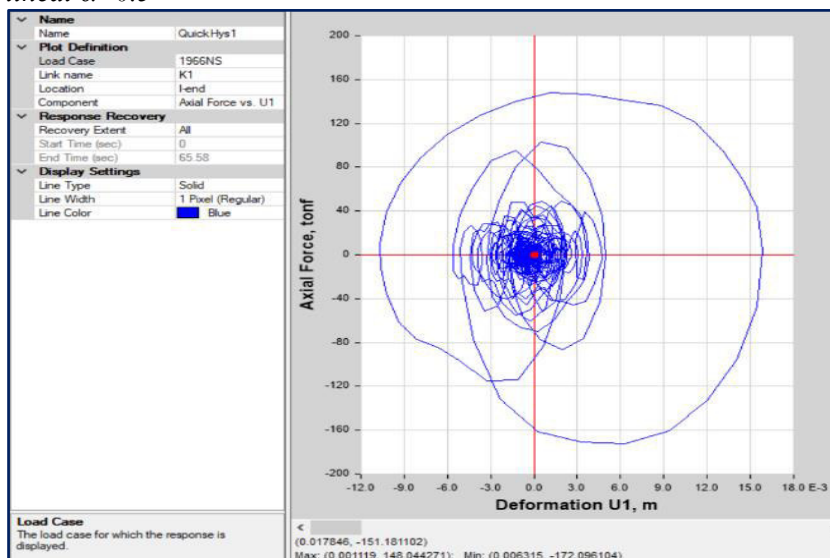


Fuente: Elaboración propia

Dirección YY

Figura 52

Edificio 3 – Curva histerética para el dispositivo K1 (Piso 1 – Eje A-A) – Diagonal simple lineal $\alpha=0.5$



Fuente: Elaboración propia

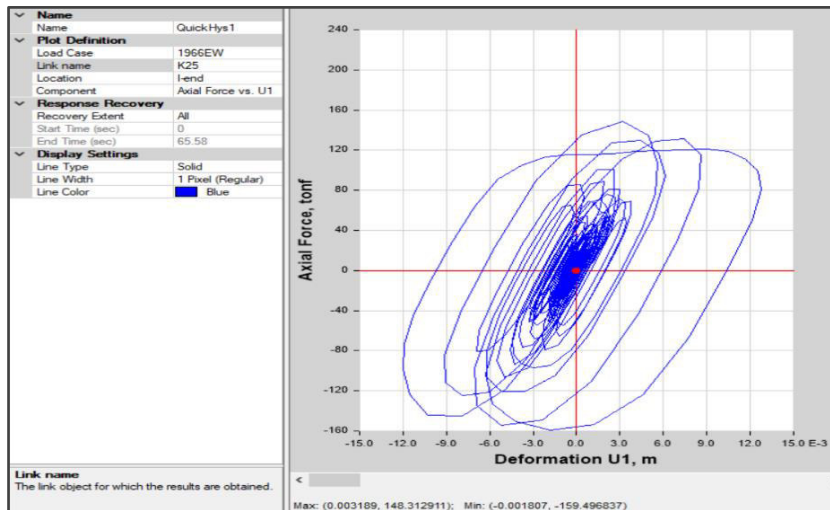
▪ **Edificio 4 – Hospedaje Brickell**

Disipadores diagonales no lineal $\alpha = 0.5$

Dirección XX

Figura 53

Edificio 4 – Curva histerética para el dispositivo K25 – Diagonal simple no lineal $\alpha=0.5$

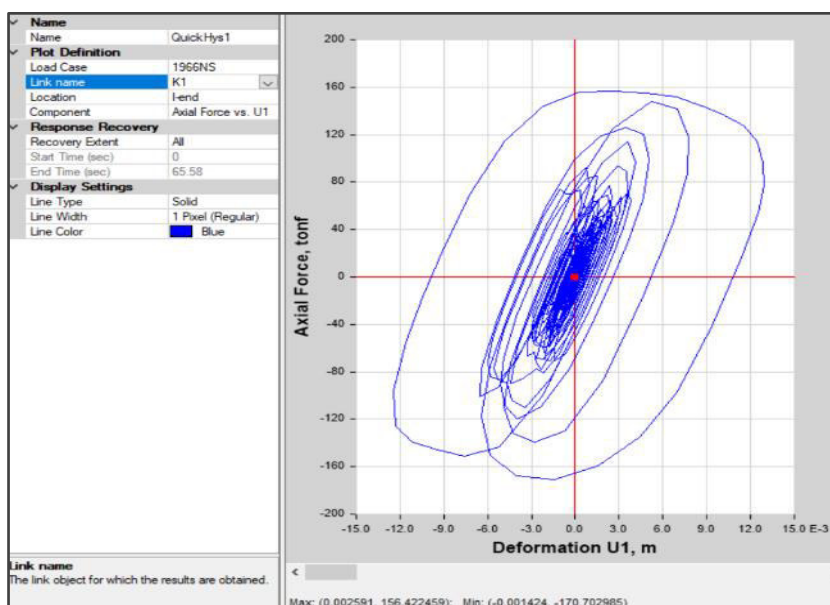


Fuente: Elaboración propia

Dirección YY

Figura 54

Edificio 4 – Curva histerética para el dispositivo K1 (Piso 1 – Eje A-A) – Diagonal simple no lineal



Fuente: Elaboración propia

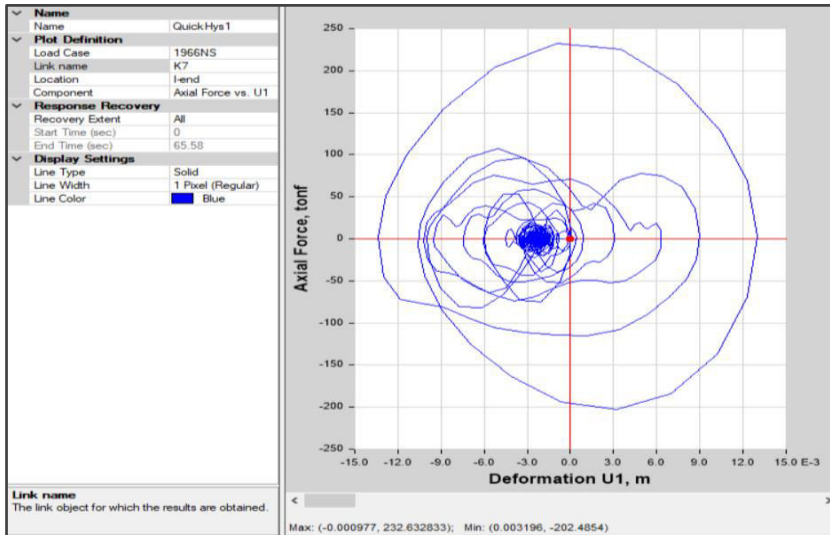
▪ **Edificio 5 – Edificio Multifamiliar Dual Tower**

Disipadores diagonales no lineal $\alpha = 0.5$

Dirección XX

Figura 55

Edificio 5 – Curva histerética para el dispositivo K12 (Piso 1 – Eje I-1)

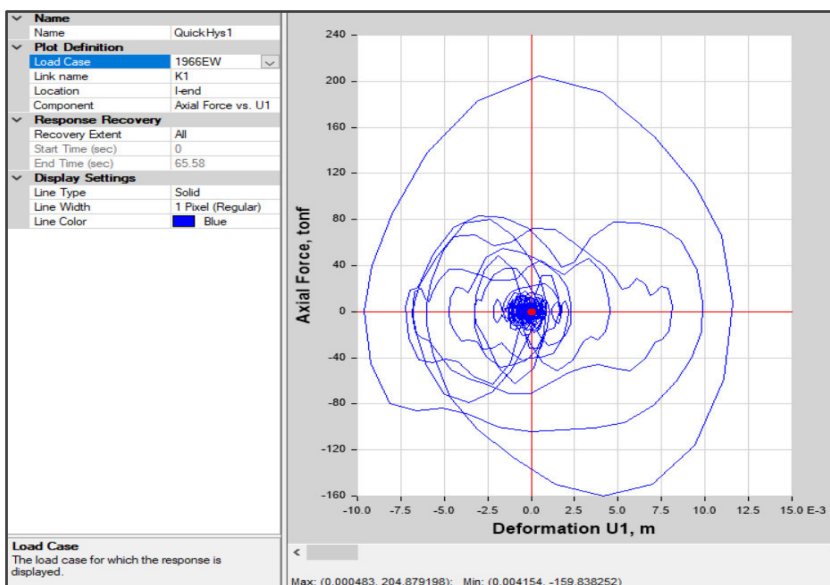


Fuente: Elaboración propia

Dirección YY

Figura 56

Edificio 5 – Curva histerética para el dispositivo K10 (Piso 1 – Eje A-A)



Fuente: Elaboración propia

Se verifico la curva esfuerzo deformación cíclica en los dispositivos y se contrasto que en todas las disposiciones lineales muestran una forma elíptica con curvas paralelas ala eje de las abscisas típico de un disipador lineal dependiente de la velocidad. Además, se contrasto que la deformación máxima en el disipador es de 20 mm.

Con respecto las disposiciones no lineales si bien las cuervas esfuerzo deformación muestran una inclinación debido al alto amortiguamiento que están generando la tendencia de la forma elíptica se mantiene y la deformación máxima en el disipador es de 13 mm con ello se muestra que los dispositivos se encuentran trabajando de manera correcta.

4.3.4. Respuesta de las frecuencias y periodos fundamentales

A continuación, se detallan las respuestas de las frecuencias y periodos fundamentales en las direcciones XX y YY de las 5 edificaciones analizadas:

- Edificio 1 – Colegio Fray Luis de León

Tabla 46

Edificio 1 – Formas de vibración, periodos y masas participativas de la edificación con disipadores

MODOS DE VIBRACION Y MASA PARTICIPATIVAS														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.499	0.0001	0.8635	2.54E-06	0.0001	0.8635	2.54E-06	0.0256	1.83E-06	0.0023	0.0256	1.83E-06	0.0023
Modal	2	0.45	0.9057	0.0001	0.0001	0.9058	0.8636	0.0001	0	0.0184	3.56E-05	0.0256	0.0184	0.0023
Modal	3	0.416	4.22E-05	0.0019	9.87E-07	0.9058	0.8656	0.0001	4.70E-05	1.07E-05	0.8974	0.0256	0.0185	0.8997
Modal	4	0.134	0.0001	0.0913	0.001	0.9059	0.9569	0.0011	0.0721	0.0008	0.0098	0.0977	0.0193	0.9095
Modal	5	0.126	0.0037	0.0036	0.047	0.9096	0.9604	0.0481	0.0016	0.0069	0.0017	0.0993	0.0262	0.9112
Modal	6	0.1	9.02E-07	0.0226	0.001	0.9096	0.983	0.0491	0.0092	0.0027	0.0736	0.1085	0.029	0.9848
Modal	7	0.069	1.01E-05	0.0009	0.244	0.9096	0.9839	0.2931	0.0037	0.0002	0.0003	0.1122	0.0291	0.9851
Modal	8	0.068	9.35E-06	0.0101	0.0223	0.9097	0.994	0.3154	0.0003	0.0001	0.0101	0.1124	0.0293	0.9952
Modal	9	0.047	0.0001	9.28E-07	0.0668	0.9098	0.994	0.3822	0.0002	0.1747	0	0.1126	0.2039	0.9952
Modal	10	0.043	7.69E-06	0.0004	0.0009	0.9098	0.9944	0.3831	0.0015	0.0048	0.0004	0.1141	0.2087	0.9956
Modal	11	0.039	0.0003	0	0.0421	0.9101	0.9944	0.4252	5.54E-06	0.095	9.70E-07	0.1141	0.3037	0.9956
Modal	12	0.037	0.0001	2.57E-05	0.055	0.9932	0.9917	0.5376	0.0067	0.0014	0.0001	0.1573	0.1497	0.8752

- Edificio 2 – CC.EE. Estar Colegio

Tabla 47

Edificio 2 – Formas de vibración, periodos y masas participativas de la edificación con disipadores

PERIODOS Y MASA PARCIPATIVA														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.407	0.0005	0.7944	0	0.0005	0.7944	0	0.1972	0.0001	0.0156	0.1972	0.0001	0.1772
Modal	2	0.439	0.7994	0.0014	0	0.7999	0.7958	0	0.0005	0.1892	0.0169	0.1977	0.1893	0.2164
Modal	3	0.596	0.0173	0.0139	0	0.8172	0.8097	0	0.0039	0.0046	0.7854	0.2015	0.1939	0.8121
Modal	4	0.244	0.0002	0.102	0	0.8175	0.9117	0	0.547	0.0017	0.0024	0.7485	0.1956	0.8392
Modal	5	0.227	0.1028	0.0006	0	0.9203	0.9123	0	0.0029	0.5724	0.0018	0.7513	0.768	0.8394
Modal	6	0.183	0.0019	0.0022	0	0.9222	0.9146	0	0.012	0.0109	0.0984	0.7634	0.7789	0.9154
Modal	7	0.123	0.0006	0.0387	0	0.9228	0.9533	0	0.0824	0.0013	0.0012	0.8458	0.7803	0.9258
Modal	8	0.117	0.0357	0.001	0	0.9585	0.9543	0	0.0021	0.0776	0.0002	0.8479	0.8579	0.9258
Modal	9	0.094	0.0007	0.0013	0	0.9593	0.9556	0	0.0026	0.0013	0.0359	0.8506	0.8592	0.9555
Modal	10	0.071	0.0054	0.014	0	0.9647	0.9696	0	0.0514	0.0208	0.0012	0.9019	0.88	0.9609
Modal	11	0.069	0.0138	0.0065	0	0.9785	0.9761	0	0.0236	0.0528	2.02E-05	0.9255	0.9328	0.9609
Modal	12	0.055	0.0004	0.0012	0	0.9789	0.9773	0	0.0045	0.0015	0.019	0.9301	0.9343	0.9773

- Edificio 3 – Edificio Multifamiliar Floresta

Tabla 48

Edificio 3 – Formas de vibración, periodos y masas participativas de la edificación con disipadores

PERIODOS Y MASA PARTICIPATIVA														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.607	0.0005	0.8544	0	0.0005	0.7944	0	0.1972	0.0001	0.0156	0.1972	0.0001	0.1772
Modal	2	0.639	0.8694	0.0014	0	0.7999	0.7958	0	0.0005	0.1892	0.0169	0.1977	0.1893	0.2164
Modal	3	0.696	0.0173	0.0139	0	0.8172	0.8097	0	0.0039	0.0046	0.7854	0.2015	0.1939	0.8121
Modal	4	0.244	0.0002	0.102	0	0.8175	0.9117	0	0.547	0.0017	0.0024	0.7485	0.1956	0.8392
Modal	5	0.227	0.1028	0.0006	0	0.9203	0.9123	0	0.0029	0.5724	0.0018	0.7513	0.768	0.8394
Modal	6	0.183	0.0019	0.0022	0	0.9222	0.9146	0	0.012	0.0109	0.0984	0.7634	0.7789	0.9154
Modal	7	0.123	0.0006	0.0387	0	0.9228	0.9533	0	0.0824	0.0013	0.0012	0.8458	0.7803	0.9258
Modal	8	0.117	0.0357	0.001	0	0.9585	0.9543	0	0.0021	0.0776	0.0002	0.8479	0.8579	0.9258
Modal	9	0.094	0.0007	0.0013	0	0.9593	0.9556	0	0.0026	0.0013	0.0359	0.8506	0.8592	0.9555
Modal	10	0.071	0.0054	0.014	0	0.9647	0.9696	0	0.0514	0.0208	0.0012	0.9019	0.88	0.9609
Modal	11	0.069	0.0138	0.0065	0	0.9785	0.9761	0	0.0236	0.0528	2.02E-05	0.9255	0.9328	0.9609
Modal	12	0.055	0.0004	0.0012	0	0.9789	0.9773	0	0.0045	0.0015	0.019	0.9301	0.9343	0.9773

- Edificio 4 – Hospedaje Brickell

Tabla 49

Edificio 4 – Formas de vibración, periodos y masas participativas de la edificación con disipadores

PERIODOS Y MASA PARTICIPATIVA														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.307	0.0005	0.8544	0	0.0005	0.7944	0	0.1972	0.0001	0.0156	0.1972	0.0001	0.1772
Modal	2	0.339	0.8694	0.0014	0	0.7999	0.7958	0	0.0005	0.1892	0.0169	0.1977	0.1893	0.2164
Modal	3	0.396	0.0173	0.0139	0	0.8172	0.8097	0	0.0039	0.0046	0.7854	0.2015	0.1939	0.8121
Modal	4	0.244	0.0002	0.102	0	0.8175	0.9117	0	0.547	0.0017	0.0024	0.7485	0.1956	0.8392
Modal	5	0.227	0.1028	0.0006	0	0.9203	0.9123	0	0.0029	0.5724	0.0018	0.7513	0.768	0.8394
Modal	6	0.183	0.0019	0.0022	0	0.9222	0.9146	0	0.012	0.0109	0.0984	0.7634	0.7789	0.9154
Modal	7	0.123	0.0006	0.0387	0	0.9228	0.9533	0	0.0824	0.0013	0.0012	0.8458	0.7803	0.9258
Modal	8	0.117	0.0357	0.001	0	0.9585	0.9543	0	0.0021	0.0776	0.0002	0.8479	0.8579	0.9258
Modal	9	0.094	0.0007	0.0013	0	0.9593	0.9556	0	0.0026	0.0013	0.0359	0.8506	0.8592	0.9555
Modal	10	0.071	0.0054	0.014	0	0.9647	0.9696	0	0.0514	0.0208	0.0012	0.9019	0.88	0.9609
Modal	11	0.069	0.0138	0.0065	0	0.9785	0.9761	0	0.0236	0.0528	2.02E-05	0.9255	0.9328	0.9609
Modal	12	0.055	0.0004	0.0012	0	0.9789	0.9773	0	0.0045	0.0015	0.019	0.9301	0.9343	0.9773

- Edificio 5 – Edificio Multifamiliar Dual Tower

Tabla 50

Edificio 5 – Formas de vibración, periodos y masas participativas de la edificación con disipadores

PERIODOS Y MASA PARTICIPATIVA														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.507	0.0005	0.952	0	0.0005	0.7944	0	0.1972	0.0001	0.0156	0.1972	0.0001	0.1772
Modal	2	0.539	0.904	0.0014	0	0.7999	0.7958	0	0.0005	0.1892	0.0169	0.1977	0.1893	0.2164
Modal	3	0.596	0.0173	0.0139	0	0.8172	0.8097	0	0.0039	0.0046	0.7854	0.2015	0.1939	0.8121
Modal	4	0.244	0.0002	0.102	0	0.8175	0.9117	0	0.547	0.0017	0.0024	0.7485	0.1956	0.8392
Modal	5	0.227	0.1028	0.0006	0	0.9203	0.9123	0	0.0029	0.5724	0.0018	0.7513	0.768	0.8394
Modal	6	0.183	0.0019	0.0022	0	0.9222	0.9146	0	0.012	0.0109	0.0984	0.7634	0.7789	0.9154
Modal	7	0.123	0.0006	0.0387	0	0.9228	0.9533	0	0.0824	0.0013	0.0012	0.8458	0.7803	0.9258
Modal	8	0.117	0.0357	0.001	0	0.9585	0.9543	0	0.0021	0.0776	0.0002	0.8479	0.8579	0.9258
Modal	9	0.094	0.0007	0.0013	0	0.9593	0.9556	0	0.0026	0.0013	0.0359	0.8506	0.8592	0.9555
Modal	10	0.071	0.0054	0.014	0	0.9647	0.9696	0	0.0514	0.0208	0.0012	0.9019	0.88	0.9609
Modal	11	0.069	0.0138	0.0065	0	0.9785	0.9761	0	0.0236	0.0528	2.02E-05	0.9255	0.9328	0.9609
Modal	12	0.055	0.0004	0.0012	0	0.9789	0.9773	0	0.0045	0.0015	0.019	0.9301	0.9343	0.9773

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se culminó el análisis en los 5 edificios con la incorporación de los disipadores de fluido viscoso en la disposición diagonal y chevron brace y se comparó con los resultados de los análisis sin la incorporación de los disipadores, donde se puede apreciar las reducciones significativas de las respuestas estructurales en ambas direcciones, los desplazamientos relativos de entrepiso disminuyeron hasta en un 40%, también la reducción de la fuerza cortante en la base es considerable con una reducción de hasta el 50%, y por último los periodos de vibración fundamental se mantuvieron constantes ya que el disipador fluido viscoso solo le añade amortiguamiento al sistema mas no rigidez lateral. Se detallan las respuestas en el cuadro siguiente:

Tabla 51

Comparación de las respuestas estructurales para cada edificio en la dirección XX

RESPUESTAS ESTRUCTURALES -DIRECCION XX							
DESCRIPCION DE CADA EDIFICACION	SISTEMA ESTRUCTURAL	RESPUESTAS SISMICAS SIN DISIPADORES			RESPUESTAS SISMICAS CON DISIPADORES		
		DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAXIMO DE ENTREPISO	FUERZA CORTANTE EN LA BASE (TON)	PERIODOS DE VIBRACION FUNDAMENTAL (SEG)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAXIMO DE ENTREPISO	FUERZA CORTANTE EN LA BASE (TON)	PERIODOS DE VIBRACION FUNDAMENTAL (SEG)
EDIFICIO 1-COLEGIO FRAY LUIS DE LEON-3 NIVELES	PORTICOS DE CONCRETO ARMADO	0.0082	2576.04	0.50	0.0040	1252.10	0.50
EDIFICIO 2-STAR COLEGIO -3 NIVELES	PORTICOS DE CONCRETO ARMADO	0.0092	2976.40	0.41	0.0042	1356.66	0.41
EDIFICIO 3-MULTIFAMILIAR FLORESTA - 5 NIVELES	MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO	0.0091	4576.04	0.68	0.0036	2252.10	0.61
EDIFICIO 4-HOSPEDAJE BRICKELL - 3 NIVELES	PORTICOS DE CONCRETO ARMADO	0.0083	2286.04	0.38	0.0040	1536.32	0.31
EDIFICIO 5-MULTIFAMILIAR DUAL TOWER-5 NIVELES	DUAL DE CONCRETO ARMADO	0.0090	4754.20	0.51	0.0041	2965.32	0.51

Tabla 52

Comparación de las respuestas estructurales para cada edificio en la dirección YY

RESPUESTAS ESTRUCTURALES -DIRECCION YY							
DESCRIPCION DE CADA EDIFICACION	SISTEMA ESTRUCTURAL	RESPUESTAS SISMICAS SIN DISIPADORES			RESPUESTAS SISMICAS CON DISIPADORES		
		DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAXIMO DE ENTREPISO	FUERZA CORTANTE EN LA BASE (TON)	PERIODOS DE VIBRACION FUNDAMENTAL (SEG)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAXIMO DE ENTREPISO	FUERZA CORTANTE EN LA BASE (TON)	PERIODOS DE VIBRACION FUNDAMENTAL (SEG)
EDIFICIO 1-COLEGIO FRAY LUIS DE LEON-3 NIVELES	PORTICOS DE CONCRETO ARMADO	0.0113	2193.93	0.455	0.0041	1467.36	0.45
EDIFICIO 2-STAR COLEGIO -3 NIVELES	PORTICOS DE CONCRETO ARMADO	0.0078	2893.50	0.440	0.0042	1471.38	0.439
EDIFICIO 3-MULTIFAMILIAR FLORESTA - 5 NIVELES	MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO	0.0100	4193.93	0.640	0.0039	2467.36	0.639
EDIFICIO 4-HOSPEDAJE BRICKELL - 3 NIVELES	PORTICOS DE CONCRETO ARMADO	0.0090	2293.95	0.340	0.0041	1511.96	0.339
EDIFICIO 5-MULTIFAMILIAR DUAL TOWER-5 NIVELES	DUAL DE CONCRETO ARMADO	0.0110	4852.30	0.540	0.0042	2836.35	0.539

VI. CONCLUSIONES

- ❖ Basándose en los resultados obtenidos se ejemplifica la efectividad del TMDI modelado como amortiguador clásico para suprimir el modo fundamental de vibración para estructuras lineales MDOF. Se concluye que la incorporación del inerte en la configuración TMDI propuesta puede reemplazar parte de la masa vibratoria para lograr soluciones ligeras de control de vibraciones pasivas o mejorar el rendimiento estructural del sistema para la protección sísmica esperada
- ❖ En las 5 edificaciones analizadas con disipadores se alcanzó **desplazamientos relativos de entrepiso** menores a 0.005 en comparación a las edificaciones sin disipadores que superan la norma E.030, el cual se confirma el buen desempeño estructural que tendrán los edificios durante un movimiento sísmico de gran magnitud.
- ❖ Asimismo, se evaluó las 5 edificaciones analizadas con la disposición diagonal Simple no Lineal $\alpha = 0.5$ donde las respuestas de las **cortante en la base** muestran una notable reducción de aproximadamente 50% para las direcciones XX y YY respecto a la edificación sin amortiguador.
- ❖ También en las 5 edificaciones analizadas con disipadores, prácticamente las **frecuencias y periodos** fundamentales de vibración tanto traslacionales y rotaciones se mantienen constantes con respecto a las edificaciones sin disipadores con ello se demuestra que el sistema estructural con disipadores solo añade amortiguamiento a la edificación mas no rigidez.
- ❖ Los **lazos histeréticos** muestran un adecuado comportamiento en todas las edificaciones con disipadores de fluido viscoso, formando curvas elípticas con

una relativa inclinación, pero con tendencia al eje horizontal de las abscisas, el cual confirma el buen desempeño que tendrán los dispositivos de amortiguamiento frente a un sismo.

- ❖ Por lo tanto, se contrastó que la elección del disipador en la disposición configuración y disposición espacial en la estructura en las 5 edificaciones son eficientes y se mantendrían como la **mejor alternativa**.
- ❖ El TMDI puede verse como una generalización clásica del uso de disipadores de energía en estructuras primarias MDOF excitadas y todos los enfoques de sintonización óptimos utilizados en brindan la protección sísmica esperada.

VII. RECOMENDACIONES

- ❖ Siguiendo un procedimiento de optimización estándar, TMDI se beneficia en términos de supresión de vibraciones y la reducción de peso se ha demostrado para la aplicación de múltiples grados de libertad (MDOF). Pero se pueden ampliar diferentes formas de modelamiento para sistemas SDOF.
- ❖ Se aplicó el TMDI para la protección sísmica de estructuras de edificios donde se demostró que permite reducciones significativas en términos de desplazamientos, aceleraciones, También es posible evaluar con los resultados del modelamiento la “carrera” de TMDI en comparación con los disipadores clásicos.

VIII. REFERENCIAS

- Hahin, C. (1998). *Investigation of rack and pinion alignment of the street movable bridge in joliet. Illinois*. Department of Transportation, Illinois, Springfield, IL.
- Hall, J. F., Heaton, T. H., Halling, M. W., & Wald, D. J. (1965). Near-source ground motion and its effects on flexible buildings. *Earthquake Spectra*, 11(4), 569–605. <https://doi.org/10.1193/1.1585828>
- Housner, G. W. (1963). The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 53(2), 403–417. <https://doi.org/10.1785/BSSA0530020403>
- Hwang, J. S., Kim, J., & Kim, Y. M. (2007). Rotational inertia dampers with toggle bracing for vibration control of a building structure. *Eng. Struct.*, 29(6), 1201–1208. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.08.005>
- Ikago, K., Saito, K., & Inoue, N. (2012). Seismic control of single degree of freedom structure using tuned viscous mass damper. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 41(3), 453–474. <https://doi.org/10.1002/eqe.1138>
- Kampas, G., & Makris, N. (2012). Transverse versus longitudinal eigenperiods of multispan seismically isolated bridges. *J. Struct. Eng.*, 193–204. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000436](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000436)
- Kelly, J. M. (1997). *Earthquake-Resistant Design with Rubber*. Springer. <http://dx.doi.org/10.1007/978-1-4471-0971-6>
- Kirkpatrick, P. (1927). Sismic measurements by the overthrow of columns. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 17(2), 95–109. <https://doi.org/10.1785/BSSA0170020095>

- Lanczos, C. (1979). *The Variational Principles of Mechanics*. Dover Publications.
- Lanczos, C. (1979). *The Variational Principles of Mechanics*. Dover Publications.
- Lazar, I. F., Neild, S. A., & Wagg, D. J. (2014). Using an inerter based device for structural vibration suppression. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 43(8), 1129–1147. <https://doi.org/10.1002/eqe.2390>
- Lazar, I. F., Neild, S. A., & Wagg, D. J. (2014). Using an inerter-based device for structural vibration suppression. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 43(8), 1129–1147. <https://doi.org/10.1002/eqe.2390>
- Makris, N. (2014a). A half century of rocking isolation. *Earthquakes Struct.*, 7(6), 1187–1221. <https://doi.org/10.12989/eas.2014.7.6.1187>
- Makris, N. (2014b). The role of the rotational inertia on the seismic resistance of free standing rocking columns and articulated frames. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 104(5), 2226–2239. <https://doi.org/10.1785/0120130064>
- Makris, N., & Chang, S. P. (2000a). Effect of viscous, viscoplastic and friction damping on the response of seismic isolated structure. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 29(1), 85–107. [https://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(200001\)29:1%3C85::AID-EQE902%3E3.0.CO;2-N](https://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/(SICI)1096-9845(200001)29:1%3C85::AID-EQE902%3E3.0.CO;2-N)
- Makris, N., & Chang, S. P. (2000b). Response of damped oscillators to cyclical pulses. *J. Eng. Mech.*, 2(123), 123–131. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2000\)126:2\(123](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:2(123)
- Makris, N., & Kampas, G. (2016). Size versus slenderness: Two competing parameters in the seismic stability of free standing rocking columns. *Bulletin of the*

Seismological Society of America, 116(1),

<https://pubs.geoscienceworld.org/bssa/issue/116/1>.

Makris, N., & Roussos, Y. (2000). Rocking response of rigid blocks under near source ground motions. *Geotechnique*, 50(3), 243–262.
<https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.3.243>

Makris, N., & Vassiliou, M. F. (2014). Are some top heavy structures more stable?. *Journal of Structural Engineering*, 140(5)
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.000093](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.000093)

Makris, N., Kampas, G., & Angelopoulou, D. (2010). The eigenvalues of isolated bridges with transverse restraints at the end abutments. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 39(8), 869–886. <https://doi.org/10.1002/eqe.971>