

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN EL RANGO
INELÁSTICO DE UNA ESTRUCTURA ESENCIAL DE CONCRETO
ARMADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO**

Tesis para optar el título profesional de INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Bill Carlos Moreno Vivanco

ASESOR:

Mag. Ing. Christian Alberto Asmat Garaycochea

Lima, Junio, 2021

Agradecimientos



Agradezco a mis padres, por su apoyo incondicional durante toda mi formación académica y animarme a no rendirme hasta lograr ser un profesional.

A mi hermana, por acompañarme y motivarme a intentar ser una persona correcta y responsable que tenga como ejemplo a seguir.

A mi abuelo, por su enorme cariño demostrado, levantándose temprano e invitándome desayuno cuando yo no podía hacerlo, a pesar de su avanzada edad.

A mi asesor, por su paciencia, dedicación por sus alumnos y exigencia para lograr excelencia académica.

Y a mis amigos y compañeros, por compartir sus conocimientos e incentivar la competencia mutua para ser mejores profesionales.

Resumen

El uso de dispositivos disipadores de energía ha ido aumentando en los últimos años pues no solo contribuyen a lograr los principales objetivos de la ingeniería sismorresistente, tales como la reducción de los daños materiales y pérdidas humanas, sino también evitar la interrupción de los servicios e incrementar las posibilidades de reparación futura de la estructura. Es por ello que la presente investigación pretende aportar al conocimiento sobre el comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado con dispositivos de protección sísmica mediante el estudio del comportamiento inelástico de una estructura con disipadores de fluido viscoso. Para ello, se realiza la evaluación del comportamiento no lineal de un hospital de concreto armado ubicado en Moquegua, al cual se le instalan disipadores de fluido viscoso a fin de reducir las derivas de entrepiso y mejorar el nivel de desempeño frente a sollicitaciones sísmicas severas. En ese sentido, se realiza el modelo matemático del hospital, previamente diseñado, en el software SAP2000 e introducen las propiedades inelásticas de elementos como rótulas plásticas y disipadores, utilizando los diagramas momento-curvatura para cada sección. Además, se evalúa la calificación del nivel de desempeño logrado con los disipadores en comparación a la configuración original. Al respecto, los resultados de la evaluación señalan que los amortiguadores disipan un 75% de la energía de entrada en la dirección X y un 67% para la dirección Y. En cuanto a las derivas, los amortiguadores logran reducirlas en un 74% en la dirección X y un 75% para la dirección Y, alcanzando una deriva máxima de 3.36 % en el entrepiso 1 para la dirección Y. En ese sentido, se demuestra la eficacia de los dispositivos disipadores de energía en la reducción de daños frente a sollicitaciones sísmicas y la importancia de la noción del desempeño inelástico de la estructura y la ductilidad en el análisis no lineal de las estructuras.

Tabla de contenido

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Justificación e importancia:	3
1.2 Alcance:.....	3
1.3 Objetivos:.....	4
1.4 Hipótesis:	4
2. MARCO TEÓRICO	5
2.1. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES	5
2.1.1. Diseño sismorresistente basado en desempeño.....	5
2.1.2. Niveles de amenaza sísmica	5
2.1.3. Niveles de desempeño	6
2.1.4. Importancia de la edificación	8
2.1.5. Matriz de desempeño	8
2.2. DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA	9
2.2.1. Aisladores de base	10
2.2.2. Dispositivos disipadores de energía.....	12
2.2.3. Dispositivos de disipación pasivos	12
2.2.4. Dispositivos de disipación semi-activos.....	13
2.2.5. Dispositivos de disipación activos.....	14
2.2.6. Dispositivos de disipación híbridos	14
2.2.7. Disipadores de fluido viscoso	15
2.3. ANÁLISIS DE SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	21
2.3.1. Ecuación General	21
2.3.2. Estimación del coeficiente de amortiguamiento (C)	21
2.3.3. Factor de reducción de respuesta y deriva objetivo.....	23
2.3.4. Amortiguamiento efectivo.....	23
2.3.5. Rigidez del dispositivo.....	23
2.3.6. Criterios de ubicación y disposición.....	24
2.4. ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS	25
2.4.1. Capacidad, demanda y desempeño	25
2.4.2. Análisis estático no lineal – <i>Pushover</i>	27
2.4.3. Análisis dinámico no lineal – <i>Tiempo-historia</i>	29
2.5. ESTRUCTURAS DISEÑADAS CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO	30
3. METODOLOGÍA Y ESTUDIO DE CASO	31

3.1. PROBLEMÁTICA Y ANTECEDENTES	31
3.2. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO	32
3.3. MODELO MATEMÁTICO Y ANÁLISIS: CARGAS DE GRAVEDAD Y SÍSMICO	35
3.3.1. Análisis por cargas de gravedad.....	36
3.3.2. Análisis Estático	37
3.3.3. Análisis dinámico	39
3.4. DEFINICIÓN DE DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA	42
3.4.1. Modelos de comportamiento para el concreto armado	42
3.4.2. Diagramas Momento – Curvatura en Vigas.....	44
3.4.3. Diagramas Momento – Curvatura en Columnas.....	47
3.5. ESTUDIO DEL ANÁLISIS NO LINEAL	51
3.5.1. Análisis estático no lineal – <i>Pushover</i>	51
3.5.2. Análisis Tiempo-Historia.....	56
3.6. RESPUESTA DEL EDIFICIO SIN AMORTIGUADORES	63
3.6.1. Derivas máximas obtenidas	63
3.6.2. Nivel de desempeño	63
3.7. RESPUESTA DEL EDIFICIO CON AMORTIGUADORES	66
3.7.1. Elección de la deriva objetivo	66
3.7.2. Determinación del amortiguamiento efectivo	67
3.7.3. Ubicación y disposición de los disipadores	68
3.7.4. Estimación del coeficiente de amortiguamiento.....	68
3.7.5. Cálculo de la rigidez del arriostre metálico	70
3.7.6. Características del disipador a evaluar	71
4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	72
4.1. RELACIÓN ENTRE EL NÚMERO DE DISIPADORES Y LA DERIVA	72
4.2. PROPUESTA DE UBICACIÓN FINAL	74
4.3. COMPARACIÓN DE DERIVAS	75
4.4. BALANCE DE ENERGÍA	77
4.5. CURVA DE HISTÉRESIS	79
4.6. DUCTILIDAD DEMANDADA	80
4.7. NIVEL DE DESEMPEÑO OBTENIDO DE LA ESTRUCTURA CON DISIPADORES	82
4.8. ELECCIÓN DE LOS DISIPADORES	84
4.8.1. Fuerza axial en los disipadores.....	84
4.8.2. Diseño de los disipadores	86

4.8.3. Diseño de los arriostres metálicos	87
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	90
5.1. CONCLUSIONES.....	90
5.2. RECOMENDACIONES.....	92
5.3. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	92
6. BIBLIOGRAFÍA.....	93

Índice de Tablas

Tabla 1: Parámetros de los sismos de análisis establecidos por el Comité VISION 2000.....	6
Tabla 2: Definiciones de desempeño estructural según las publicaciones del NEHRP y VISION 2000.	7
Tabla 3: Desempeño aceptable en edificios comunes, esenciales y de seguridad crítica.	9
Tabla 4: Parámetro λ para distintos valores de α	22
Tabla 5: Proyectos que usaron dispositivos de protección sísmica de Taylor Devices en Perú.....	31
Tabla 6: Tabla resumen de Carga Muerta	37
Tabla 7: Tabla resumen de Carga Viva	37
Tabla 8: Peso sísmico del edificio	39
Tabla 9: Cortantes basales en cada dirección.....	39
Tabla 10: Periodos y masas participantes	40
Tabla 11: Comparación de cortantes basales	40
Tabla 12: Desplazamientos y derivas en dirección X.....	41
Tabla 13: Desplazamientos y derivas en dirección Y.....	41
Tabla 14: Resumen de momentos y curvaturas en vigas	45
Tabla 15: Ductilidad y desempeño en Vigas.....	46
Tabla 16: Resumen de momentos y curvaturas en columnas	49
Tabla 17: Ductilidad y desempeño en columnas.....	50
Tabla 18: Desplazamiento y fuerza para cada etapa alcanzada – Dirección X	54
Tabla 19: Desplazamiento y fuerza para cada nivel de desempeño - Dirección Y.....	55
Tabla 20: Registros sísmicos usados.....	56
Tabla 21: Derivas obtenidas del edificio sin amortiguadores.....	62
Tabla 22: Máximas derivas obtenidas.....	63
Tabla 23: Desplazamiento máximo en dirección X.....	65
Tabla 24: Desplazamiento máximo en dirección Y.....	65
Tabla 25: Deriva objetivo en ambas direcciones	66
Tabla 26: Factores de reducción de respuesta	66
Tabla 27: Amortiguamiento efectivo	67
Tabla 28: Amortiguamiento que deben desarrollar los disipadores	67
Tabla 29: Estimación del valor de C - Dirección X.....	69
Tabla 30: Estimación del valor de C - Dirección Y.....	69
Tabla 31: Rigidez del arriostre metálico	71
Tabla 32: Coeficiente de amortiguamiento de análisis para cada dirección.....	72
Tabla 33: Relación entre el N° de disipadores y la deriva para el entrepiso 2.....	72

Tabla 34: Relación entre el N° de disipadores y la deriva para el entrepiso 1.....	72
Tabla 35: Propuesta 1 para el número de disipadores.....	75
Tabla 36: Propuesta 2 para el número de disipadores.....	75
Tabla 37: Porcentaje de reducción de derivas	76
Tabla 38: Resumen del balance de energía.....	78
Tabla 39: Porcentajes de disipación de energía en cada dirección	78
Tabla 40: Fuerza axial obtenida en los disipadores - Dirección X	84
Tabla 41: Fuerza axial obtenida en los disipadores - Dirección Y	85
Tabla 42: Modelos de disipadores escogidos	87
Tabla 43: Propiedades de perfiles HSS	88
Tabla 44: Características del perfil escogido.....	88

Índice de Figuras

Figura 1: Sectorización de la curva de capacidad.....	8
Figura 2: Aisladores elastoméricos con placas de acero (izquierda) y núcleo de plomo (derecha) ...	11
Figura 3: Sistema de péndulo friccional.	12
Figura 4: Vista esquemática de los sistemas pasivos de disipación.	13
Figura 5: Vista esquemática de los sistemas semi-activos de disipación	14
Figura 6: Vista esquemática de los sistemas activos de disipación.....	14
Figura 7: Componentes internos de un disipador de fluido viscoso	15
Figura 8: Comportamiento histerético de un disipador de fluido viscoso.	16
Figura 9: Comportamiento del amortiguador en función del exponente de velocidad.....	17
Figura 10: Amortiguadores para aisladores de base.....	18
Figura 11: Amortiguadores en configuración Chevron.....	19
Figura 12: Amortiguadores en configuración diagonal.	19
Figura 13: Eficiencia para cada configuración de amortiguadores.	20
Figura 14: Ángulo de inclinación y desplazamientos del disipador.....	22
Figura 15: Capacidad, demanda y desempeño.	27
Figura 16: Analogía de la curva de capacidad.....	28
Figura 17: Curva de capacidad generada por la aplicación de fuerzas laterales.....	28
Figura 18: Múltiples curvas de capacidad para cada degradación de rigidez.....	29
Figura 19: Curva de capacidad obtenida por superposición.	29
Figura 20: Registro sísmico escalado del sismo de 1974 en Perú	30
Figura 21: Pabellón en estudio dentro del hospital regional.	32
Figura 22: Vista general de la planta del primer nivel del caso de estudio (dimensiones y distribución de columnas).....	33
Figura 23: Cuadro de detalles de elementos verticales.	34
Figura 24: Cuadro de detalles de refuerzo de viga por cortes.....	35
Figura 25: Vista 3D del modo matemático en SAP2000.	36
Figura 26: Espectro de la norma peruana E.030.	40
Figura 27: Modelo elastoplástico del acero.....	42
Figura 28: Modelo Hognestad de esfuerzo-deformación.	43
Figura 29: Modelo de concreto para efectos de confinamiento.	43
Figura 30: Expresiones para determinar la resistencia adicional por confinamiento.	44

Figura 31: Momento último y curvatura última de la Viga "A" - M negativo.....	44
Figura 32: Momento de fluencia y curvatura de fluencia de la viga "A" - M negativo.....	45
Figura 33: Diagrama Momento-Curvatura de la Viga "A" - M negativo.....	45
Figura 34: Puntos escogidos (verdes) para los diagramas momento-curvatura.....	47
Figura 35: Diagrama de interacción - Columna "A" - Ángulo 0°.....	48
Figura 36: Momento último y curvatura de la columna "A" - Ángulo 0° para una carga axial de 561.79 ton.....	48
Figura 37: Momento de fluencia y curvatura de la columna "A" - Ángulo 0° para una carga axial de -109.07 ton.....	49
Figura 38: Estado inicial de deformaciones por cargas de servicio.....	53
Figura 39: Curva de capacidad - Dirección X.....	54
Figura 40: Primeras secciones que logran agotar su capacidad - Dirección X.....	54
Figura 41: Curva de capacidad - Dirección Y.....	55
Figura 42: Primeras secciones que logran agotar su capacidad - Dirección Y.....	55
Figura 43: Acelerograma Chile - Papudo 2010.....	56
Figura 44: Acelerograma Chile - Santiago 2010.....	57
Figura 45: Acelerograma Chile - Matanzas 2010.....	57
Figura 46: Acelerograma Chile - Viña del Mar 2010.....	57
Figura 47: Acelerograma Ica - Estación 1 2007.....	57
Figura 48: Acelerograma Ica - Estación 2 2007.....	58
Figura 49: Acelerograma Moquegua - César Vizcarra Vargas 2001.....	58
Figura 50: Comparación entre espectros - Chile - Papudo 2010.....	59
Figura 51: Comparación entre espectros - Chile - Santiago 2010.....	59
Figura 52: Comparación entre espectros - Chile - Matanzas 2010.....	60
Figura 53: Comparación entre espectros - Chile - Viña del Mar 2010.....	60
Figura 54: Comparación entre espectros - Ica - Estación 1 2007.....	61
Figura 55: Comparación entre espectros - Ica - Estación 2 2007.....	61
Figura 56: Comparación entre espectros - Moquegua - César Vizcarra Vargas 2001.....	62
Figura 57: Instante en que ocurren las derivas máximas en el registro sísmico.....	63
Figura 58: Estado final - Registro Viña del Mar - Dirección X.....	64
Figura 59: Estado Final - Registro Viña del Mar - Dirección Y.....	64
Figura 60: Disposición de los disipadores en configuración Chevron.....	68
Figura 61: Detalles de sección HSS 6x0.375.....	71
Figura 62: Deriva por N° de disipadores en X - Entrepiso 1.....	73
Figura 63: Deriva por N° de disipadores en X - Entrepiso 2.....	73
Figura 64: Deriva por N° de disipadores en Y - Entrepiso 1.....	73
Figura 65: Deriva por N° por disipadores en Y - Entrepiso 2.....	74
Figura 66: Ubicación de los disipadores de la propuesta final.....	75
Figura 67: Balance de energía - Registro Viña del Mar - Dirección X.....	77
Figura 68: Balance de energía - Registro Viña del Mar - Dirección Y.....	78
Figura 69: Curva histerética del disipador 14 - Dirección X.....	79
Figura 70: Curva histerética del disipador 45 - Dirección Y.....	79
Figura 71: Comparación del comportamiento de la estructura entre la configuración convencional y la equipada con disipadores, dirección X-X.....	81

Figura 72: Comparación del comportamiento de la estructura entre la configuración convencional y la equipada con disipadores, dirección Y-Y.....	81
Figura 73: Estado final de la estructura con disipadores - Viña del Mar - Dirección X.....	82
Figura 74: Estado final de la estructura con disipadores - Viña del Mar - Dirección Y.....	83
Figura 75: Modelos de disipadores de fluido viscoso de Taylor Devices.	86



1. INTRODUCCIÓN

Basado en el principio de la conservación de la energía, debe existir un equilibrio entre la energía de entrada, generada por los sismos; y la suma de la energía elástica y energía disipada, propia de las estructuras. Por lo tanto, un buen diseño sismorresistente implica reducir el primer término o aumentar la suma de los otros dos términos (Miranda, 1999).

De acuerdo a lo anterior, existen dos posibilidades: La primera es reducir la energía de entrada, la cual es posible gracias al aislamiento sísmico. En los últimos años, muchas estructuras en diversos países del mundo, han sido diseñadas con aisladores sísmicos que por lo general se encuentran en la base de la superestructura. Debido a que nuestro país se ubica en una zona de elevada sismicidad, el reglamento nacional de edificaciones ha incluido un artículo en su última actualización, la cual especifica el uso de aisladores sísmicos en hospitales o establecimientos del sector salud.

La segunda posibilidad consiste en incrementar la capacidad de disipación de energía mediante el uso de dispositivos disipadores de energía, los cuales son instalados en las estructuras. Estos dispositivos se clasifican de acuerdo a la forma en que trabajan para disipar la energía, los cuales serán detallados más adelante. Al respecto, nuestro reglamento implementó en el 2019 la Norma Técnica E.031 – “Aislamiento Sísmico”, la cual establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de edificaciones con sistemas de aislamiento sísmico. Sin embargo, dicha normativa se limita a las especificaciones referidas a sistemas de aislamiento, por lo que sería beneficioso que nuestro reglamento desarrolle un capítulo similar vinculado a los dispositivos de disipación de energía.

Los dispositivos disipadores de energía reducen considerablemente la energía histerética disipada por la propia estructura (que se muestra en el capítulo de análisis de resultados del presente trabajo), lo cual reduce incursiones en el rango inelástico y en consecuencia daños en los elementos estructurales. Esto permite diseñar los elementos con secciones menos robustas teniendo en cuenta la inclusión de los amortiguadores. Asimismo, esto favorece la estructura arquitectónicamente y puede reducir costos.

Entre los tipos de disipadores de energía, los sistemas pasivos que dependen de la velocidad son los más usados, entre estos: los disipadores de fluido viscoso (usados en el presente trabajo

de investigación). Dichos dispositivos son populares ya que se pueden instalar en estructuras ya construidas de manera no muy complicada. Esto debido a que se diseñan o escogen dispositivos con un coeficiente de amortiguamiento necesario en un determinado caso, ya sea en cada dirección de análisis y en pisos distintos.

Uno de los beneficios de estos dispositivos que favorece específicamente nuestro caso de estudio es la reducción de vibraciones por solicitaciones sísmicas. Se sabe que los edificios hospitalarios poseen equipos que almacenan sustancias necesarias para atender a los pacientes, además de equipos que pueden mantener vivos a los pacientes en situaciones críticas. Por lo tanto, reducir las vibraciones frente a sismos lograría mantener la integridad de dichos equipos y de los pacientes indirectamente. Esto también se logra con el uso de aisladores, los cuales se mencionaron anteriormente.

De acuerdo al mapa de aceleraciones establecida en la norma peruana, el territorio peruano se divide en 4 zonas, siendo la costa la que posee las mayores aceleraciones. Por lo tanto, en relación al caso de estudio, es en la costa peruana donde se ubican la mayor cantidad de centros de salud del país (hospitales, centros de salud, instituto de salud especializado, etc.) siendo 11 200 establecimientos del total de 18 465 a nivel nacional (INEI, 2016). Adicionalmente, la mayoría de dichos edificios hospitalarios fueron diseñados con normativa antigua, por lo que algunas de ellas necesitan reforzamiento para cumplir con la normativa vigente.

Por otra parte, el diseño por desempeño es una metodología que busca que las estructuras presenten un comportamiento adecuado frente a distintos niveles de sismo. Para esto es necesario un análisis no lineal de las estructuras usando las propiedades inelásticas, como la ductilidad de los elementos estructurales. El análisis estático no lineal o *Pushover* genera la curva de capacidad de la estructura. A partir de esta curva determinamos la ductilidad total de la estructura y los niveles de desempeño que posee la misma. De la misma manera, el análisis sísmico tiempo-historia usa registros sísmicos reales o generados artificialmente para determinar el comportamiento de la estructura durante cada instante de tiempo del sismo. Asimismo, podemos obtener los desplazamientos y derivas en cada instante de tiempo que dura el sismo y el estado final de los elementos o de la estructura total. En consecuencia, podemos determinar y calificar el nivel de desempeño de la estructura; y de acuerdo a esto realizar el

análisis incluyendo disipadores de energía si la calificación del nivel de desempeño no es la adecuada.

En ese sentido, el presente trabajo estudiará el comportamiento de un hospital de concreto armado equipada con disipadores de energía ubicada en Moquegua, que además aportará al conocimiento para futuras investigaciones similares.

Organización del trabajo

El presente trabajo se desarrolló por capítulos. Los primeros se enfocan en estudiar el fundamento teórico necesario sobre comportamiento sísmico, dispositivos de protección sísmica y el análisis no lineal de estructuras. Los siguientes capítulos presentan la metodología propuesta y aplicada al caso de estudio; y de forma paralela el modelado de la estructura estudiada. Finalmente, los últimos capítulos se centran en evaluar los resultados obtenidos, verificar el cumplimiento de los objetivos propuestos y presentar las conclusiones más relevantes del trabajo de investigación.

1.1 Justificación e importancia:

El uso de dispositivos disipadores de energía ha ido aumentando en los últimos años pues contribuyen a lograr los objetivos de la ingeniería sismorresistente que ahora no solo incluyen la reducción de daños materiales y pérdidas humanas, sino también evitar la interrupción de los servicios e incrementar las posibilidades de reparación futura de la estructura. Ante esta realidad, el presente trabajo de investigación busca estudiar el comportamiento de una estructura de concreto armado destinada a ser un hospital equipado con disipadores de fluido viscoso frente a un sismo severo con el cual alcanzará el rango inelástico. Posteriormente se evaluará el desempeño y se determinará si las condiciones finales de la estructura permiten mantenerla operativa.

1.2 Alcance:

Se realizará el estudio de los procedimientos para el desarrollo y análisis no lineal (estático y dinámico) considerando como caso de estudio a un hospital de concreto armado de 2 pisos en Moquegua. Además, se realizará el modelamiento y análisis sísmico de la estructura mediante el software SAP2000 con un modelo de elementos lineales para la configuración convencional y para una configuración equipada con disipadores de

fluido viscoso en arreglo Chevron. Posteriormente, se estudiará la respuesta sísmica de la estructura y se calificará el desempeño de acuerdo al enfoque establecido por el Comité VISION 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995).

1.3 Objetivos:

Objetivo General:

Aportar al conocimiento sobre el comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado en el rango inelástico diseñadas con disipadores de fluido viscoso mediante la investigación usando un análisis no lineal

Objetivos Específicos:

- Estudiar los métodos de análisis no lineal en estructuras de concreto armado
- Comparar el comportamiento del caso de estudio frente a un evento sísmico entre la configuración convencional y la configuración con disipadores de fluido viscoso
- Calificar el desempeño sísmico en base a derivas de entrepiso de un hospital de concreto armado en Moquegua equipado con disipadores de fluido viscoso frente a un sismo de diseño

1.4 Hipótesis:

La calificación del desempeño de la estructura de estudio es la adecuada frente a la magnitud de sismo esperado en la costa peruana.

2. MARCO TEÓRICO

2.1.EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES

2.1.1. Diseño sismorresistente basado en desempeño

La mayoría de normas vigentes en distintos países con actividad sísmica, tienen un objetivo principal, el cual indica que la estructura debe tener un comportamiento inelástico adecuado frente a un sismo severo (periodo de retorno de 475 años) considerando que dicha estructura posee una vida útil de 50 años y con un 10% de probabilidad de excedencia. Por lo tanto, a pesar de que la probabilidad de ocurrencia del sismo propuesto es baja, se desea que la estructura disipe la mayor cantidad de energía posible sin colapsar.

El objetivo indicado se ha venido cumpliendo en la práctica en estructuras bien diseñadas. Sin embargo, frente a sismos de menor magnitud a la mencionada anteriormente (aceleraciones menores), se ha observado que el daño estructural y no estructural es demasiado grande, lo cual genera grandes pérdidas en estructuras de alto nivel de diseño sísmico. Es por ello que es importante verificar el desempeño que tendrá la estructura (en términos estructurales y económicos) frente a sismos de menor magnitud, los cuales son más probables que se registren durante la vida útil de la estructura (Aguiar, 2003).

En las últimas décadas se han desarrollado propuestas para definir el comportamiento de las estructuras frente a los sismos como las establecidas por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), el ATC-40 publicado en 1996 o el FEMA 273 y 274. Dichas propuestas evalúan el desempeño sísmico de la estructura para distintos niveles de magnitud sísmica y según su nivel de importancia.

En 1992, la SEAOC conformó el COMITÉ VISION 2000, con la misión de “*mirar al futuro y desarrollar un marco de referencia para procedimientos que condujesen a estructuras de desempeño sísmico predecible*”. En otras palabras, saber cuál es el desempeño que obtendrá la estructura ante un determinado sismo, el cual a su vez dependerá del uso que tenga dicha estructura (Aguiar, 2003). Esta propuesta se empleó en el presente trabajo.

2.1.2. Niveles de amenaza sísmica

El Comité VISION 2000 estableció cuatro sismos de análisis. Desde un punto de vista riguroso, lo que se estableció son los parámetros para definir estudios de peligrosidad sísmica con

tendencia a obtener 4 eventos, denominados sismos: *frecuente*, *ocasional*, *raro* y *muy raro*, los cuales son mostrados en la Tabla 1. Por lo tanto, esta nueva propuesta busca tomar en cuenta los sismos de diseño *frecuentes* y *ocasionales*, y no únicamente los *raros* para posteriormente verificar su desempeño. Además, se ha incluido un nuevo nivel de evento sísmico denominado *sismo muy raro*.

Tabla 1: Parámetros de los sismos de análisis establecidos por el Comité VISION 2000.

SISMO	VIDA ÚTIL	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	PERÍODO DE RETORNO
Frecuente	30 años	50%	43 años
Ocasional	50 años	50%	72 años
Raro	50 años	10%	475 años
Muy Raro	100 años	10%	970 años

Nota: Tomado de "Ingeniería Sismorresistente", por Muñoz, 2004.

2.1.3. Niveles de desempeño

El Comité VISION 2000 presenta en varias páginas la definición de desempeño, y por su redacción se aprecia que está dirigido al público en general y no únicamente destinado a proyectistas estructurales. Pero en general, el desempeño de una edificación luego de un sismo se califica en función del nivel de daño que sufre el sistema estructural, las instalaciones y su contenido en general (Muñoz, 2004). La Tabla 2 presenta una descripción resumida de los niveles de desempeño en términos de los efectos que produce el sismo en las estructuras, propuestos por el SEAOC.

Tabla 2: Definiciones de desempeño estructural según las publicaciones del NEHRP y VISION 2000.

GUIA NEHRP	VISION 2000	DESCRIPCIÓN
Operacional	Completamente Operacional	La edificación permanece en condiciones aptas para su uso normal, se esperan daños mínimos. Todos los sistemas de abastecimiento y líneas vitales deben estar en funcionamiento, de tal manera que el edificio entra en funcionamiento inmediatamente.
Inmediatamente Ocupacional	Ocupacional	No hay daño significativo a la estructura la misma que se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. Los componentes estructurales son seguros y mantienen su función. El edificio puede ser utilizado luego de pequeños arreglos.
Seguridad de Vida	Seguridad de Vida	Daño significativo a los elementos estructurales con reducción sustancial en la rigidez pero tienen un margen de seguridad antes del colapso. Elementos no estructurales seguros pero con daño. La edificación podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada.
Prevención de Colapso	Cerca de Colapso	Daño sustantivo estructural y no estructural. Existe una gran degradación de resistencia y rigidez de la estructura, solo queda un pequeño margen para llegar al colapso.

Nota: Tomado de "Ingeniería Sismorresistente", por Muñoz, 2004.

El SEAOC también propuso una sectorización de la curva de capacidad asignándole un nivel de desempeño respectivo con el objetivo de facilitar la calificación de desempeño como se muestra en la Figura 1. Es importante resaltar que la curva de capacidad incluye un sector denominado *Colapso* la cual contiene el último porcentaje de desplazamiento inelástico posible. Este sector no está incluido en la matriz de desempeño puesto que se busca que ninguna estructura alcance estos desplazamientos.

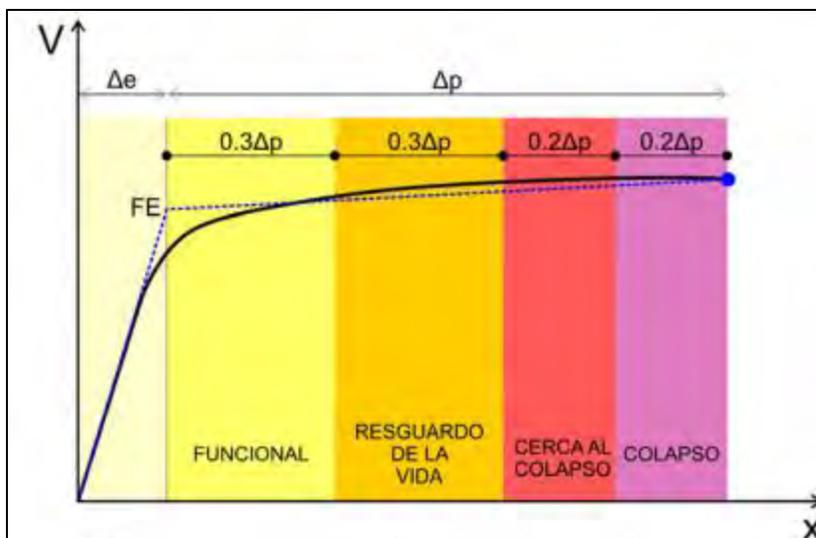


Figura 1: Sectorización de la curva de capacidad.

Nota: Tomado de "Ingeniería Sismorresistente", por Muñoz, 2004.

2.1.4. Importancia de la edificación

El comité VISION 2000 clasifica las edificaciones en tres grupos de acuerdo a su importancia:

- Edificaciones comunes: Edificaciones típicas como viviendas u oficinas.
- Edificaciones esenciales: Edificaciones que deben funcionar en una emergencia como hospitales o cuarteles de bomberos.
- Edificaciones de seguridad crítica: Edificaciones consideradas de alto riesgo en el caso en que fallen como plantas nucleares.

2.1.5. Matriz de desempeño

De acuerdo a los tres factores mencionados anteriormente, el comité VISION 2000 establece una matriz que muestra el desempeño mínimo que deben tener los tres tipos de edificaciones para los cuatro niveles de peligro considerados.

Esta matriz permite la calificación del desempeño, en la cual cada tipo de edificación se identifica por un color. Los casilleros que quedan a la derecha de un tipo de edificación representan un comportamiento inaceptable. Por otra parte, todos los casilleros en blanco dentro de la matriz representan un comportamiento inaceptable para cualquiera de los tres tipos de edificación. Es por ello que se elaboró la Tabla 3, la cual presenta la matriz de desempeño propuesta por el comité VISION 2000.

Tabla 3: Desempeño aceptable en edificios comunes, esenciales y de seguridad crítica.

		Nivel de desempeño			
		Completamente operativo	Operativo	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Sismo de diseño	Sismo frecuente (45 años)				
	Sismo ocasional (75 años)				
	Sismo raro (475 años)				
	Sismo muy raro (970 años)				

Edificación común	Edificación esencial	Edificación de seguridad crítica

2.2. DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Basándonos en el principio de conservación de energía, se puede establecer una ecuación de equilibrio energético en las estructuras, la cual depende de la energía de entrada (E_I) y la suma de las energías elástica (E_E) y disipada (E_D) (Miranda, 1999).

$$E_E + E_D = E_I \dots (1)$$

Además, la energía elástica está compuesta por energía de deformación elástica (E_S , energía potencial) y por energía de movimiento (E_K , energía cinética). El porcentaje que posee cada una respecto a la energía elástica varía en cada instante del movimiento sísmico. Sin embargo, al igual que con la energía de entrada, existe un equilibrio energético en la energía elástica:

$$E_K + E_S = E_E \dots (2)$$

Por otra parte, la energía disipada por la estructura proviene de dos fuentes. La primera proviene de la energía de amortiguamiento E_ξ , y la segunda proviene de la energía histerética a través de deformaciones inelásticas E_H :

$$E_\xi + E_H = E_D \dots (3)$$

Substituyendo las ecuaciones 2 y 3 en 1, se obtiene la ecuación dinámica de equilibrio energético:

$$E_K + E_S + E_\xi + E_H = E_I \dots (4)$$

A partir de esto, un adecuado diseño sismorresistente implica incrementar el lado izquierdo de la ecuación o disminuir el lado derecho (Miranda, 1999).

Los dispositivos de protección sísmica buscan controlar la energía de entrada o bien incrementar la capacidad de disipación de energía del otro lado de la ecuación. El control de la energía de entrada se logra por medio del aislamiento sísmico, cuyo uso ha ido incrementando en los últimos años. En nuestro país, la norma actual obliga el uso de aisladores en edificios hospitalarios. Por otra parte, incrementar la capacidad de disipación de energía se logra mediante el uso de disipadores de energía, los cuales poseen una clasificación que depende del modo en que trabajan. En el presente trabajo nos enfocaremos en el uso de dispositivos disipadores de energía de fluido viscoso.

2.2.1. Aisladores de base

El principio de los sistemas de aislación consiste en colocar una interfaz flexible entre el suelo y la estructura de forma que se reduzcan las solicitaciones sísmicas.

Esta interfaz flexible está compuesta por aisladores, los cuales son dispositivos que cuentan con una gran rigidez a cargas verticales (soportan todo el peso de la superestructura o hasta donde esté ubicada la interfaz) pero son bastante flexibles frente a solicitaciones laterales (producidas por los sismos en este caso). Por lo tanto, las fuerzas de sismo generarán desplazamientos del orden de 40 centímetros en dicha interfaz frente a un sismo severo. Sin embargo, las derivas de entrepiso son significativamente menores en la superestructura aislada, las cuales son las que producen daños a la estructura. Durante un sismo, la base flexible puede filtrar las frecuencias altas del suelo y evitar daños en la estructura e incluso el colapso.

Entre las ventajas que nos brinda el uso de estos sistemas tenemos:

- Seguridad estructural: menos deriva de entrepiso.
- Protección de contenidos: Importante en hospitales y museos.
- Reducción de costos: A largo plazo se podrían ahorrar costos por reparación.
- Primas de seguros reducidas
- Reparaciones mínimas o nulas luego de eventos sísmicos

Existen 3 principales tipos de aisladores:

- **Aisladores elastoméricos:** Están conformados por un conjunto de capas planas de acero intercaladas con láminas de caucho (elastómeros). Las capas de acero soportan las cargas verticales de la estructura y las láminas de caucho le proporcionan la flexibilidad lateral que las caracteriza tal como se presentan en la Figura 2. Estas láminas de elastómeros son vulcanizadas a las láminas de acero.

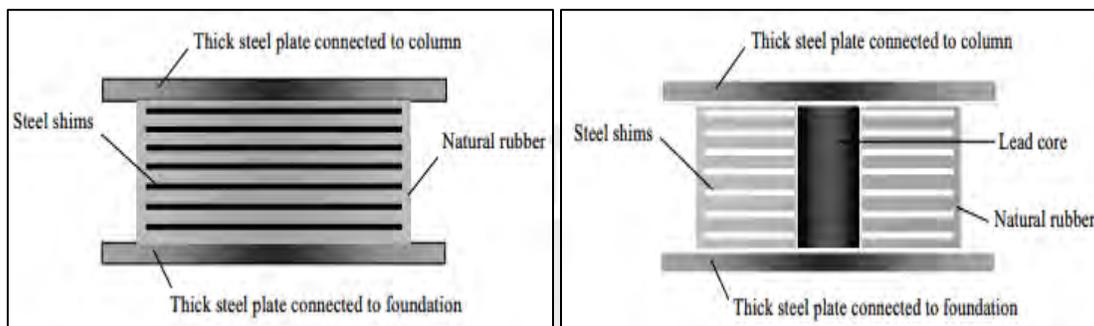


Figura 2: Aisladores elastoméricos con placas de acero (izquierda) y núcleo de plomo (derecha)

Nota: Tomado de *Smart Structures, Innovative Systems for Seismic Response Control*, por Cheng, Jiang y Lou., 2008.

- **Aisladores deslizantes:** También llamados deslizadores friccionales. Estos utilizan una superficie de deslizamiento, típicamente de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Poli Tetra Fluoro Etileno (PTFE), sobre la que soporta la estructura. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente del suelo y disipa energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se genera durante el sismo. Por lo general, se usan para aislar los ascensores de la estructura.
- **Sistema de péndulo friccional:** Combina el efecto de deslizamiento con una fuerza restitutiva por gravedad y geometría. Están sobre una superficie cóncava tal como se presentan en la Figura 3.

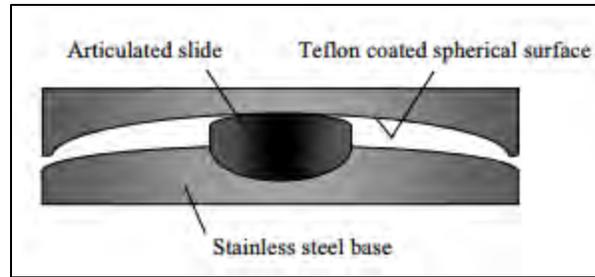


Figura 3: Sistema de péndulo friccional.

Nota: Tomado de *Smart Structures, Innovative Systems for Seismic Response Control*, por Cheng, Jiang y Lou., 2008.

2.2.2. Dispositivos disipadores de energía

Los dispositivos disipadores de energía se clasifican según el principio de funcionamiento. Los dependientes del desplazamiento (dispositivos de fricción o de fluencia metálicos) y los dependientes de la velocidad (sólidos viscoelásticos o fluido viscoso). Por otra parte, estos sistemas también pueden clasificarse de la siguiente manera:

- Sistemas de control pasivos
- Sistemas de control semi-activos
- Sistemas de control activos
- Sistemas de control híbridos

Los sistemas de control activos, semi-activos e híbridos son una evolución de los sistemas pasivos. Por lo que estos sistemas de control activo o combinaciones entre sistemas pasivos y activos han recibido bastante atención en los últimos años con el objetivo de dar protección estructural contra cargas sísmicas.

2.2.3. Dispositivos de disipación pasivos

Los sistemas pasivos usan dispositivos mecánicos para disipar una fracción de la energía de entrada mencionada anteriormente generada por sismos o incluso la acción del viento, logrando reducir la respuesta estructural y el posible daño.

Entre los dispositivos pasivos típicos encontramos a los amortiguadores de masa sintonizados (TMD), amortiguadores de líquido sintonizados (TLD), dispositivos de fricción, dispositivos de fluencia metálica, amortiguadores viscoelásticos y los amortiguadores de fluido viscoso. Estos sistemas no requieren potencia externa (fuente de alimentación externa) o mediciones de

la respuesta estructural, simplemente generan una mayor fuerza de amortiguación cuando la respuesta estructural aumenta.

Sin embargo, estos sistemas pasivos tienen una capacidad limitada de control. Por ejemplo, los sistemas TMD y TLD, solo son efectivos para un rango de frecuencias corto porque están sintonizados a la frecuencia del primer modo de vibración de la estructura. Por lo tanto, los amortiguadores mencionados pueden ser usados para la anulación de vibraciones de estructuras bajo acciones de viento en el que el primer modo de vibración es el dominante en la respuesta, pero son pocos efectivos para acciones sísmicas en las que múltiples modos son significativos.

Los sistemas pasivos dependen del movimiento relativo de la estructura para activar el mecanismo del dispositivo. Además, la energía disipada solo puede estar relacionada a la respuesta local (zona en que se encuentra instalado el dispositivo) de la estructura. Se elaboró la Figura 4 a fin de mostrar una vista esquemática de los sistemas pasivos de disipación.

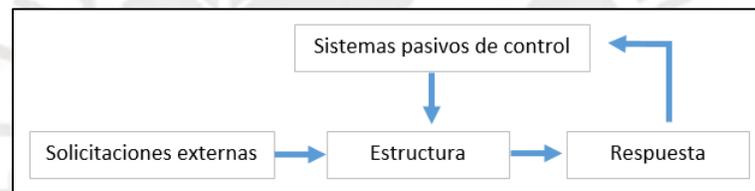


Figura 4: Vista esquemática de los sistemas pasivos de disipación.

2.2.4. Dispositivos de disipación semi-activos

Los sistemas de disipación semi-activos se desarrollaron a partir de los sistemas pasivos, debido a que en ambos las fuerzas de control se desarrollan por el movimiento de la estructura. Sin embargo, estos dispositivos necesitan una pequeña cantidad de energía externa, ya que combinan características de los sistemas pasivos y activos. Una clase de dispositivos semi-activos usa fluidos controlables denominados fluidos electrorrefélicos (ER) y magnetorreológicos (MR). Estos fluidos tienen la propiedad de poder cambiar reversiblemente su estado de flujo libre a semisólido cuando se exponen a un campo magnético o eléctrico. Se elaboró la Figura 5 a fin de mostrar una vista esquemática de los sistemas semi-activos de disipación.

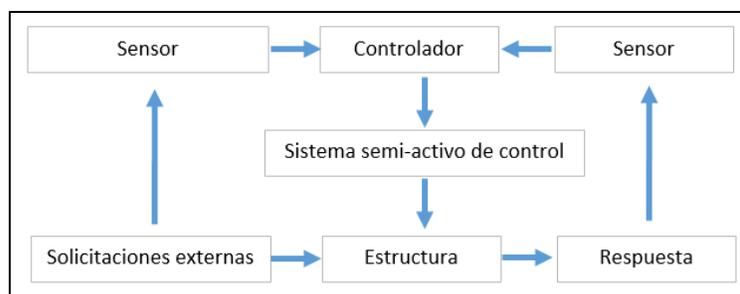


Figura 5: Vista esquemática de los sistemas semi-activos de disipación

2.2.5. Dispositivos de disipación activos

En los últimos años, los sistemas de disipación activos han conseguido mayor atención debido a la capacidad de reducción de los efectos de la carga dinámica en estructuras. En este caso, las fuerzas de control son generadas por otros dispositivos transmisores de fuerza (*actuators*), las cuales se basan en la respuesta de retroalimentación de la estructura. Se elaboró la Figura 6 a fin de mostrar una vista esquemática de los sistemas activos de disipación.

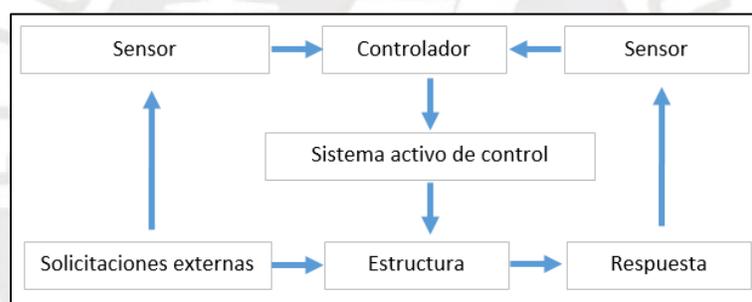


Figura 6: Vista esquemática de los sistemas activos de disipación.

2.2.6. Dispositivos de disipación híbridos

Los sistemas innovadores de disipación híbridos, que se logran combinando técnicas de los sistemas pasivos, han recibido mayor atención desde la década de 1990. Si combinamos dichas técnicas, activas y pasivas, se adquieren las ventajas de cada una y a su vez alivia las limitaciones que poseen si son usadas individualmente. Por lo tanto, la fiabilidad es asegurada por los sistemas activos y la capacidad es potenciada por los sistemas pasivos. Los sistemas de disipación híbridos típicos son los *amortiguadores de masa híbridos* (HDM), los *sistemas híbridos de aislamiento de base* y *sistemas de amortiguador-transmisor*.

2.2.7. Disipadores de fluido viscoso

Estos dispositivos se originaron a inicios de la década de 1960 para su uso en fábricas de acero como amortiguadores de absorción de energía para grúas aéreas. Posteriormente, se realizaron variaciones a estos dispositivos para uso como suspensiones de plataformas petrolíferas mar adentro, amortiguadores de bloqueo de canales, y principalmente en sistemas de aislamiento de impacto de equipos militares y aeroespaciales.

Este tipo de disipadores disipan energía por medio del flujo de un fluido viscoso a través de aberturas tal como se muestra en la Figura 7. Además, este dispositivo posee un comportamiento que los hace más fácil de modelar matemáticamente (Makris, 1993).

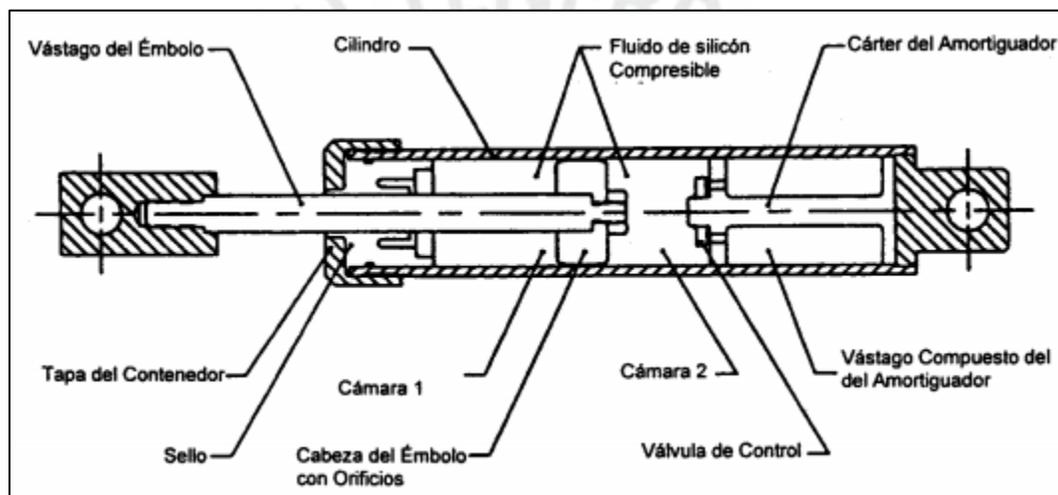


Figura 7: Componentes internos de un disipador de fluido viscoso

Nota: Tomado de "Curso sobre diseño y construcción sismorresistente de estructuras", por Centro Nacional de Prevención de Desastres, 1999.

El ciclo histerético de este tipo de dispositivos se caracteriza por su forma elíptica, tal como se muestra en la Figura 8, la cual muestra que la fuerza del disipador es nula cuando el desplazamiento es máximo, toda vez que la velocidad en ese instante es cero.

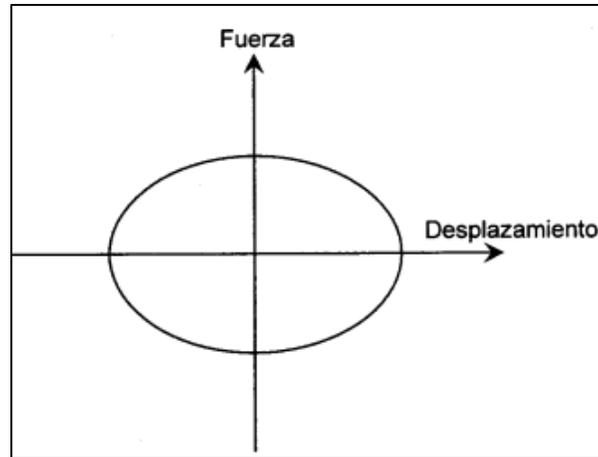


Figura 8: Comportamiento histerético de un disipador de fluido viscoso.

Nota: Tomado de "Curso sobre diseño y construcción sismorresistente de estructuras", por Centro Nacional de Prevención de Desastres, 1999.

La ecuación de comportamiento de estos dispositivos es la siguiente:

$$F = C * V^{\alpha}$$

Donde:

- F: Fuerza del dispositivo
- C: Constante de amortiguamiento
- V: Velocidad relativa del dispositivo
- α : Exponente de velocidad alfa

Los amortiguadores con valores de alfa igual a uno se denominan *disipadores viscosos lineales* y representan una forma simple de disipación de energía. Por otra parte, los amortiguadores con valores de alfa menores a uno se denominan *disipadores viscosos no lineales* que son más usados. Los amortiguadores con alfa mayor a uno no son comúnmente utilizados en edificaciones debido a que se necesitan grandes velocidades para incrementar la fuerza del amortiguador. La Figura 9 muestra el comportamiento de los amortiguadores para cada rango de valor de alfa.

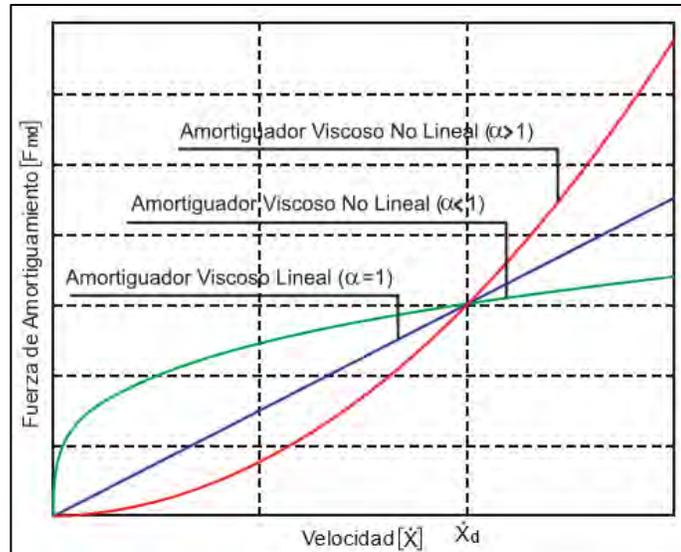


Figura 9: Comportamiento del amortiguador en función del exponente de velocidad.

Nota: Tomado de "Edificaciones con disipadores viscosos", por Villareal, 2016.

- **Métodos operacionales:** El modelo del amortiguador mostrado anteriormente es genérico ya que muestra todos los elementos básicos de diseño requeridos para un dispositivo estándar. De acuerdo a los requerimientos del cliente, dichos componentes se pueden modificar.
- **Presiones de funcionamiento:** La presión de funcionamiento de un amortiguador depende de las propiedades de su cobertura y las propiedades de los materiales de sus partes internas. Los amortiguadores sísmicos actualmente disponibles parecen ser los más efectivos en términos de costo ya que son diseñados para operar hasta una presión máxima de entre 5 000 y 8 000 psi. Sin embargo, para propósitos militares y aeroespaciales se usan materiales mucho más costosos, con los cuales se logra alcanzar un mayor rendimiento con presiones máximas de entre 30 000 y 50 000 psi.
- **Materiales de construcción:** Estos amortiguadores dependen básicamente del fluido que llevan dentro y que deben ser capaces de alcanzar un tiempo de servicio muy grande sin mantenimiento. Por lo tanto, requieren ser resistentes a la corrosión, poseer una baja sensibilidad de muesca, ausencia de grietas por tensión y una alta resistencia al impacto. Estos materiales son designados de acuerdo a diferentes normas que establecen ensayos para materiales.

- **Configuración de los dispositivos:** Existen distintas manera de colocar los amortiguadores. Cada configuración posee una determinada eficiencia (f), la cual depende básicamente de los ángulos formados por el amortiguador y sus complementos. Sin embargo, también dependerá de la fuerza que alcance el amortiguador en relación a la velocidad (que depende a su vez del desplazamiento) de entrepiso.

De acuerdo a la compañía *Taylor Devices Inc.*, uno de los líderes en la fabricación de dispositivos de protección sísmica, existen solo 3 configuraciones básicas para colocar los amortiguadores en un edificio o un puente:

- **Amortiguadores para aisladores de base:** Estos amortiguadores poseen horquillas y cojinetes esféricos en cada extremo, los cuales se conectan a la base aislada (dado con el aislador) y a la superestructura (un elemento estructural cercana a la zona), mediante pasadores de montaje. Estos pasadores de montaje deben estar orientados verticalmente para permitir una articulación propia para un movimiento fuera de su plano. El amortiguador se coloca horizontalmente como se muestra en la Figura 10.

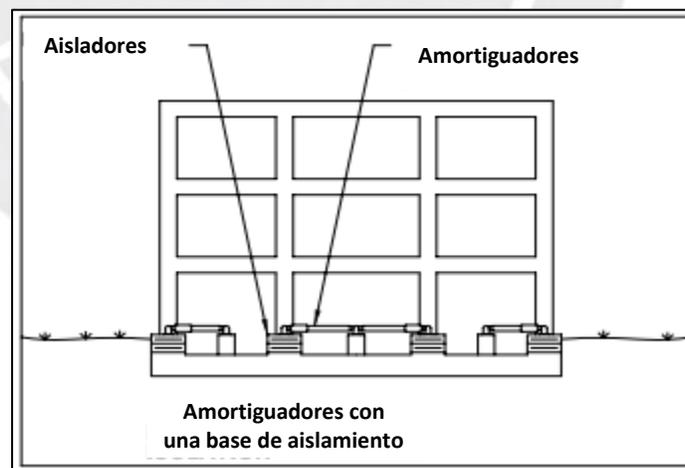


Figura 10: Amoriguadores para aisladores de base.

Nota: Tomado de "Buildings: Desing for damping", por Taylor, 1999.

- **Configuración Chevron:** Estos amortiguadores también poseen horquillas y cojinetes esféricos en cada extremo. Las conexiones son similares a la primera

configuración, con excepción de que los pasadores de montaje están orientados horizontalmente. El amortiguador se coloca en forma horizontal, paralela al entrepiso como se muestra en la Figura 11, por lo que logra una eficiencia de 1.

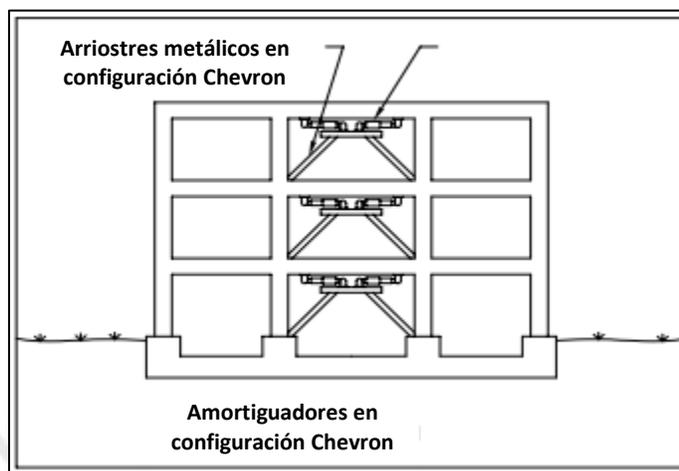


Figura 11: Amortiguadores en configuración Chevron.

Nota: Tomado de "Buildings: Design for damping", por Taylor, 1999.

- **Configuración diagonal:** Al igual que los anteriores, estos amortiguadores poseen una horquilla y un cojinete esférico en un extremo, pero en el otro extremo poseen una placa de montaje, la cual se conecta a un tubo metálico. El amortiguador se coloca en forma diagonal como se muestra en la Figura 12, por lo que su eficiencia varía y depende del ángulo que forme con la horizontal.

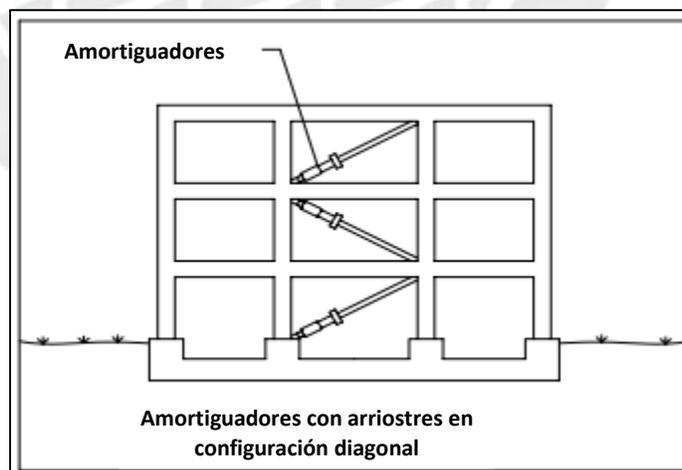


Figura 12: Amortiguadores en configuración diagonal.

Nota: Tomado de "Buildings: Design for damping", por Taylor, 1999.

Sin embargo, también existen otras configuraciones que logran alcanzar una eficiencia mayor a 1 como la *Scissor-Jack* que posee una especie de armadura alrededor del amortiguador colocadas a determinados ángulos que definen su eficiencia. La configuración *Toggle* también alcanza una eficiencia mayor a 1, la cual también depende del ángulo que forman los tubos metálicos a las que está unida el amortiguador. En la Figura 13 se muestra una comparación entre todas las configuraciones mencionadas realizada por Sigaher y Constantinou (2003):

Diagonal		$f = \cos \theta$	$\theta = 37^\circ$ $f = 0.799$ $\beta = 0.032$
Chevron		$f = 1.00$	$f = 1.00$ $\beta = 0.05$
Lower Toggle		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos (\theta_1 + \theta_2)}$	$\theta_1 = 31.9^\circ, \theta_2 = 43.2^\circ$ $f = 2.662$ $\beta = 0.344$
Upper Toggle		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos (\theta_1 + \theta_2)} + \sin \theta_1$	$\theta_1 = 31.9^\circ, \theta_2 = 43.2^\circ$ $f = 3.191$ $\beta = 0.509$
Reverse Toggle		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos (\theta_1 + \theta_2)} - \cos \theta_2$	$\theta_1 = 30^\circ, \theta_2 = 49^\circ, \alpha = 0.7$ $f = 2.521$ $\beta = 0.318$
Scissor-Jack		$f = \frac{\cos \psi}{\tan \theta_3}$	$\theta_3 = 9^\circ, \psi = 70^\circ$ $f = 2.159$ $\beta = 0.233$

Figura 13: Eficiencia para cada configuración de amortiguadores.

Nota: Tomado de "Earthquake engineering from Engineering Seismology to Performance-Bases Engineering Bozorgnia y Bertero CRC PRESS", por Ssigaher y Constantinou, 2003.

2.3. ANÁLISIS DE SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

2.3.1. Ecuación General

Como se mencionó en el acápite anterior, el comportamiento de estos dispositivos es gobernado por la siguiente ecuación:

$$F = C * V^\alpha$$

Donde:

- F: Fuerza del dispositivo
- C: Constante de amortiguamiento
- V: Velocidad relativa del dispositivo
- α : Exponente de velocidad alfa

La fuerza del disipador varía solo con la velocidad. Por lo tanto, para una velocidad dada, la fuerza será la misma en cualquier punto del dispositivo.

2.3.2. Estimación del coeficiente de amortiguamiento (C)

El FEMA 274 propone una ecuación para estimar el coeficiente de amortiguamiento para dispositivos no lineales. Esta depende de distintos parámetros propios de la estructura y de los disipadores. A continuación, se muestra dicha expresión:

$$\beta_H = \frac{\sum_j \lambda C_j \Phi_{ij}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \Phi_i^2}$$

Donde:

- β_H : Amortiguamiento viscoso
- λ : Parámetro Lambda
- C_j : Coeficiente de amortiguamiento del disipador j
- Φ_{ij} : Desplazamiento relativo entre ambos extremos del disipador j en la dirección horizontal
- θ_j : Ángulo de inclinación del disipador j

- A: Amplitud del desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento modal de la losa del último nivel)
- ω : Frecuencia angular
- m_i : Masa del nivel i
- Φ_i : Desplazamiento del nivel i

El parámetro λ se calcula en función del exponente de velocidad α ; y es obtenido mediante funciones gamma de acuerdo a la ecuación mostrada a continuación. Sin embargo, también se elaboró la Tabla 4, en la cual el FEMA 274 propone valores para dicho parámetro:

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1 + \frac{\alpha}{2})}{\Gamma(2 + \alpha)}$$

Tabla 4: Parámetro λ para distintos valores de α

Exponente α	Parámetro λ
0,25	3,7
0,50	3,5
0,75	3,3
1,00	3,1
1,25	3,0

Por otra parte, el ángulo y desplazamientos relativos dependerán del arreglo usado en los disipadores. La Figura 14 muestra dichos valores para un arreglo diagonal:

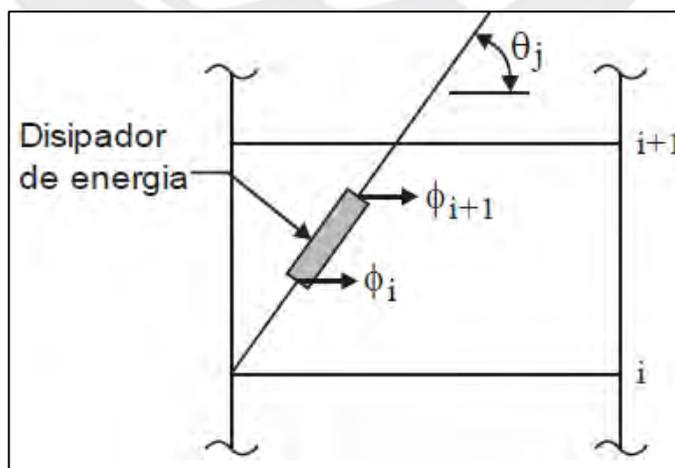


Figura 14: Ángulo de inclinación y desplazamientos del disipador.

Nota: Tomado de "Edificaciones con disipadores viscosos", por Villareal, 2016.

2.3.3. Factor de reducción de respuesta y deriva objetivo

El factor de reducción de respuesta es determinado como el cociente entre la deriva máxima obtenida del análisis tiempo historia y la deriva objetivo:

$$B = \frac{\text{Deriva Máxima}}{\text{Deriva Objetivo}}$$

La deriva objetivo es determinada según la norma usada, la cual puede ser la norma establecida en la norma E.031, la norma E.030 o la establecida en la metodología HAZUS.

2.3.4. Amortiguamiento efectivo

El factor de reducción B también está relacionado al amortiguamiento efectivo necesario en la estructura mediante la siguiente expresión:

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_0)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{\text{eff}})}$$

Donde β_0 es el amortiguamiento inherente de la estructura, el cual normalmente es considerado como 5% para estructuras de concreto armado.

A partir de dicha relación se obtiene el amortiguamiento efectivo que incluye la acción de los disipadores de energía y de la propia estructura. Por lo tanto, se determina el amortiguamiento viscoso β_H restando el amortiguamiento inherente:

$$\beta_H = \beta_{\text{eff}} - 5\%$$

2.3.5. Rigidez del dispositivo

Debido a que este tipo de disipadores solo depende de la velocidad para controlar la respuesta dinámica de la estructura, el modelo matemático del disipador debe poseer una rigidez muy alta. Por recomendación de los fabricantes de estos dispositivos (*Taylor Devices*) se considera la misma rigidez del brazo metálico que va conectado al disipador.

Por lo tanto, la rigidez del brazo se calculará como:

$$K = \frac{EA}{L}$$

Donde:

- E: Módulo de Elasticidad del Acero
- A: Área de la sección del brazo metálico
- L: Longitud del brazo metálico

Además, es necesario verificar que el perfil metálico escogido soporte los esfuerzos máximos generados. Es común emplear perfiles del tipo HSS por razones de estética y facilidades en la instalación.

2.3.6. Criterios de ubicación y disposición

La ubicación y disposición más eficiente se obtiene luego de un proceso iterativo, por lo que una mejor ubicación puede reducir el número de disipadores obteniendo los mismos resultados.

Al respecto, el capítulo 18 de la norma ASCE 7-16 brinda algunas recomendaciones:

- La estructura no debe presentar irregularidades
- Se deben usar dos dispositivos como mínimo en cada dirección
- Se deben colocar los dispositivos en todos los niveles
- Se deben ubicar de manera simétrica para evitar torsión

2.4. ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS

Existen varios métodos para el análisis de estructuras de concreto armado, tanto elásticos (lineales) como inelásticos (no lineales). Los métodos lineales incluyen procedimientos que involucran fuerzas laterales estáticas, como el propuesto por nuestra norma NTE E.030 de diseño sismorresistente; procedimientos que involucran fuerzas laterales dinámicas; y procedimientos que involucran la demanda según capacidad de la estructura.

A pesar de que los análisis elásticos brindan buenos resultados de la capacidad elástica de las estructuras e indican dónde ocurrirá la primera fluencia, no pueden predecir los mecanismos de falla y determinar la redistribución de fuerzas durante la degradación progresiva de las características de la estructura.

Sin embargo, los procedimientos de análisis inelástico ayudan a demostrar el comportamiento real de las estructuras identificando modos de falla y variación de las propiedades durante el colapso progresivo. Los procedimientos inelásticos para el diseño y análisis de estructuras intentan ayudar a los ingenieros a entender el comportamiento de las estructuras frente a eventos sísmicos severos, los cuales generarán que las estructuras excedan su capacidad elástica.

El análisis no lineal tiempo-historia es un método completo y preciso pero complejo y poco práctico para uso general. Por otra parte, existen métodos simplificados disponibles, conocidos como procedimientos de análisis estático no lineal. Dentro de estos procedimientos encontramos el método del espectro de capacidad, desarrollado en la sección 2.1 del presente trabajo; el método del coeficiente de desplazamiento, el cual usa el análisis *Pushover* y una versión modificada de la aproximación de igual desplazamiento para estimar el desplazamiento máximo; y el método de la secante.

2.4.1. Capacidad, demanda y desempeño

- **Capacidad:** La capacidad total de una estructura depende de las capacidades de resistencia y deformación de los componentes individuales de la estructura. Con el fin de determinar la capacidad más allá del rango elástico, se usa un método de análisis no lineal, como el método *Pushover*.

- **Demanda (desplazamiento):** Los movimientos del suelo durante un sismo producen patrones complejos de desplazamiento horizontal que varían con el tiempo en las estructuras. Para una estructura dada, y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada del edificio durante el evento sísmico. En los métodos no lineales, es práctico usar un conjunto de desplazamiento laterales como condición de diseño.
- **Desempeño:** Luego de definir la curva de capacidad y el desplazamiento de demanda, se puede realizar una evaluación del desempeño. Una evaluación del desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no se dañen más allá de los límites aceptables según el objetivo del desempeño deseado, el cual se basa en las fuerzas y desplazamientos que demanda el sismo.

A partir de lo mencionado anteriormente, básicamente decimos que la demanda es la representación del movimiento del suelo ocasionado por el sismo, la capacidad es la habilidad de la estructura para resistir las sollicitaciones sísmicas y el desempeño depende de la manera en que la capacidad pueda controlar la demanda sísmica. De acuerdo a ello, el ATC-40 presenta un cuadro resumen (Figura 15) de los conceptos clave en los métodos de análisis no lineal: capacidad, demanda y desempeño. Cabe mencionar que tal documento considera el análisis tiempo-historia un método complejo. Sin embargo, dicho método será usado en el análisis del caso de estudio.

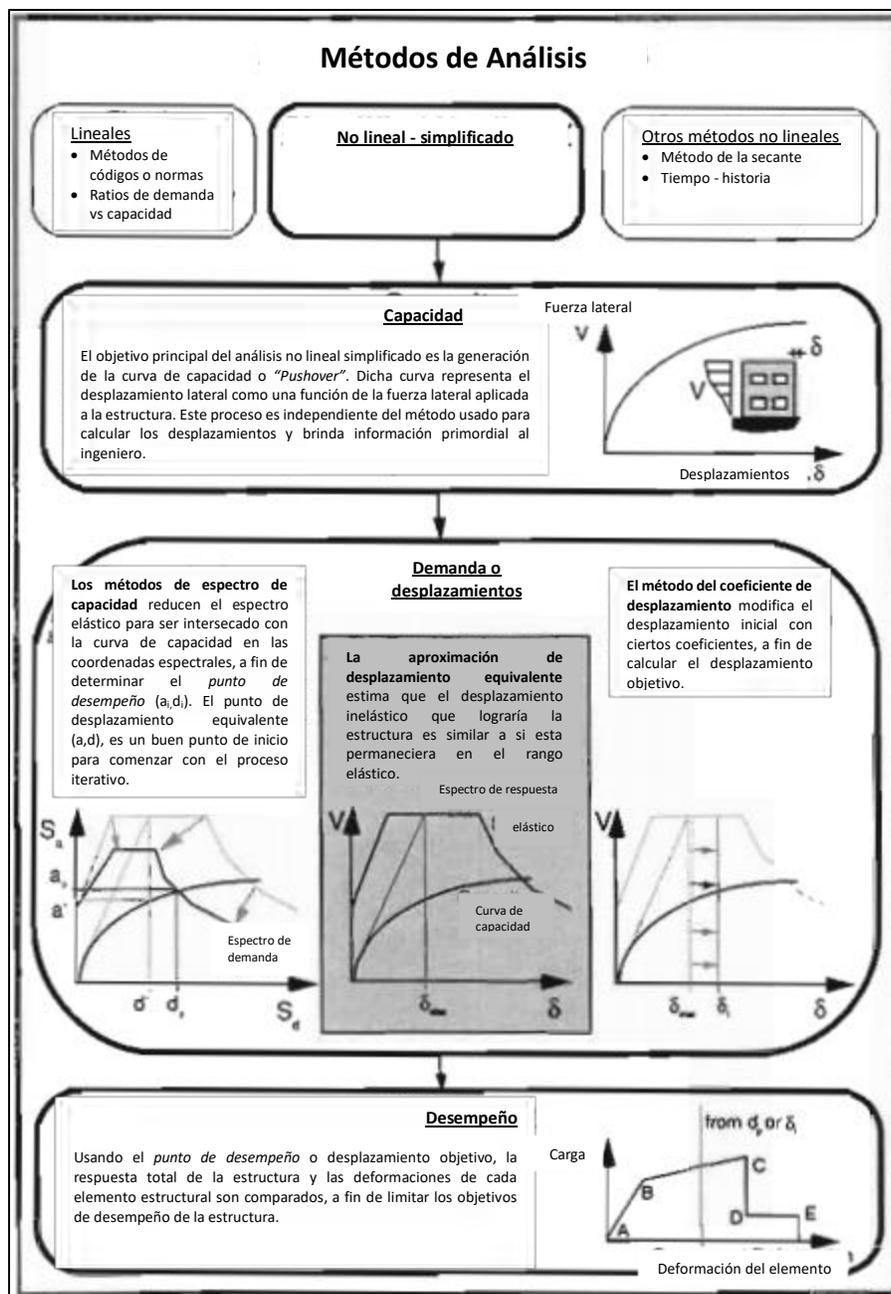


Figura 15: Capacidad, demanda y desempeño.

Nota: Tomado de "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", por ATC-40, 1996.

2.4.2. Análisis estático no lineal – Pushover

El procedimiento *Pushover* usa una serie de análisis elásticos secuenciales usando una distribución de fuerzas laterales. Las secuencias son superpuestas para aproximar y crear una curva de capacidad para la estructura en general. El modelo matemático de la estructura se modifica para cada secuencia para tener en cuenta la degradación de resistencia y rigidez de

los elementos que alcanzan la fluencia. Para la siguiente secuencia se aplica nuevamente una distribución de fuerzas laterales hasta que más elementos alcancen la fluencia. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelva inestable o llegue al colapso.

La forma más conveniente de representar la curva de capacidad es mediante la relación entre fuerza cortante basal y el desplazamiento del techo, tal como se muestra en la Figura 16.

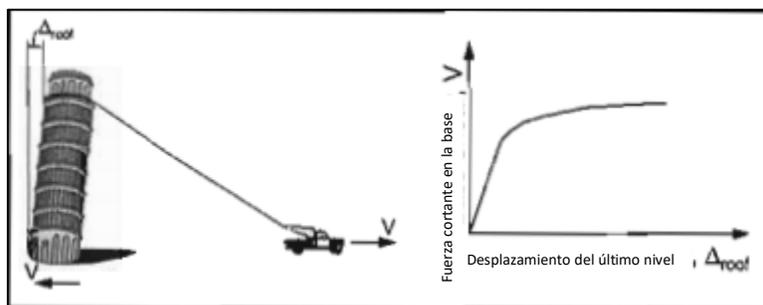


Figura 16: Analogía de la curva de capacidad.

Nota: Tomado de "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", por ATC-40, 1996.

El ATC-40 presenta el procedimiento para construir la curva *Pushover* a partir de modelos elásticos desarrollados por software (ETABS, SAP90, RISA), que en ese entonces no generaban dicha curva directamente, como ahora sí lo hacen.

Como fue mencionado anteriormente, se crea la curva aplicando fuerzas laterales incrementales y se registra el desplazamiento alcanzado por el techo como se muestra en la Figura 17.

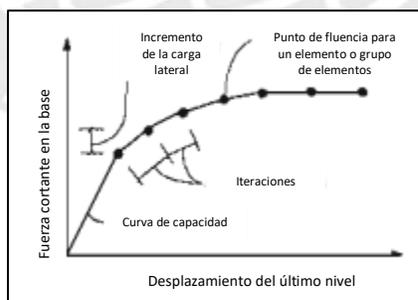


Figura 17: Curva de capacidad generada por la aplicación de fuerzas laterales.

Nota: Tomado de "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", por ATC-40, 1996.

Sin embargo, para simular la degradación de resistencia y rigidez se realizan múltiples curvas de capacidad (Figura 18) modificando las propiedades mencionadas en el modelo matemático.

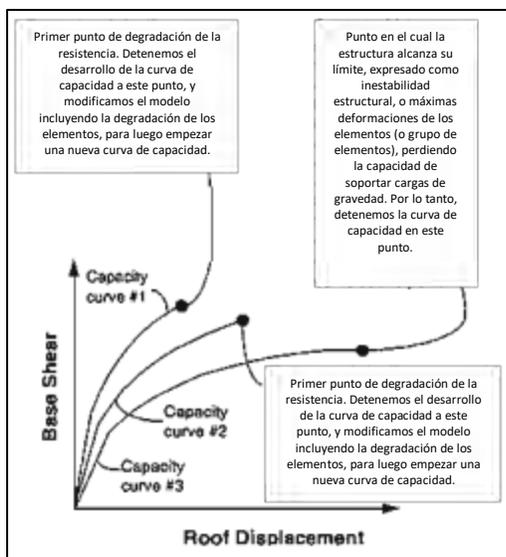


Figura 18: Múltiples curvas de capacidad para cada degradación de rigidez.

Nota: Tomado de “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, por ATC-40, 1996.

Finalmente, usando las múltiples curvas, se crea una sola curva, la cual incluye la progresiva degradación hasta el colapso de la estructura como se muestra en la Figura 19.

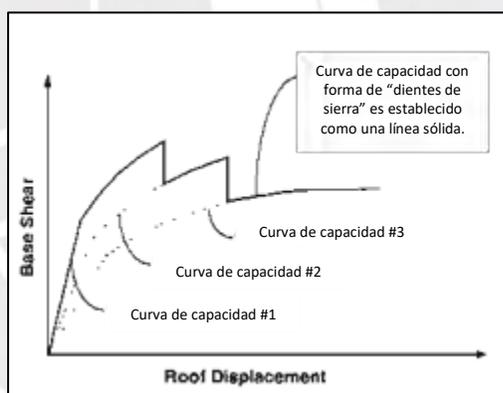


Figura 19: Curva de capacidad obtenida por superposición.

Nota: Tomado de “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, por ATC-40, 1996.

Una observación importante es que estos resultados están expuestos a ciertas imprecisiones, como la distribución estimada de cargas y su respectiva ubicación en planta, o la deformación última de la estructura.

2.4.3. Análisis dinámico no lineal – Tiempo-historia

El análisis tiempo-historia es un procedimiento que permite someter a la estructura a un registro sísmico real o sintético (generado artificialmente) obteniendo la respuesta de la

estructura en cualquier instante del tiempo de aplicación. Además, obtenemos la historia de disipación de energía que dependerá de la severidad del sismo.

Usando distintos registros sísmicos podemos obtener una respuesta diferente para cada caso. Es por ello, que este análisis es uno de los más precisos lo cual lo hace uno de los más importantes. Sin embargo, también dependerá de la confiabilidad de los registros usados. La Figura 20 muestra un registro sísmico que se empleó en el análisis tiempo historia de un colegio mediante el programa SAP2000.

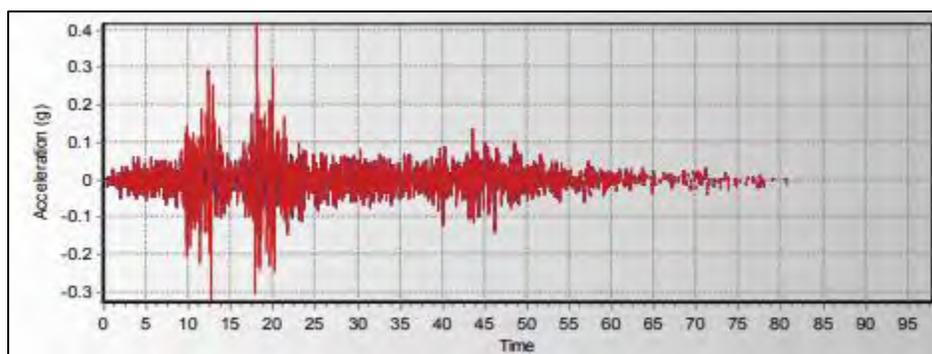


Figura 20: Registro sísmico escalado del sismo de 1974 en Perú

Nota: Tomado de tesis “Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado”, por Asmat, 2016.

2.5. ESTRUCTURAS DISEÑADAS CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

En los últimos años se han realizado trabajos de tesis y artículos, referidos a la investigación del comportamiento de estructuras equipadas con disipadores de fluido viscoso. Es por ello que alumnos de pregrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú también han desarrollado trabajos de investigación, a fin de complementar y aportar al conocimiento del uso de este tipo de dispositivos de protección sísmica. Asimismo, algunos de estos fueron usados como guía para el desarrollo del presente trabajo.

Sin embargo, también se han diseñado y reforzado estructuras con disipadores de fluido viscoso en distintos proyectos dentro de nuestro país. Al respecto, en la Tabla 5 se presenta una lista de algunos de dichos proyectos en los cuales se usaron amortiguadores de la compañía *Taylor Devices*, reconocida mundialmente en la fabricación de dispositivos de protección sísmica.

Tabla 5: Proyectos que usaron dispositivos de protección sísmica de Taylor Devices en Perú.

Nombre del proyecto	Número de Amortiguadores de fluido viscoso Taylor	Año
<i>Hospital de Huancayo</i>	155 dispositivos	2018
<i>Puente peatonal Rayito del Sol</i>	1 dispositivo	2017
<i>Centro comercial Plaza San Miguel</i>	54 dispositivos	2017
<i>Edificio de oficinas Sunat</i>	24 dispositivos	2016
<i>Edificio Torre T</i>	22 dispositivos	2016
<i>Edificio de oficinas del Banco de la Nación</i>	16 dispositivos	2015
<i>Edificio de oficinas de Pacífico Seguros</i>	48 dispositivos	2015
<i>Edificio Costa del Sol</i>	16 dispositivos	2014
<i>Aeropuerto de Lima</i>	14 dispositivos	2014
<i>Centro comercial El Quinde de Ica</i>	8 dispositivos	2013
<i>Edificio Centro Empresarial Reducto</i>	30 dispositivos	2012
<i>Torre Central - Aeropuerto Internacional Jorge Chavez</i>	42 dispositivos	2006

Nota: Tomado de la página web de Taylor Devices

3. METODOLOGÍA Y ESTUDIO DE CASO

3.1. PROBLEMÁTICA Y ANTECEDENTES

Existen edificaciones en las cuales, cualquier tipo de vibración producida por movimientos sísmicos es perjudicial para los equipos o insumos almacenados en su interior. Por ejemplo, un museo posee piezas que generalmente son frágiles y vulnerables a cualquier caída o impacto. Por lo tanto, es necesario reducir las vibraciones mediante un adecuado diseño sismorresistente o con el uso de dispositivos de protección sísmica.

De la misma manera, un hospital posee equipos que son imprescindibles para algunos pacientes además de equipos que almacenan muestras de laboratorio. Es por ello que la actual norma peruana obliga el uso de aisladores sísmicos en edificaciones hospitalarias. Sin embargo, otro método de reducción de dichas vibraciones es mediante el uso de disipadores de energía, el cual aún no está especificado en la norma.

3.2. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

Con el objetivo de estudiar el comportamiento de edificaciones, en los cuales es imprescindible reducir significativamente las vibraciones o desplazamientos considerables, se trabajará con una estructura de dichas características que forma parte de un proyecto real adaptado con esquemas disponibles, propuesto por mi asesor del presente trabajo de tesis.

La estructura de concreto armado en estudio está destinada a un pabellón de salud de dos pisos dentro de un hospital regional ubicado en la provincia de Moquegua. La Figura 21 muestra la ubicación del pabellón en estudio dentro del hospital regional.



Figura 21: Pabellón en estudio dentro del hospital regional.

El sistema sismorresistente está conformado por pórticos en ambas direcciones y losas aligeradas en dos direcciones (losas nervadas), lo cual inicialmente no permite a la estructura cumplir con lo estipulado en la norma NTE E.030 y se detallará en capítulos posteriores.

Como ya se mencionó anteriormente, el modelo del edificio fue adaptado, a fin de que los resultados obtenidos sean compatibles con otros casos de estudio que presenten un sistema

estructural similar. Por lo tanto, las características consideradas para el modelo matemático serán detalladas a continuación.

La altura de entrepiso es de 4,025 m para ambos niveles. Para una vista de planta del edificio se tiene que en la dirección “X” hay 12 paños de 7,5m, mientras que para la dirección perpendicular “Y” hay 4 paños de 6,55 m. De lo anterior, se obtiene que el área de planta en cada nivel del modelo es de 2358 m².

En la Figura 22 se muestra una vista general de la planta de la estructura, adaptada para la presente investigación, así como las dimensiones de cada paño y la distribución de columnas (A, B o C).



Figura 22: Vista general de la planta del primer nivel del caso de estudio (dimensiones y distribución de columnas)

Por otra parte, el detalle de las columnas usadas se muestra en la Figura 23. En capítulos posteriores se usarán dichos detalles de refuerzos para obtener los diagramas de interacción usando los modelos constitutivos del acero y concreto correspondientes.

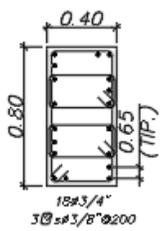
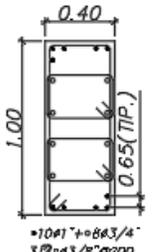
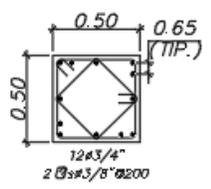
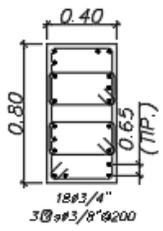
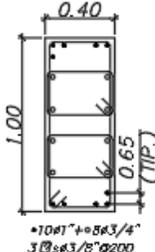
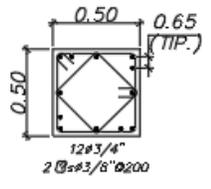
CUADRO DE COLUMNAS			
Piso	(A)	(B)	(C)
1er Piso			
2do Piso			

Figura 23: Cuadro de detalles de elementos verticales.

Las columnas “A” se ubican en las esquinas, son rectangulares de 0,40 m de ancho y 0,80 m de largo. Las columnas “B” se ubican a lo largo del perímetro del edificio, también son rectangulares de 0,40 m de ancho y 1,00 m de largo. Las columnas “C” son las centrales, estas son cuadradas de 0,50 m de lado.

De la misma manera, la Figura 24 muestra el detalle del acero de refuerzo de las vigas. Es importante mencionar que solo se poseen dos tipos de vigas según sus dimensiones, pero la cantidad y distribución de acero de refuerzo varía a lo largo de las vigas.

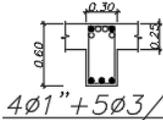
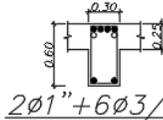
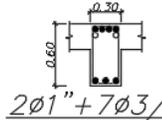
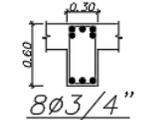
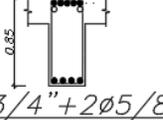
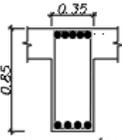
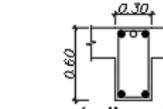
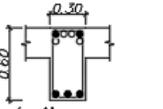
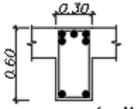
CORTES EN VIGAS 1ER PISO				
 $4\phi 1'' + 5\phi 3/4''$ A	 $2\phi 1'' + 6\phi 3/4''$ B	 $2\phi 1'' + 7\phi 3/4''$ C	 $8\phi 3/4''$ D	 $9\phi 3/4'' + 2\phi 5/8''$ E
CORTES EN VIGAS 2DO PISO				
 $9\phi 5/8''$ F	 $1\phi 3/4'' + 4\phi 5/8''$ G	 $4\phi 3/4'' + 5\phi 5/8''$ H	 $7\phi 5/8''$ I	

Figura 24: Cuadro de detalles de refuerzo de viga por cortes.

La ubicación de dichos cortes se detalla en los planos ubicados en la parte de anexos del presente trabajo. A partir de esta distribución de acero de refuerzo se obtendrá los diagramas de momento-curvatura, tanto para momentos positivos como negativos.

Las vigas de 0,30 m de ancho y 0,60 m de peralte se ubican en la parte central de ambos niveles, mientras que las vigas de 0,35 m de ancho y 0,85 m de peralte se ubican en los extremos del edificio en dirección Y-Y.

3.3. MODELO MATEMÁTICO Y ANÁLISIS: CARGAS DE GRAVEDAD Y SÍSMICO

Se elaboró el modelo matemático del edificio usando el programa SAP2000 mediante elementos lineales “*frame*” para vigas y columnas. Por otra parte, las losas se modelaron usando elementos “*Shell-thin*” con un espesor muy delgado (10^{-5}), debido a que su única función en el modelo es distribuir las cargas a las respectivas vigas y poder representar el comportamiento en dos direcciones. Además, se asignaron diagramas rígidos a cada nivel, cada uno con 3 grados de libertad. La Figura 25 muestra el modelo 3D del pabellón en estudio.

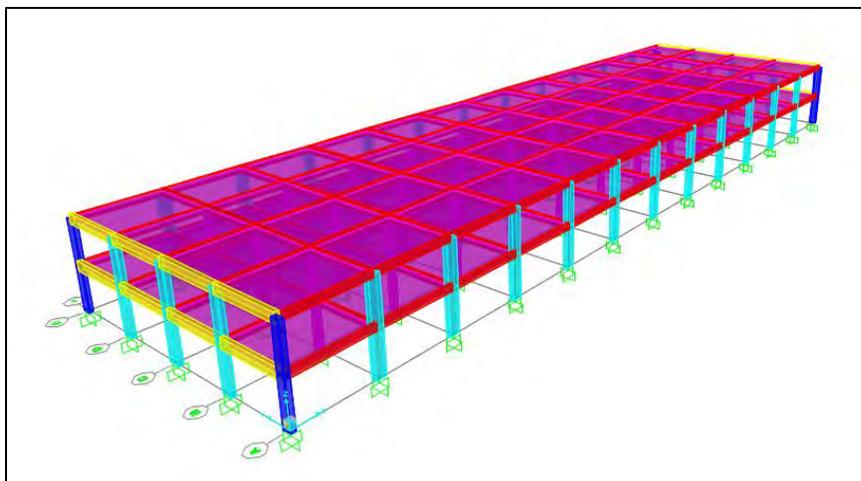


Figura 25: Vista 3D del modo matemático en SAP2000.

Para la realización del análisis se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- El concreto tiene un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para todos los elementos.
- El acero de refuerzo tiene un $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$.
- El Estudio de Mecánica de Suelos indica que el suelo ocupa una clasificación S2 según la Norma Técnica de Edificaciones E.030 de Diseño Sismorresistente.
- El sistema estructural es de pórticos en ambas direcciones.
- La estructura está destinada a un uso hospitalario por lo que posee un grado de importancia mayor y ocupa una clasificación A según la Norma Técnica de Edificaciones E.030 de Diseño Sismorresistente.
- La estructura está ubicada en la provincia de Moquegua.

3.3.1. Análisis por cargas de gravedad

Para el análisis de cargas de gravedad se consideró para cargas muertas el peso propio de los elementos, el cual es calculado por el programa SAP2000 de acuerdo a las dimensiones para columnas y vigas.

De la misma manera, se consideró la sobrecarga correspondiente para hospitales, la cual se divide entre sobrecarga para corredores y sobrecarga para ambientes en general. Dichas sobrecargas están indicadas en la norma NTE E.020 de Cargas.

Metrado de Cargas

Carga Muerta: La carga muerta se obtiene a partir del peso propio de los elementos y del piso terminado sobre la losa. A continuación, se muestra una tabla con las cargas muertas consideradas:

Tabla 6: Tabla resumen de Carga Muerta

	Carga Muerta (ton/m ²)
Peso Propio	Sección x 2.4 ton/m ³
P. losa 1er piso	0,250
P.P. terminado 1er piso	0,150
P. losa 2do piso	0,250

Carga viva: La norma E.020 de Cargas indica la sobrecarga mínima repartida según el tipo de edificación. En este caso, una estructura hospitalaria posee las siguientes sobrecargas mínimas:

Tabla 7: Tabla resumen de Carga Viva

	Carga viva (ton/m ²)
Sobrecarga en corredores 1er piso	0,400
Sobrecarga en ambientes 1er piso	0,250
Sobrecarga en 2do piso	0,100

Debido a que son losas nervadas, la carga se distribuye en ambas direcciones usando el método del sobre, con la cual obtenemos cargas triangulares o trapezoidales en las vigas.

3.3.2. Análisis Estático

El análisis estático representa las solicitaciones sísmicas como fuerzas horizontales distribuidas en cada nivel de la estructura, las cuales se obtienen a partir de la fuerza cortante en la base. Esta última es un porcentaje del peso total de la estructura.

Según el artículo 25 de la norma E.030, la fuerza cortante en la base depende de varios parámetros para su cálculo:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Donde:

Z (Factor de Zona): La estructura está ubicada en Moquegua, por lo que según el mapa de aceleraciones está ubicada en la zona 4 y le corresponde un valor de **0,45**.

U (Factor de Uso): La estructura está destinada a un uso hospitalario. Por lo tanto, le corresponde un valor de **1,5**.

S (Factor de Suelo): El tipo de suelo sobre el cual se apoya la estructura está clasificado como S2. Por lo tanto, como está ubicado en la zona 4, le corresponde un valor de **1,05**.

Además, obtenemos los valores de T_p y T_1 para el suelo S2:

T_p posee un valor de **0,6 segundos** y T_1 posee un valor de **2,0 segundos**.

C (Coeficiente de amplificación sísmica): Se estima el periodo fundamental de vibración para cada dirección (en este caso iguales) con las expresiones brindadas por la norma:

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{8,05}{35} = 0,23 \text{ s}$$

De lo anterior, como $T < T_p$ (0,6 s), se obtiene un valor de C igual a **2,5**.

R (Factor de reducción sísmica): Debido a que la estructura está conformada por pórticos de concreto en ambas direcciones, le corresponde un valor de R igual a **8** en ambas direcciones.

Irregularidades: El artículo N° 20 de la norma NTE E.30 enumera las posibles irregularidades que puede existir en una estructura. Al respecto, al evaluar la estructura, previo al análisis modal espectral, se determina que esta no posee irregularidades en planta ni en altura. Por lo tanto, el valor de **R** no sufre cambios. Sin embargo, cabe aclarar que, dicho coeficiente R puede variar en función de los resultados de derivas y desplazamientos obtenidos en el análisis.

Conociendo los valores de cada parámetro obtenemos:

$$V_{base} = \frac{0,45 * 1,5 * 2,5 * 1,05}{8} * Peso$$

$$V_{base} = 0,22 * Peso$$

Se observa que la fuerza cortante basal es aproximadamente el 22% del peso total de la estructura.

El peso es calculado por el programa en el cual modelamos la estructura. Se consideró la estimación del peso recomendada por la norma:

- 100% de la carga permanente
- 50% de la carga viva por ser edificación de categoría A

Tabla 8: Peso sísmico del edificio

Peso sísmico del edificio (ton)	3 149,05
---------------------------------	----------

Además, se considera una excentricidad accidental del 5% en cada dirección como está indicado en la norma.

Finalmente, obtenemos las fuerzas cortantes basales en cada dirección:

Tabla 9: Cortantes basales en cada dirección

Fuerza	Cortante Basal (ton)
Estático X	673,81
Estático Y	673,81

Dirección X		Dirección Y	
C/R	0,313	C/R	0,313
ZUCS/R	0,221	ZUCS/R	0,221

3.3.3. Análisis dinámico

De acuerdo al procedimiento indicado por la norma E.030 de Diseño Sismorresistente, usamos el espectro de aceleraciones construida a partir de los mismos factores del análisis estático.

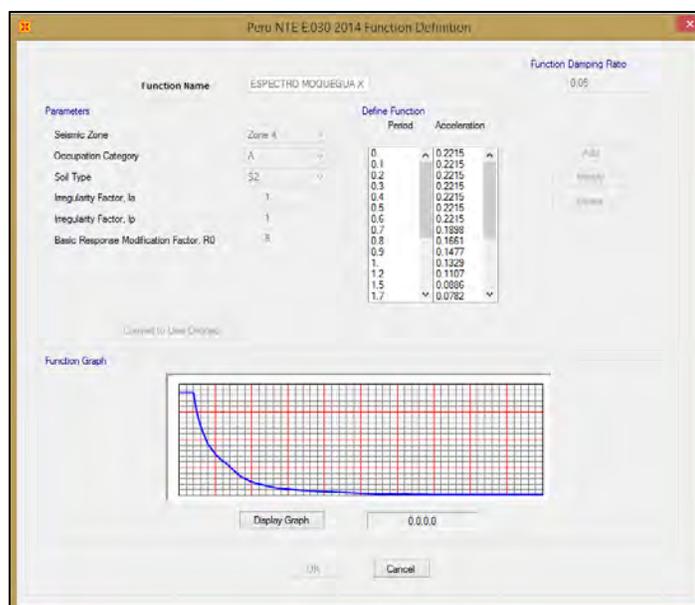


Figura 26: Espectro de la norma peruana E.030.

A partir del espectro anterior obtenemos los siguientes resultados:

Tabla 10: Periodos y masas participantes

Dirección X		Dirección Y	
T (s)	0,372	T (s)	0,389
% Masa Participante	85,28	% Masa Participante	89,47

V dinámico X (ton)	V dinámico Y (ton)
584,91	608,85

De acuerdo a la norma los V dinámicos deben ser como mínimo el 80% de las fuerzas en la base obtenidas por el análisis estático. Comparamos:

Tabla 11: Comparación de cortantes basales

	Dirección X	Dirección Y
0.8 V estático	539,05	539,05
V dinámico	584,91	608,85

Debido a que son mayores que el 80% del V estático, no es necesario su amplificación.

Finalmente, calculamos los desplazamientos máximos y las derivas de entrepiso:

Tabla 12: Desplazamientos y derivas en dirección X

Dirección X	Desp. Máx (mm)	Altura Entrepiso (mm)	Desp. Máx Inelástico (mm)	Deriva
Entrepiso 1	4,43	4 025	26,58	0,0066
Entrepiso 2	10,01	4 025	60,06	0,0083

Tabla 13: Desplazamientos y derivas en dirección Y

Dirección Y	Desp. Máx (mm)	Altura Entrepiso (mm)	Desp. Máx Inelástico (mm)	Deriva
Entrepiso 1	6,33	4 025	37,98	0,0094
Entrepiso 2	12,46	4 025	74,76	0,0091

Al respecto, de los resultados obtenidos se puede verificar los lineamientos estipulados en la norma. En primer lugar, respecto a la existencia de irregularidades que no se logran determinar sin realizar el análisis modal espectral, se puede descartar la irregularidad torsional, debido a que el sistema estructural es simétrico y regular en ambas direcciones de análisis, por lo que la única fuente de torsión es la accidental introducida en la estructura; la misma que se verifica al revisar los desplazamientos obtenidos en el software, los cuales muestran desplazamientos similares en toda la planta en cada dirección de análisis. Asimismo, se verificó la existencia de la irregularidad por piso blando, el cual no está presente en la estructura en estudio tal como se esperaba. Esto, debido principalmente a que la altura de entrepiso es la misma en ambos niveles, a diferencia de los edificios convencionales, en los cuales el primer nivel posee una altura de entrepiso distinta a las demás. En ese sentido, se verifica el cumplimiento de lo estipulado en la tabla N° 10 del artículo 21 de la norma NTE E.030, la cual indica que no se permiten irregularidades para estructuras de categoría A, ubicadas en las zonas 4, 3 y 2 del mapa de aceleraciones de nuestro país.

Por otra parte, respecto a las derivas obtenidas en las tablas 12 y 13, se aprecia que estas son mayores a la máxima permitida para estructuras de concreto que no están constituidas por muros, establecida en 0.7%, según lo estipulado en la Tabla 11 de la norma NTE E.030. Al respecto, se verifica que pese a ser una estructura de poca altura, su sistema estructural compuesto únicamente por pórticos de concreto armado, no ofrece la rigidez lateral necesaria para el cumplimiento de dichos lineamientos. Dichos resultados son concordantes con lo

esperado inicialmente y los alcances del presente trabajo, el cual busca cumplir con la normativa mediante el uso de los disipadores de fluido viscoso.

3.4. DEFINICIÓN DE DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA

El análisis no lineal requiere de las propiedades de los elementos estructurales en el rango inelástico. Dichas propiedades son definidas principalmente por la ductilidad, la cual se determina mediante los diagramas momento curvatura. Es por ello, que deben construirse dichos diagramas, tanto para vigas como para columnas.

3.4.1. Modelos de comportamiento para el concreto armado

Debido a que este análisis requiere aprovechar la ductilidad de los materiales, se utilizaron los siguientes modelos de comportamiento para el concreto y el acero de refuerzo:

Modelo elastoplástico del acero: Se usó el modelo esfuerzo-deformación que propone el código del ACI para el acero. Esta curva está simplificada como 2 líneas rectas, ignorando la resistencia superior de cedencia y el aumento en el esfuerzo por endurecimiento.

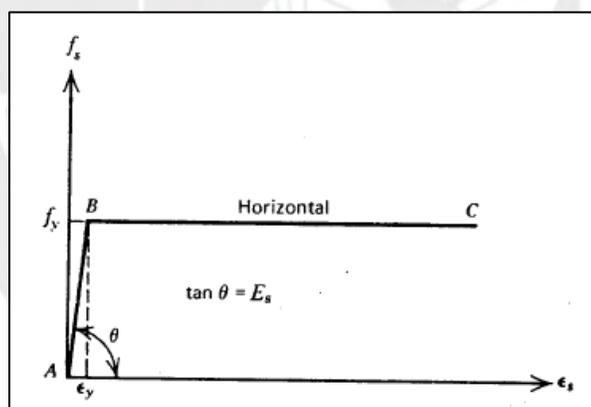


Figura 27: Modelo elastoplástico del acero.

Nota: Tomado de "Estructuras de concreto reforzado", por Park y Paulay, 1988.

Modelo de Hognestad para concreto: Se usó el modelo de Hognestad, el cual es probablemente el más usado en trabajos de investigación. Este modelo favorece en cuanto a ductilidad, que es lo que se requiere para este tipo de análisis. Se consideró las recomendaciones del CEB, el cual especifica que f''_c es equivalente al $0,85 f'_c$.

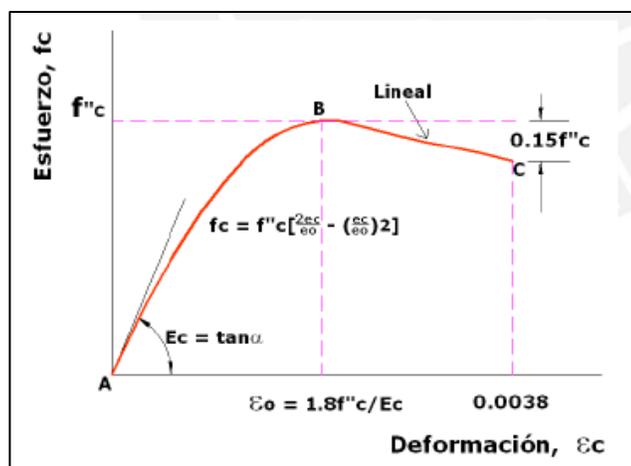


Figura 28: Modelo Hognestad de esfuerzo-deformación.

Nota: Tomado de "Estructuras de concreto reforzado", por Park y Paulay, 1988.

Además de ello, se consideró una capacidad de deformación última del concreto de 0,006 para vigas y 0,007 para columnas por efectos de confinamiento a partir del siguiente gráfico:

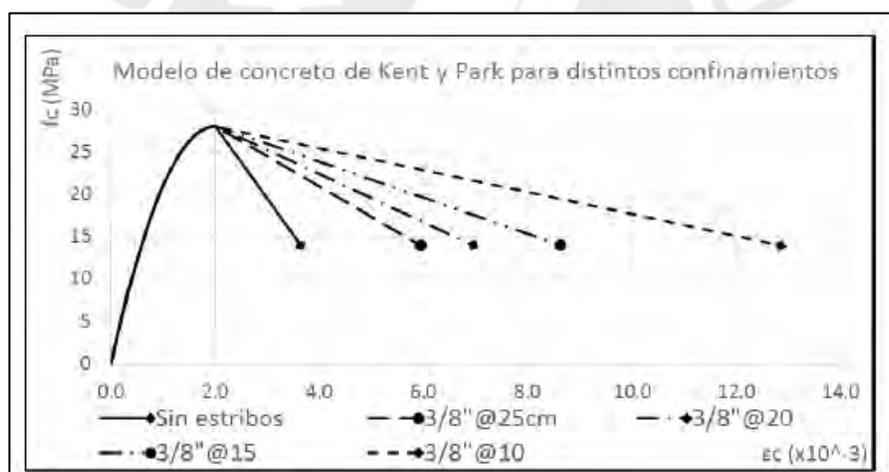


Figura 29: Modelo de concreto para efectos de confinamiento.

Nota: Tomado de tesis "Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzado sometidas a flexión", por Chang, 2015.

Debido a que se usaron estribos de $3/8''$ de diámetro y a separaciones de 20 y 25cm se obtuvieron las deformaciones mencionadas anteriormente. Dicho confinamiento también genera una resistencia f'_c extra calculada con las siguientes expresiones:

$$\sigma_3 = \frac{2 * A_s * f_s}{b_c * s}$$

$$\sigma_1 = f_c + 4.1 \sigma_3$$

Figura 30: Expresiones para determinar la resistencia adicional por confinamiento.

Nota: Tomado de "Apuntes de Concreto Armado", por Ottazzi, 2004.

Donde:

σ_3 : Resistencia adicional debido al confinamiento y separación de estribos

σ_1 : Resistencia final debido a la resistencia adicional

3.4.2. Diagramas Momento – Curvatura en Vigas

Debido a que solo se necesita información del rango inelástico, el diagrama usado se simplifica al bilineal, el cual ignora el estado de agrietamiento. Se determinó el diagrama para 9 secciones de vigas (para momento positivo y negativo) usando una hoja de cálculo. Por lo tanto, calculamos los momentos últimos y de fluencia con sus respectivas deformaciones unitarias:

Usamos las relaciones constitutivas, de compatibilidad y de equilibrio para obtener la profundidad del eje neutro en cada caso, considerando el acero en compresión para obtener la mayor ductilidad posible. Una vez obtenido dicho valor, determinamos el momento y la curvatura correspondientes.

Momento último									
		c (cm)	13.79						
As (cm2)	26.08	Constitutivas		Compatibilidad		Equilibrio		c (cm)	6.50
As' (cm2)	8.52	ϵ_c	0.0060	fs' (kg/cm2)	4200.00	Tracción (ton)	109.54	troide Comp	6.34
d (cm)	53	ϵ_s	0.0171	fs (kg/cm2)	4200.00	Co1 (ton)	4.71	Jd (cm)	46.66
d' (cm)	6	ϵ_s'	0.0034			Co2 (ton)	15.25	Mmáx (ton.m)	51.11
b (cm)	30	As' EN COMPRESIÓN				Co3 (ton)	53.76		
h (cm)	60					As'xfs' (ton)	35.784	$\phi_{máx}$ (1/m)	0.0435
						Diferencia	0.00		
						¡EQUILIBRIO!			

Figura 31: Momento último y curvatura última de la Viga "A" - M negativo.

Momento de fluencia		c (cm)							
As (cm ²)	26.08		22.29						
As' (cm ²)	8.52	Constitutivas		Compatibilidad		Equilibrio		ϵ_c	0.0015
d (cm)	53	ϵ_s	0.0021	fs (kg/cm ²)	2227.87	Tracción (ton)	109.54	K2	0.3611
d' (cm)	6	ϵ_c	0.0015	fs (kg/cm ²)	4200.00	Cc1 (ton)	90.59	c ⁻ (cm)	8.05
b (cm)	30	ϵ_s'	0.0011				Centroide Comp		7.63
h (cm)	60	As' EN COMPRESIÓN					Jd (cm)		45.31
						As'xfs' (ton)	18.98	My (ton.m)	49.63
						Diferencia	0.00		
						¡EQUILIBRIO!		ϕ_y (1/m)	0.0068

Figura 32: Momento de fluencia y curvatura de fluencia de la viga "A" - M negativo

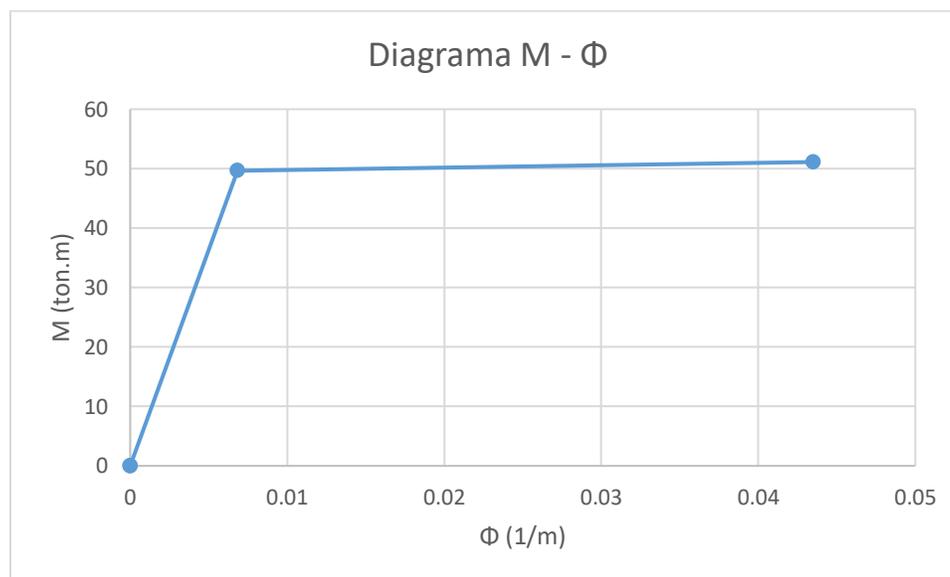


Figura 33: Diagrama Momento-Curvatura de la Viga "A" - M negativo.

De la misma manera obtenemos los diagramas para todas las secciones:

Tabla 14: Resumen de momentos y curvaturas en vigas

		My (ton.m)	Φ_y	Mu (ton.m)	Φ_u	Ductilidad
Viga A	Negativo	49.63	0.0068	51.11	0.0435	6.40
	Positivo	17.52	0.005	18.2	0.0861	17.22
Viga B	Negativo	41.4	0.0065	42.64	0.0481	7.40
	Positivo	11.83	0.0048	12.59	0.0897	18.69
Viga C	Negativo	41.66	0.0064	43.2	0.0585	9.14
	Positivo	17.53	0.005	18.2	0.0862	17.24
Viga D	Negativo	28.14	0.0058	29.02	0.0806	13.90
	Positivo	17.55	0.0051	18.2	0.0864	16.94
Viga G	Negativo	13.98	0.0051	14.51	0.1043	20.45
	Positivo	8.47	0.0047	9.23	0.1013	21.55

Viga H	Negativo	30.23	0.0059	31.24	0.0721	12.22
	Positivo	12.5	0.0049	13.22	0.0905	18.47
Viga I	Negativo	20.1	0.0055	20.76	0.0882	16.04
	Positivo	8.45	0.0047	9.24	0.0972	20.68
Viga E	Negativo	54.17	0.0037	56.16	0.0783	21.16
	Positivo	34.85	0.0034	35.94	0.0841	24.74
Viga F	Negativo	30.39	0.0034	31.41	0.096	28.24
	Positivo	24.77	0.0033	25.76	0.0906	27.45

Adicionalmente, determinamos los valores intermedios de momento y curvatura que va alcanzando el elemento durante su incursión en el rango inelástico, los cuales serán introducidos en el software, a fin de representar las rótulas plásticas y mecanismos de falla que se forman en la estructura. Dichos valores intermedios corresponden al desempeño *funcional*, *resguardo de la vida* y *cerca al colapso* según lo indicado por SEAOC (1995). La curvatura última es la correspondiente al *colapso*.

Tabla 15: Ductilidad y desempeño en Vigas

	Ductilidad	Desempeño		
		Funcional	Resguardo de la Vida	Cerca al colapso
Viga A	6.40	1.92	3.84	5.12
	17.22	5.17	10.33	13.78
Viga B	7.40	2.22	4.44	5.92
	18.69	5.61	11.21	14.95
Viga C	9.14	2.74	5.48	7.31
	17.24	5.17	10.34	13.79
Viga D	13.90	4.17	8.34	11.12
	16.94	5.08	10.16	13.55
Viga G	20.45	6.14	12.27	16.36
	21.55	6.47	12.93	17.24
Viga H	12.22	3.67	7.33	9.78
	18.47	5.54	11.08	14.78
Viga I	16.04	4.81	9.62	12.83
	20.68	6.20	12.41	16.54
Viga E	21.16	6.35	12.70	16.93
	24.74	7.42	14.84	19.79
Viga F	28.24	8.47	16.94	22.59
	27.45	8.24	16.47	21.96

3.4.3. Diagramas Momento – Curvatura en Columnas

De la misma manera que para las vigas, se determinó los diagramas momento – curvatura para las columnas. Sin embargo, en este caso, cada columna posee un diagrama correspondiente para un determinado valor de carga axial. Es por ello que, se construyeron los diagramas para 7 diferentes puntos obtenidos a partir de sus respectivos diagramas de interacción. Se determinó el diagrama para 3 secciones de columna (para cada dirección en el caso de columnas rectangulares) usando una hoja de cálculo. Calculamos los momentos últimos y de fluencia con sus respectivas deformaciones unitarias. Valores negativos indican tracción:

COMPRESIÓN PURA			
	Concreto (ton)	Acero (ton)	0.8 Po (ton)
	565.28	214.70	623.98
	80	781.28	21.59
Iterar "c" para obtener Mn de 0.8Pn	c (cm)	Pn	Mn
	Compresión Pura	623.98	0
	65.757	623.98	64.93
	62	575.20	75.38
	61	561.79	78.10
	60	548.19	80.80
	55	482.29	92.23
	50	422.28	99.40
	45	361.21	103.82
	40	301.75	104.81
	35	242.45	103.15
	30	187.22	98.45
	25	120.53	90.23
	17.5	26.48	72.78
	15.7355	0.00	66.86
	10	-65.71	49.77
	7	-109.07	36.09
	Tracción pura	-214.70	0

Figura 34: Puntos escogidos (verdes) para los diagramas momento-curvatura.

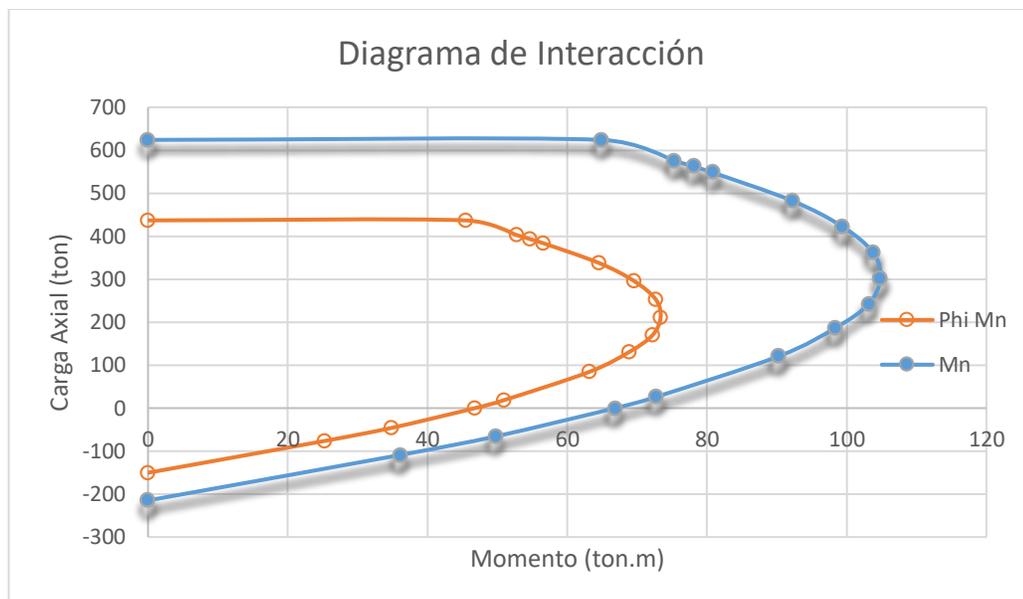


Figura 35: Diagrama de interacción - Columna "A" - Ángulo 0°.

Usamos las relaciones constitutivas, de compatibilidad y de equilibrio para obtener la profundidad del eje neutro en cada caso. En este caso, el equilibrio se logra considerando la fuerza axial seleccionada anteriormente. Una vez obtenido dicho valor, determinamos el momento y la curvatura correspondientes. Valores negativos indican tracción:

Momento último									
b (cm)	40	c (cm)	63.275			Equilibrio			
h (cm)	80					P (ton)	561.79		
				ϵ_c	0.0070	Cc1 (ton)	30.37	$\bar{\epsilon}$ (cm)	30.24
						Cc2 (ton)	77.70	Mmáx (ton.m)	71.88
				A_s (cm ²)	d_i (cm)	ϵ_{si}	f_{si}	Cc3 (ton)	339.02
								Φ máx (1/m)	0.0111
Capa 1	8.52	6	0.0063	4200.00	As1xfs1	35.78			
Capa 2	2.84	12.5	0.0056	4200.00	As2xfs2	11.93			
Capa 3	5.68	19.6	0.0048	4200.00	As3xfs3	23.86			
Capa 4	2.84	26.1	0.0041	4200.00	As4xfs4	11.93			
Capa 5	5.68	33.2	0.0033	4200.00	As5xfs5	23.86			
Capa 6	5.68	46.8	0.0018	3645.20	As6xfs6	20.70			
Capa 7	2.84	53.9	0.0010	2074.28	As7xfs7	5.89			
Capa 8	5.68	60.4	0.0003	636.11	As8xfs8	3.61			
Capa 9	2.84	67.5	-0.0005	-934.81	As9xfs9	-2.65			
Capa 10	8.52	74	-0.0012	-2372.98	As10xfs10	-20.22			
						Diferencia	0.00		
						¡EQUILIBRIO!			

Figura 36: Momento último y curvatura de la columna "A" - Ángulo 0° para una carga axial de 561.79 ton.

Momento de fluencia											
b (cm)	40	c (cm)	3.595			Equilibrio					
h (cm)	80					P (ton)	-109.07	K2	0.3347		
				ec	0.00011	Cc1 (ton)	1.95	c̄ (cm)	1.20		
						Cc2 (ton)	0.00	My (ton.m)	18.86		
				As (cm2)	di (cm)	esi	fsi	Cc3 (ton)	0.00	Φy (1/m)	0.0030
Capa 1	8.52	6	-0.0001	-143.47	As1xfs1	-1.22					
Capa 2	2.84	12.5	-0.0003	-531.23	As2xfs2	-1.51					
Capa 3	5.68	19.6	-0.0005	-954.78	As3xfs3	-5.42					
Capa 4	2.84	26.1	-0.0007	-1342.53	As4xfs4	-3.81					
Capa 5	5.68	33.2	-0.0009	-1766.08	As5xfs5	-10.03					
Capa 6	5.68	46.8	-0.0013	-2577.39	As6xfs6	-14.64					
Capa 7	2.84	53.9	-0.0015	-3000.94	As7xfs7	-8.52					
Capa 8	5.68	60.4	-0.0017	-3388.69	As8xfs8	-19.25					
Capa 9	2.84	67.5	-0.0019	-3812.24	As9xfs9	-10.83					
Capa 10	8.52	74	-0.0021	-4200.00	As10xfs10	-35.78					
						Diferencia	0.00				
						¡EQUILIBRIO!					

Figura 37: Momento de fluencia y curvatura de la columna "A" - Ángulo 0° para una carga axial de -109.07 ton.

De la misma manera obtenemos los diagramas para todas las secciones:

Tabla 16: Resumen de momentos y curvaturas en columnas

	Carga Axial (ton)	Mmáx (ton.m)	Φmáx (1/m)	My (ton.m)	Φy (1/m)	Ductilidad
COLUMNA A-Y	561.79	71.88	0.0111	74.9	0.0111	0
	482.29	88.14	0.0122	88.37	0.0122	0
	301.75	104.8	0.0168	83.31	0.0079	8.9
	187.22	99.89	0.0224	70.66	0.0065	15.9
	26.48	74.64	0.0386	55.8	0.0042	34.4
	0	68.61	0.0431	49.07	0.004	39.1
	-109.07	37.22	0.0978	18.86	0.003	94.8
COLUMNA A-X	561.79	35.92	0.0214	35.92	0.0214	0
	482.29	45.03	0.0236	47.34	0.0216	2
	301.75	58.04	0.0328	52.97	0.0201	12.7
	187.22	54.06	0.0506	45.81	0.0149	35.7
	26.48	36.39	0.0996	28.78	0.0116	88
	0	32.72	0.1069	25.62	0.0112	95.7
	-109.07	17.35	0.1390	14.07	0.0069	132.1
COLUMNA B-Y	726.3	57.42	0.0085	64.44	0.0081	0.4
	584.8	115.05	0.0096	116	0.0096	0
	377.19	161.1	0.0134	130.62	0.0063	7.1
	275.51	167.66	0.0166	128.12	0.0054	11.2
	40.37	142.67	0.0373	97.08	0.0041	33.2
	0	132.91	0.0470	89.38	0.0039	43.1
	-178.68	76.81	0.1156	66.35	0.0033	112.3

COLUMNA B-X	726.3	46.17	0.0217	46.17	0.0217	0
	584.8	61.36	0.0247	63.75	0.0237	1
	377.19	74.64	0.0329	66.3	0.0193	13.6
	275.51	72.07	0.0433	60.5	0.016	27.3
	40.37	52.06	0.0868	37.99	0.0118	75
	0	46.58	0.0954	40.51	0.0092	86.2
	-178.68	21.53	0.1386	15.28	0.0069	131.7
COLUMNA C	436.09	30.72	0.0169	30.72	0.0169	0
	340.93	43.92	0.0200	43.92	0.0200	0
	240.96	49.42	0.0258	43.71	0.0151	10.7
	190.46	49.00	0.0307	40.79	0.0128	17.9
	72.36	40.21	0.0561	28.69	0.0097	46.4
	0	28.77	0.0940	18.71	0.0084	85.6
	-81.48	13.28	0.1386	9.31	0.0056	133

Adicionalmente, determinamos los valores intermedios de momento y curvatura que va alcanzando el elemento durante su incursión en el rango inelástico, los cuales serán introducidos en el software, a fin de representar las rótulas plásticas y mecanismos de falla que se forman en la estructura. Dichos valores intermedios corresponden al desempeño *funcional*, *resguardo de la vida* y *cerca al colapso* según lo indicado por SEAOC (1995). La curvatura última es la correspondiente al *colapso*.

Tabla 17: Ductilidad y desempeño en columnas

	Carga Axial (ton)	Ductilidad	Desempeño		
			Funcional	Resguardo de la Vida	Cerca al colapso
COLUMNA A-Y	561.79	0	0	0	0
	482.29	0	0	0	0
	301.75	8.9	2.67	5.34	7.12
	187.22	15.9	4.77	9.54	12.72
	26.48	34.4	10.32	20.64	27.52
	0	39.1	11.73	23.46	31.28
	-109.07	94.8	28.44	56.88	75.84
COLUMNA A-X	561.79	0	0	0	0
	482.29	2	0.6	1.2	1.6
	301.75	12.7	3.81	7.62	10.16
	187.22	35.7	10.71	21.42	28.56
	26.48	88	26.4	52.8	70.4

	0	95.7	28.71	57.42	76.56
	-109.07	132.1	39.63	79.26	105.68
COLUMNA B-Y	726.3	0.4	0.12	0.24	0.32
	584.8	0	0	0	0
	377.19	7.1	2.13	4.26	5.68
	275.51	11.2	3.36	6.72	8.96
	40.37	33.2	9.96	19.92	26.56
	0	43.1	12.93	25.86	34.48
	-178.68	112.3	33.69	67.38	89.84
COLUMNA B-X	726.3	0	0	0	0
	584.8	1	0.3	0.6	0.8
	377.19	13.6	4.08	8.16	10.88
	275.51	27.3	8.19	16.38	21.84
	40.37	75	22.5	45	60
	0	86.2	25.86	51.72	68.96
	-178.68	131.7	39.51	79.02	105.36
COLUMNA C	436.09	0	0	0	0
	340.93	0	0	0	0
	240.96	10.7	3.21	6.42	8.56
	190.46	17.9	5.37	10.74	14.32
	72.36	46.4	13.92	27.84	37.12
	0	85.6	25.68	51.36	68.48
	-81.48	133	39.9	79.8	106.4

3.5. ESTUDIO DEL ANÁLISIS NO LINEAL

Las propiedades no lineales determinadas anteriormente permiten el análisis inelástico de la estructura. Los principales métodos usados son el análisis estático no lineal o *Pushover* y el análisis tiempo-historia, siendo este último el usado para el diseño y distribución de los disipadores.

3.5.1. Análisis estático no lineal – *Pushover*

El análisis estático incremental tiene como objetivo relacionar la fuerza cortante en la base de la estructura con el desplazamiento en un punto del nivel más alto. Esta relación se realiza conforme se va incrementando la carga sísmica, la cual es representada mediante una distribución de fuerzas horizontales aplicadas en cada nivel.

El incremento de dichas fuerzas genera que la estructura incurra en el rango inelástico, lo cual conlleva a la aparición de rótulas plásticas o mecanismos de falla hasta que una sección llegue a la rotura por compresión.

Este análisis permite observar el comportamiento de la estructura en el rango elástico e inelástico. Además, muestra las propiedades más importantes frente a sollicitaciones sísmicas: resistencia, rigidez y ductilidad.

Procedimiento:

Propiedades inelásticas de los elementos: Para la realización de este análisis es necesario ingresar las propiedades inelásticas de los elementos estructurales al software (SAP2000). Dichas propiedades fueron determinadas en el subcapítulo anterior.

Método de control del análisis: El análisis incremental puede ser controlado mediante la fuerza aplicada o mediante el desplazamiento alcanzado. En este caso, el control se realizó mediante el desplazamiento hasta que una sección alcance la rotura por compresión.

Distribución de Fuerzas: A partir de lo anterior se establece una distribución de fuerzas normalizada a la unidad, que será aplicada. Existen distintos patrones de fuerzas horizontales que pueden ser usados para representar las fuerzas sísmicas: uniforme, triangular, parabólica, etc. Sin embargo, en este caso se usó una distribución triangular con una carga unitaria en el nivel más alto.

Estado de deformaciones: La relación de fuerzas y deformaciones es monitoreada a partir de un estado inicial, el cual es el generado por las cargas de gravedad en condiciones de servicio. Por lo tanto, la condición inicial es la generada por la carga muerta y viva asignada en cada nivel:

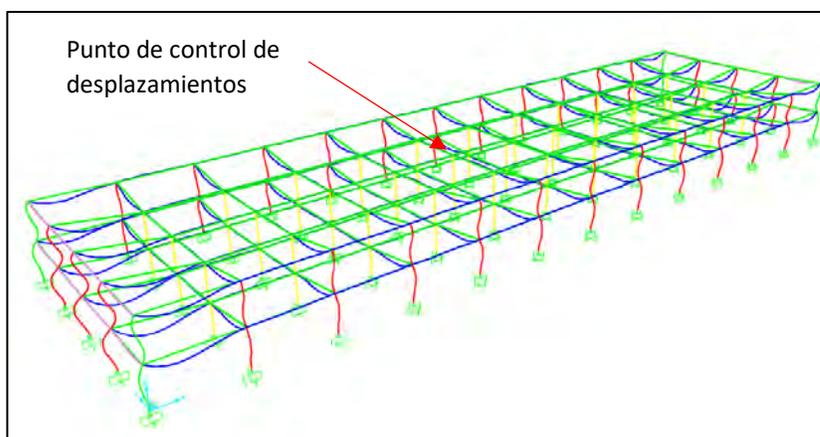


Figura 38: Estado inicial de deformaciones por cargas de servicio.

A partir de dicho estado, se establece un punto de control ubicado en el nivel más alto de la estructura. Debido a que la estructura es simétrica, el punto de control se encuentra en el centro de masa de la losa del segundo piso en la intersección de los ejes C y 7.

El desplazamiento máximo de control fue asumido inicialmente como el doble del desplazamiento máximo obtenido del análisis modal espectral. Sin embargo, debido a que para dichos desplazamientos aún no se producía la rotura por compresión en ninguna sección, se estableció un desplazamiento de control mayor.

Posteriormente, con el análisis mediante el software, se determinaron más de 30 estados de desplazamiento, los cuales muestran las etapas en que la estructura incursiona en los niveles de desempeño según lo indicado por SEAOC (1995).

Finalmente, obtenemos la curva de capacidad para cada dirección de análisis, la cual está compuesta por la relación entre los desplazamientos alcanzados (m), señalados en el eje horizontal, versus la fuerza cortante en la base (ton) asociada a dichos desplazamientos, señalados en el eje vertical. Asimismo, como se mencionó anteriormente, incluimos los puntos en los cuales la estructura alcanza un nivel de desempeño: *primera fluencia*, *funcional*, *resguardo de la vida*, *cerca al colapso* y *agotamiento de la primera rótula*.

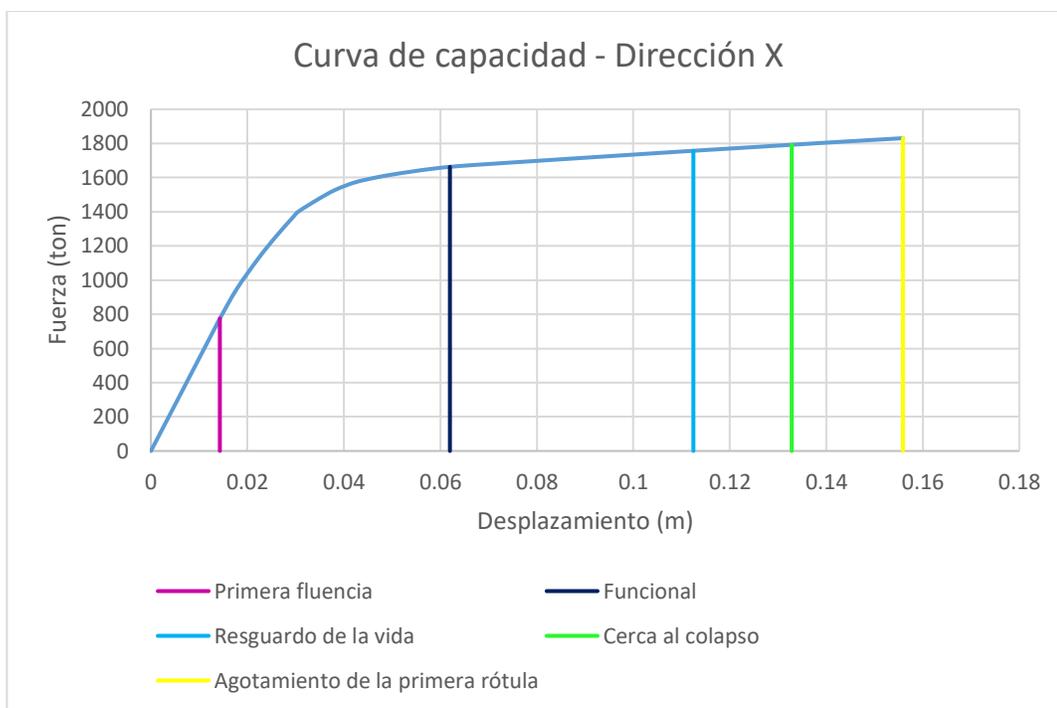


Figura 39: Curva de capacidad - Dirección X.

Tabla 18: Desplazamiento y fuerza para cada etapa alcanzada – Dirección X

Etapa	Desplazamiento (cm)	Fuerza cortante en la base (ton)
Primera fluencia	1.43	775
Funcional	6.20	1 663
Resguardo de la vida	11.24	1 757
Cerca al colapso	13.28	1 792
Agotamiento de la primera rótula	15.59	1 831

Además de ello, para la dirección longitudinal, se observa que las primeras secciones que alcanzan la rotura (puntos amarillos) por compresión se encuentran en vigas del primer piso.

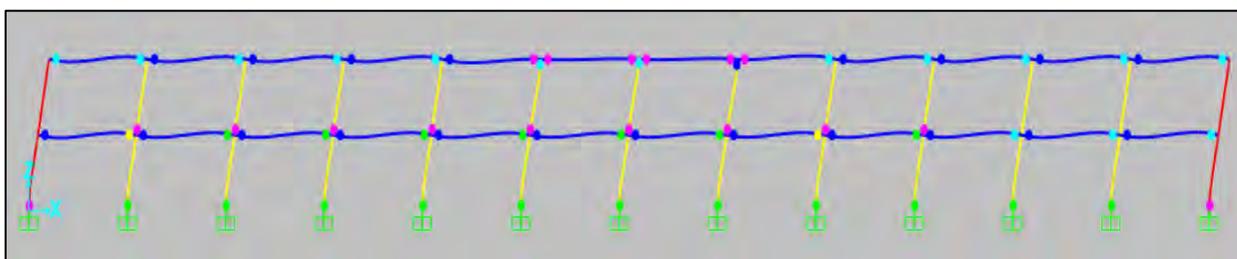


Figura 40: Primeras secciones que logran agotar su capacidad - Dirección X

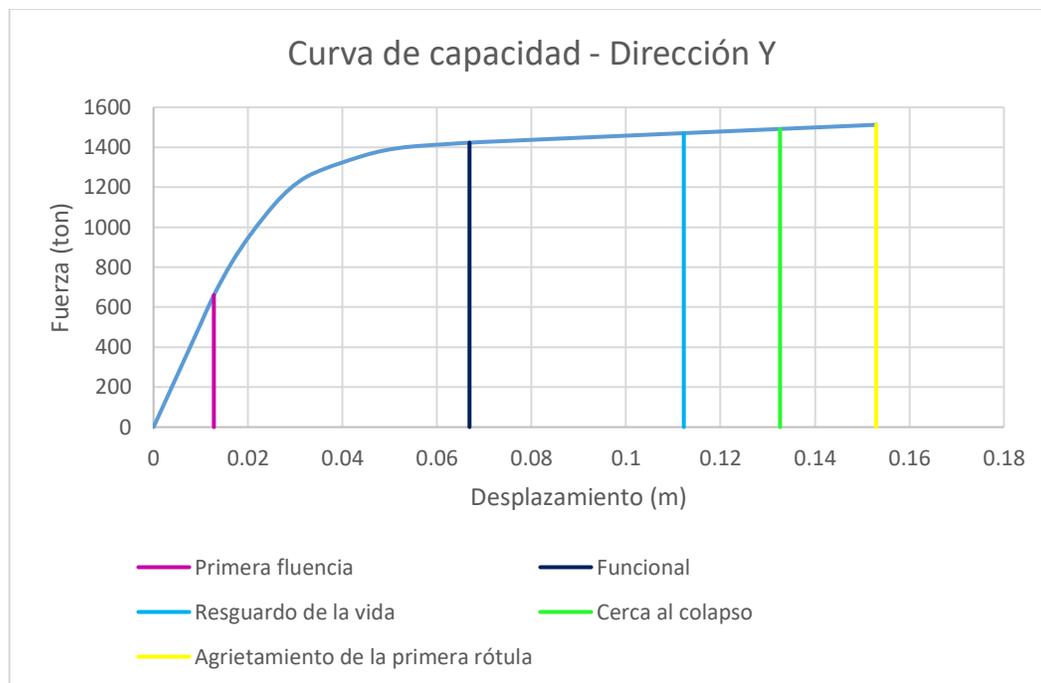


Figura 41: Curva de capacidad - Dirección Y.

Tabla 19: Desplazamiento y fuerza para cada nivel de desempeño - Dirección Y

Etapa	Desplazamiento (cm)	Fuerza cortante en la base (ton)
Primera fluencia	1.28	660
Funcional	6.69	1 423
Resguardo de la vida	11.22	1 470
Cerca al colapso	13.26	1 491
Agotamiento de la primera rótula	15.30	1 512

De la misma manera, para la dirección transversal, se observa que las primeras secciones que alcanzan la rotura (puntos amarillos) por compresión se encuentran en vigas del primer piso.

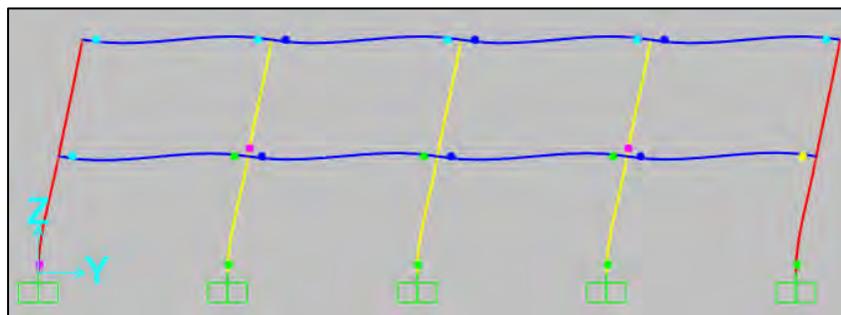


Figura 42: Primeras secciones que logran agotar su capacidad - Dirección Y.

3.5.2. Análisis Tiempo-Historia

Este análisis usa registros sísmicos reales o modificados artificialmente para determinar las fuerzas y desplazamientos en cada instante de tiempo mediante métodos de integración.

La norma NTE E.030 de Diseño Sismorresistente indica que se deben usar 7 registros sísmicos escalados para este análisis. Por lo tanto, a partir de un catálogo de sismos disponibles se escogieron aquellos que tienen un periodo predominante similar al suelo en consideración y con una aceleración cercana al valor espectral para el periodo de la estructura, los cuales se muestran en la Tabla 20.

Tabla 20: Registros sísmicos usados

País	Estación	Provincia	Fecha	Magnitud	Máx. Aceleración
Chile	Matanzas	Cardenal Caro	27/02/2010	8.8	0.318 g
	Viña Del Mar - Centro	Valparaíso	27/02/2010	8.8	0.305 g
	Papudo	Petorca	27/02/2010	8.8	0.411 g
	Santiago Centro	Santiago	27/02/2010	8.8	0.296 g
Perú	Unica	Ica	15/08/2007	7.0	0.295 g
	Unica	Ica	15/08/2007	7.0	0.378 g
	César Vizcarra Vargas	Moquegua	23/06/2001	6.9	0.264 g

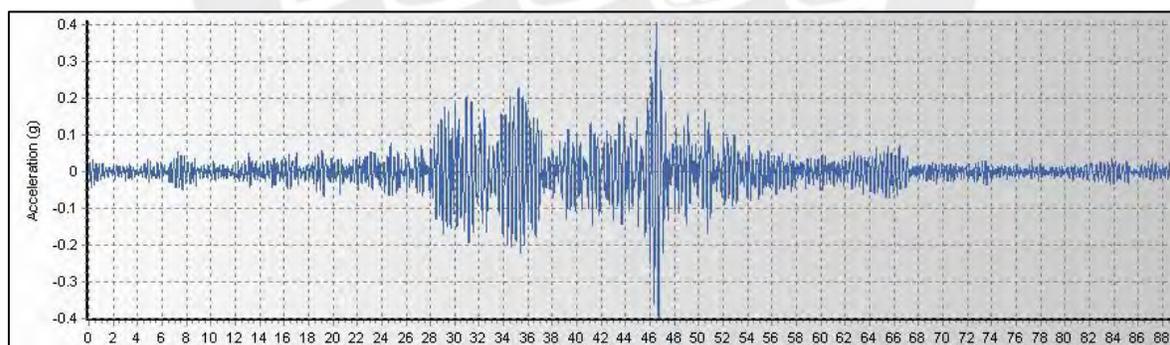


Figura 43: Acelerograma Chile - Papudo 2010.

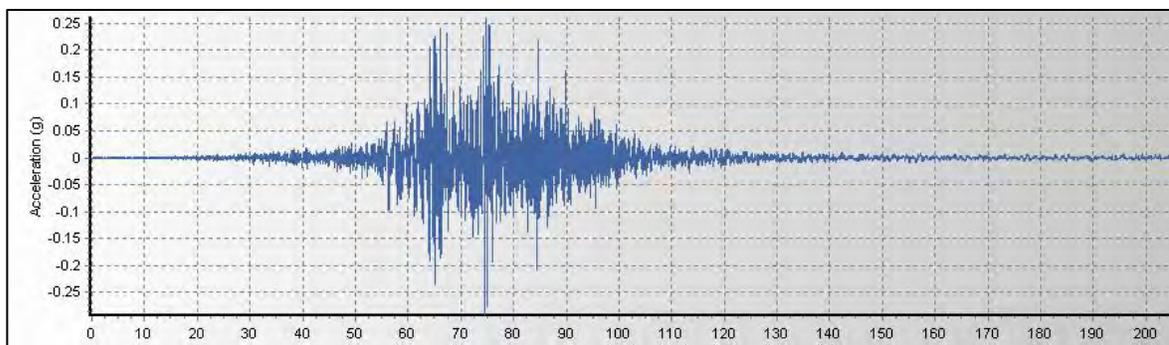


Figura 44: Acelerograma Chile - Santiago 2010.

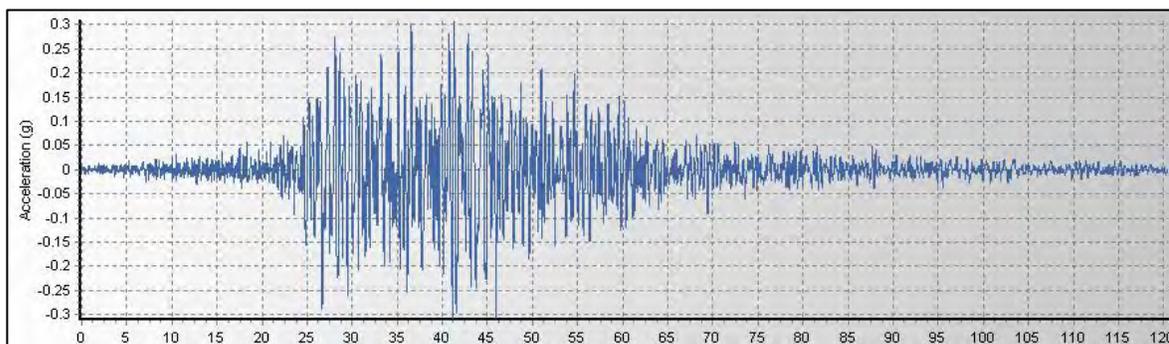


Figura 45: Acelerograma Chile - Matanzas 2010.

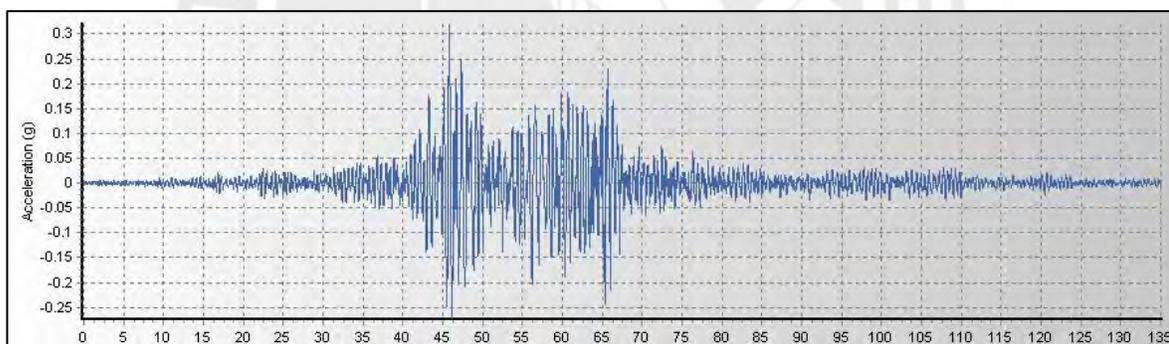


Figura 46: Acelerograma Chile - Viña del Mar 2010.

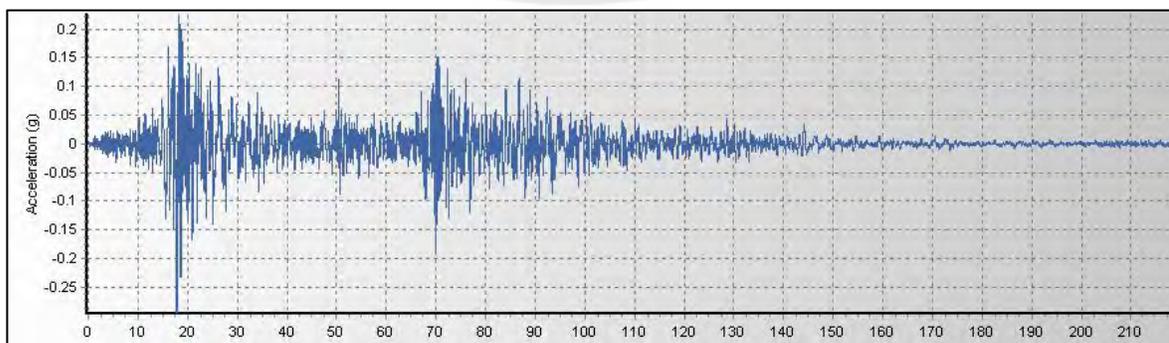


Figura 47: Acelerograma Ica - Estación 1 2007.

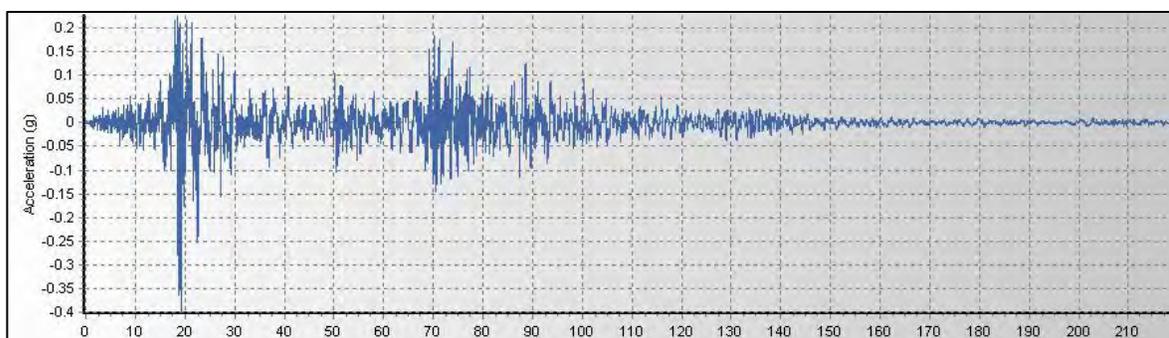


Figura 48: Acelerograma Ica - Estación 2 2007.

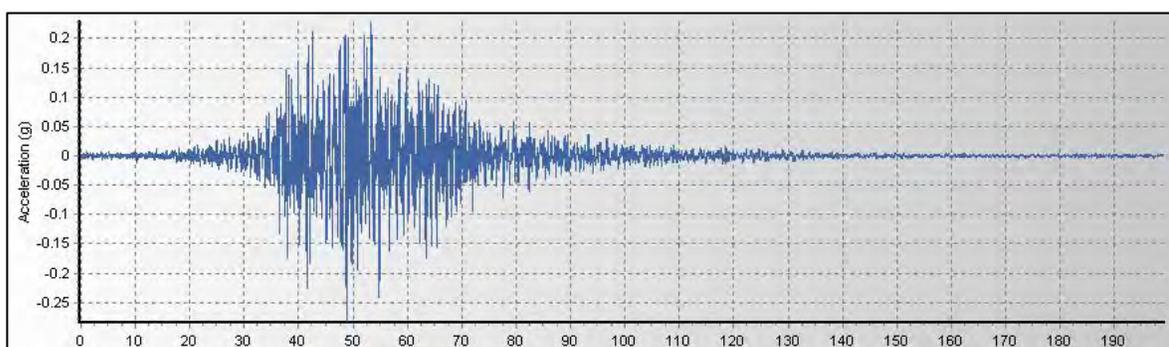


Figura 49: Acelerograma Moquegua - César Vizcarra Vargas 2001.

Al respecto, si bien el artículo 30 de la norma NTE E.030 brinda los lineamientos para el tratamiento de los registros de aceleraciones para el análisis dinámico tiempo-historia, para este caso en particular, primaría lo estipulado en el artículo 23 de la referida norma. Este indica que para el uso de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía se deben cumplir las disposiciones del capítulo II de dicha norma, lo cual se desarrolló en el acápite 3.3 del presente trabajo; y lo estipulado en la siguiente normativa: “*Minimum Design Loads for Building and Other Structures*”, ASCE/SEI 7.

De acuerdo a lo anterior, los registros sísmicos originales mostrados se escalan hacia el espectro objetivo, el cual según el acápite 11.4.7 del ASCE 7-16, es el espectro del MCER (*Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake*) que equivale a un espectro con $R=1$, factor de importancia $U=1$ y un factor de amplificación de 1.5. Además, en el acápite 12.9.2.3.1 se indica que el espectro debe ser emparejado en el rango entre $0.8T$ y $1.2T$. Dicho proceso se realizó con la ayuda del programa *SeismoMatch*, el cual nos proporciona el espectro y acelerogramas. A continuación, se presenta una comparación entre los espectros originales y

los espectros escalados, donde la línea azul representa al espectro original, la línea verde representa al espectro escalado y la línea roja representa al espectro objetivo.

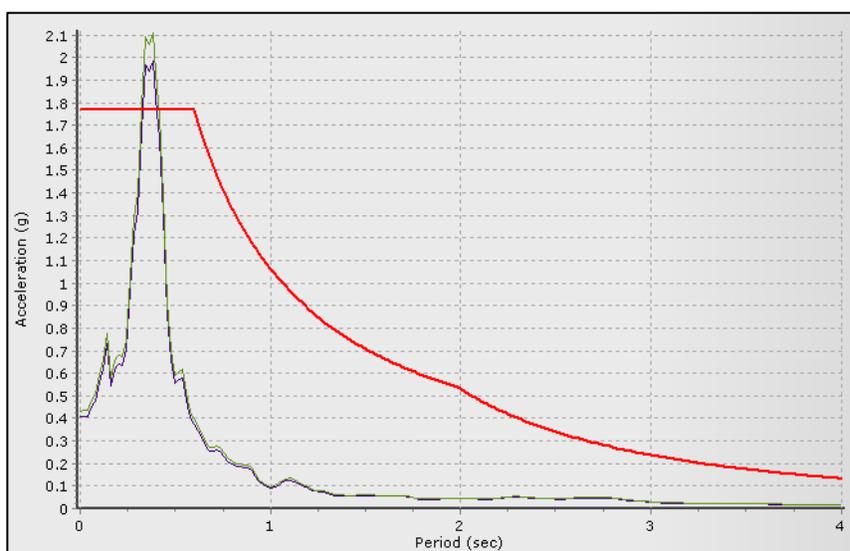


Figura 50: Comparación entre espectros - Chile - Papudo 2010.

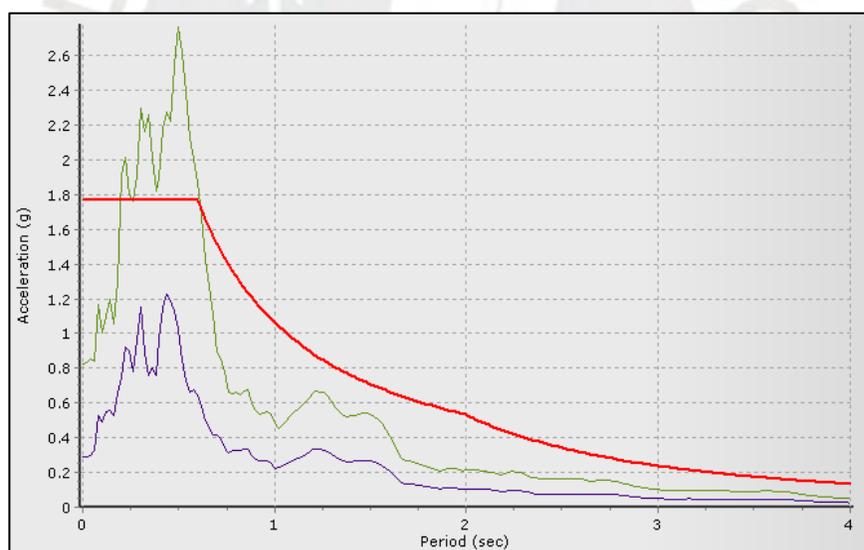


Figura 51: Comparación entre espectros - Chile - Santiago 2010.

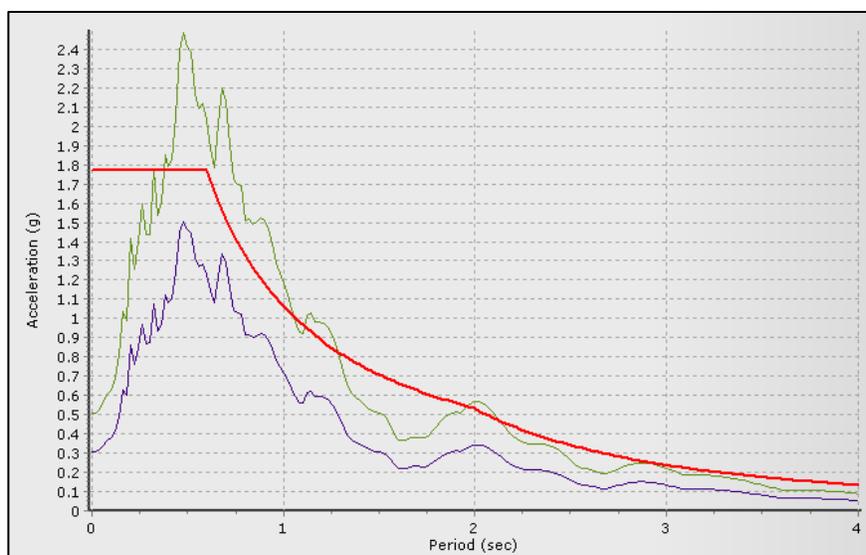


Figura 52: Comparación entre espectros - Chile - Matanzas 2010.

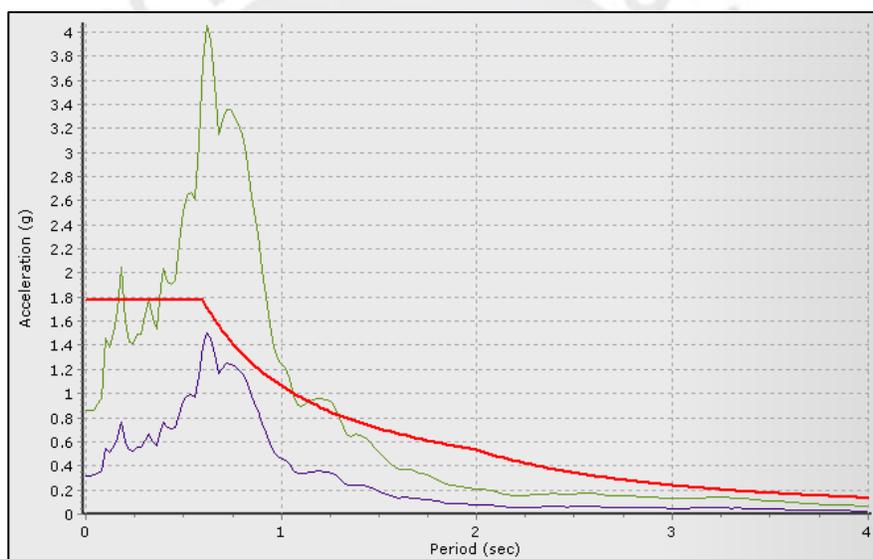


Figura 53: Comparación entre espectros - Chile - Viña del Mar 2010.

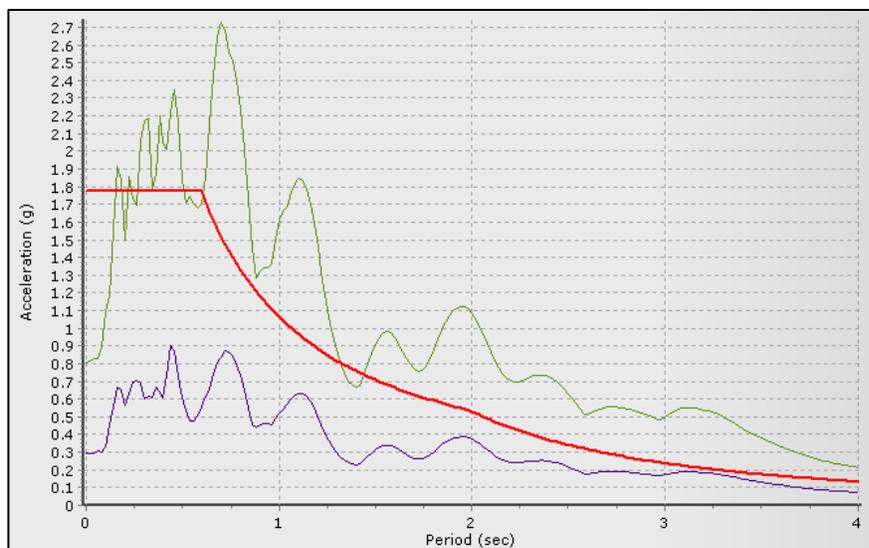


Figura 54: Comparación entre espectros - Ica - Estación 1 2007.

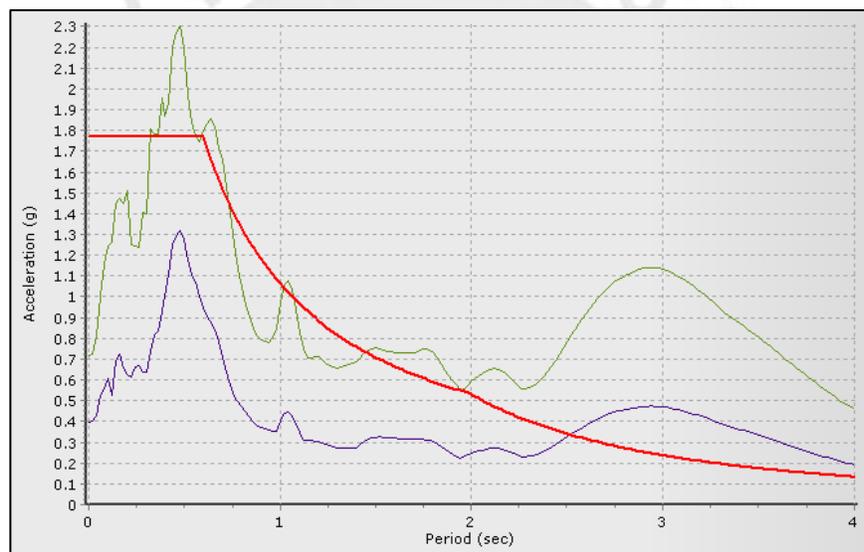


Figura 55: Comparación entre espectros - Ica - Estación 2 2007.

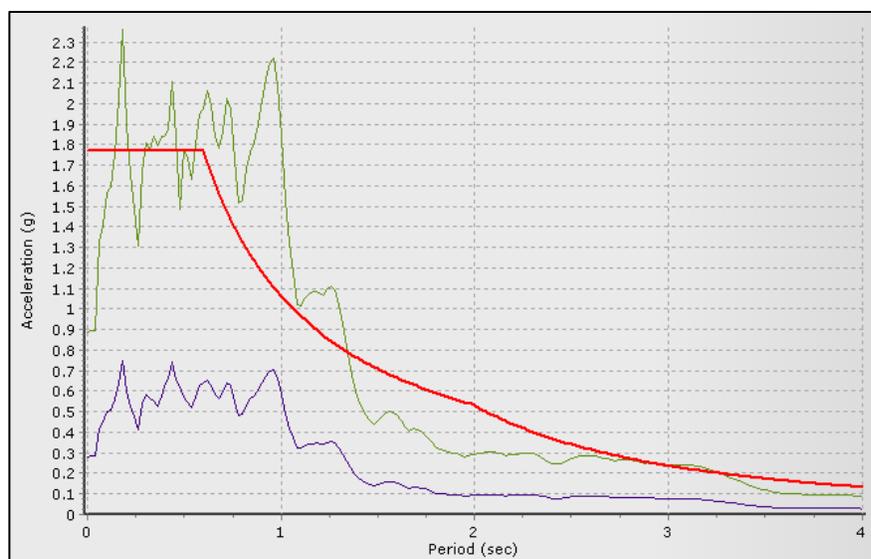


Figura 56: Comparación entre espectros - Moquegua - César Vizcarra Vargas 2001.

Respuesta del edificio: De acuerdo a lo estipulado en la norma, el modelo matemático considera la degradación de resistencia y rigidez mediante los diagramas momento curvatura desarrollados en el acápite 3.4. En ese sentido, se muestran las derivas obtenidas para cada registro sísmico y en cada dirección de análisis:

Tabla 21: Derivas obtenidas del edificio sin amortiguadores

Derivas obtenidas (0/00)			
Sismo		Entrepiso 1	Entrepiso 2
Matanzas	X	0.01251	0.01590
	Y	0.01140	0.01234
Papudo	X	0.00489	0.00697
	Y	0.00524	0.00585
Santiago	X	0.01090	0.01395
	Y	0.00915	0.01020
Viña del Mar	X	0.01631	0.01979
	Y	0.01922	0.02263
Ica 1	X	0.01140	0.01235
	Y	0.01670	0.01755
Ica 2	X	0.01039	0.01093
	Y	0.01546	0.01612
Moquegua	X	0.01158	0.01358
	Y	0.01587	0.01677

3.6. RESPUESTA DEL EDIFICIO SIN AMORTIGUADORES

El análisis y diseño de estructuras con disipadores se realiza mediante el análisis dinámico tiempo-historia. Es por ello que, la comparación entre la configuración convencional y la estructura equipada con disipadores, se realizará mediante dicho análisis.

3.6.1. Derivas máximas obtenidas

A partir de las derivas obtenidas para cada sismo, observamos que las derivas máximas para la dirección X e Y pertenecen al registro de “Viña del Mar”:

Tabla 22: Máximas derivas obtenidas

	Tiempo (s)	
Máxima Deriva Obtenida X	0.01979	46.00
Máxima Deriva Obtenida Y	0.02263	46.04

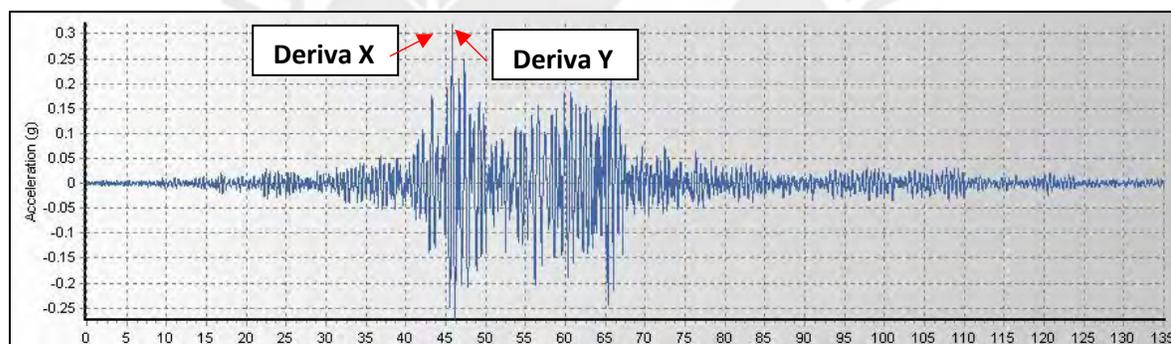


Figura 57: Instante en que ocurren las derivas máximas en el registro sísmico.

3.6.2. Nivel de desempeño

Como se mencionó anteriormente, los acelerogramas usados fueron escalados al espectro del MCEr (*Risk-Targered Maximum Considered Earthquake*), el cual equivale a un sismo muy raro según la clasificación del Comité VISION2000.

La magnitud de las derivas obtenidas genera que la estructura alcance un nivel de desempeño no aceptable, debido a que esta califica como una estructura esencial.

La estructura alcanza un nivel de desempeño de *Colapso* en ambas direcciones, siendo en la dirección Y en la que ha incurrido más dentro de dicho rango. Se observa que muchas secciones en vigas y algunas columnas centrales llegan a la rotura por compresión. Este nivel

de desempeño era el esperado debido a que el sistema estructural solo está compuesto por pórticos en ambas direcciones.

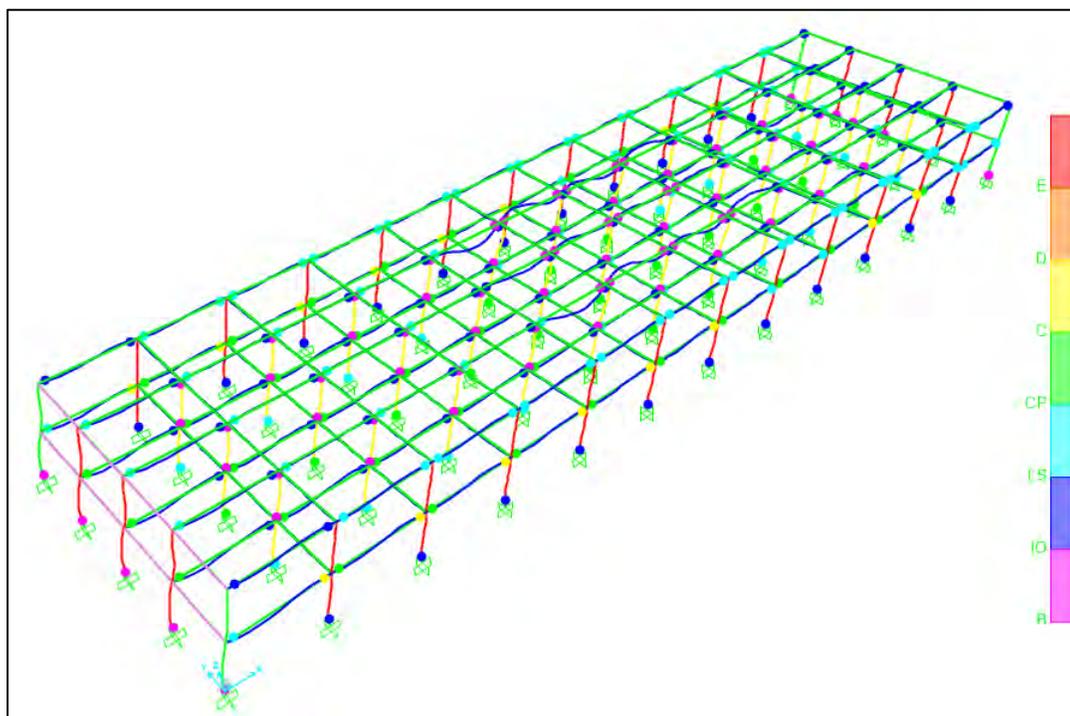


Figura 58: Estado final - Registro Viña del Mar - Dirección X.

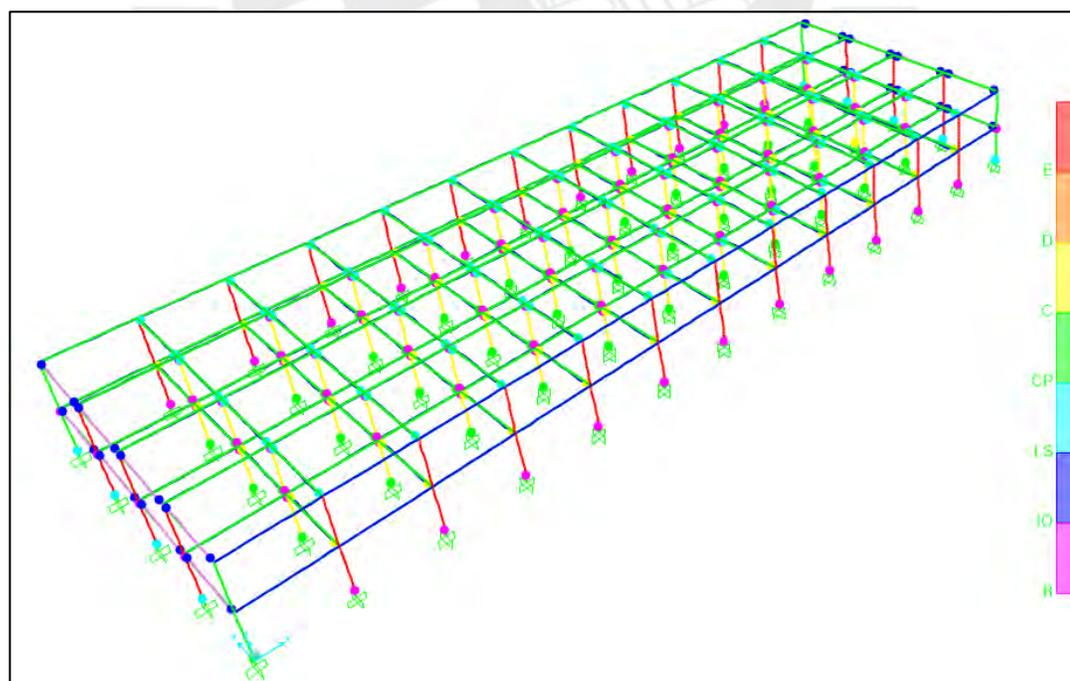


Figura 59: Estado Final - Registro Viña del Mar - Dirección Y.

Dirección X:

En la dirección longitudinal de análisis, se observa que para el estado final de deformaciones de la estructura, varias secciones de vigas perimetrales alcanzan la rotura por compresión, lo cual genera que la estructura desarrolle un nivel de desempeño de *Colapso*.

Dirección Y:

Por otra parte, en la dirección transversal de análisis, se observa que para el estado final de deformaciones de la estructura, varias secciones de vigas centrales alcanzan la rotura por compresión, lo cual genera que la estructura desarrolle un nivel de desempeño de *Colapso*.

Los niveles de desempeño obtenidos mediante la evaluación del estado de deformaciones en la que se encuentran las secciones de los elementos estructurales, se verifican ubicando los desplazamientos máximos alcanzados por la estructura, dentro de la curva de capacidad determinada en el subcapítulo anterior.

Tabla 23: Desplazamiento máximo en dirección X

Nivel de Desempeño	Desplazamiento (cm)
Completamente Operativo	1.43
Funcional	6.20
Resguardo de la vida	11.24
Cerca al colapso	13.28
Desplazamiento Máximo	14.53
Colapso	15.59

Tabla 24: Desplazamiento máximo en dirección Y

Nivel de Desempeño	Desplazamiento (cm)
Completamente Operativo	1.28
Funcional	6.69
Resguardo de la vida	11.22
Cerca al colapso	13.26
Colapso	15.30
Desp. Máximo	16.80

3.7.RESUESTA DEL EDIFICIO CON AMORTIGUADORES

Debido a la magnitud de las derivas y el nivel de desempeño obtenido, se requiere la implementación de dispositivos de amortiguamiento para reducir el daño en los elementos estructurales. Sin embargo, la ubicación y disposición de dichos dispositivos se obtiene mediante un proceso iterativo, a fin de determinar la configuración más efectiva. No obstante, para simplificar dicho proceso iterativo, inicialmente se usó el procedimiento estándar para la implementación de disipadores de energía, de acuerdo a las ecuaciones propuestas en el FEMA 274; y detallado en el acápite 2.3 del presente trabajo.

3.7.1. Elección de la deriva objetivo

La deriva objetivo puede ser determinada por medio de la relación daño-deriva de la metodología HAZUS o por lo estipulado en el artículo 26.4 en la norma peruana NTE E.031. En este caso, usamos la segunda normativa:

Tabla 25: Deriva objetivo en ambas direcciones

Deriva Máxima X	0.01979
Deriva Máxima Y	0.02263
Deriva Objetivo X	0.005
Deriva Objetivo Y	0.005

El cociente entre la deriva máxima y la deriva objetivo es conocido como el factor de reducción de respuesta (B). Por lo tanto, calculamos el factor para cada dirección:

$$B = \frac{\text{Deriva Máxima}}{\text{Deriva Objetivo}}$$

Tabla 26: Factores de reducción de respuesta

Bx	3.958
By	4.526

Los valores de los factores son muy altos debido al gran porcentaje de reducción de deriva que se busca lograr. Esto generará un nivel muy alto de amortiguamiento efectivo necesario.

3.7.2. Determinación del amortiguamiento efectivo

Con la ecuación planteada por el NERHP obtenemos el amortiguamiento efectivo, considerando como 5% el amortiguamiento inherente de la estructura:

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln 5}{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eff}}$$

Tabla 27: Amortiguamiento efectivo

β_{eff} X (%)	101.22
β_{eff} Y (%)	115.00

Por lo tanto, el amortiguamiento que debe desarrollar la estructura en cada dirección es el mostrado en la Tabla 27. Sin embargo, para obtener el porcentaje de amortiguamiento que deberán desarrollar los amortiguadores se debe restar un 5% (inherente de la estructura) a los efectivos. Redondeamos los valores de amortiguamiento de los disipadores.

$$\beta_{visc} = \beta_{eff} - 5\%$$

Tabla 28: Amortiguamiento que deben desarrollar los disipadores

β_{visc} X (%)	96.22	β_{visc} X redondeado (%)	97.00
β_{visc} Y (%)	110.00	β_{visc} Y redondeado (%)	110.00

Al respecto, se observa que el porcentaje de amortiguamiento necesario es muy elevado, lo cual no es representativo a lo que realmente sucedería en la estructura evaluada. La magnitud de los resultados obtenidos se debe al gran porcentaje de reducción de derivas de entrepiso que se busca disminuir, el cual se encuentra vinculado a las grandes derivas obtenidas en la estructura sin disipadores y la elección de la deriva objetivo. Dicha deriva fue propuesta ya que se busca que la estructura alcance un nivel de daño leve, debido a la categoría de esta, clasificada como esencial. Cabe precisar que, al ser una ecuación propuesta para estimar el amortiguamiento efectivo, esta posee limitaciones e imprecisiones en casos en los que se necesita una gran reducción de derivas. Asimismo, se reafirma lo mencionado anteriormente

respecto al sistema estructural aporticado, el cual no otorga la suficiente rigidez lateral para esta categoría de edificaciones.

3.7.3. Ubicación y disposición de los disipadores

La ubicación de los disipadores debe realizarse de manera simétrica en planta y altura para evitar efectos de torsión. Además, la ubicación en pórticos interiores no debe interrumpir las actividades normales. Es por ello, que la disposición escogida fue la *Chevron*, ya que permite la ubicación de accesos debajo de ellos, tal como se muestra en figura 61. Por otra parte, el número y ubicación de los disipadores, así como la comparación entre los resultados obtenidos para cada configuración se desarrolla en el siguiente capítulo.

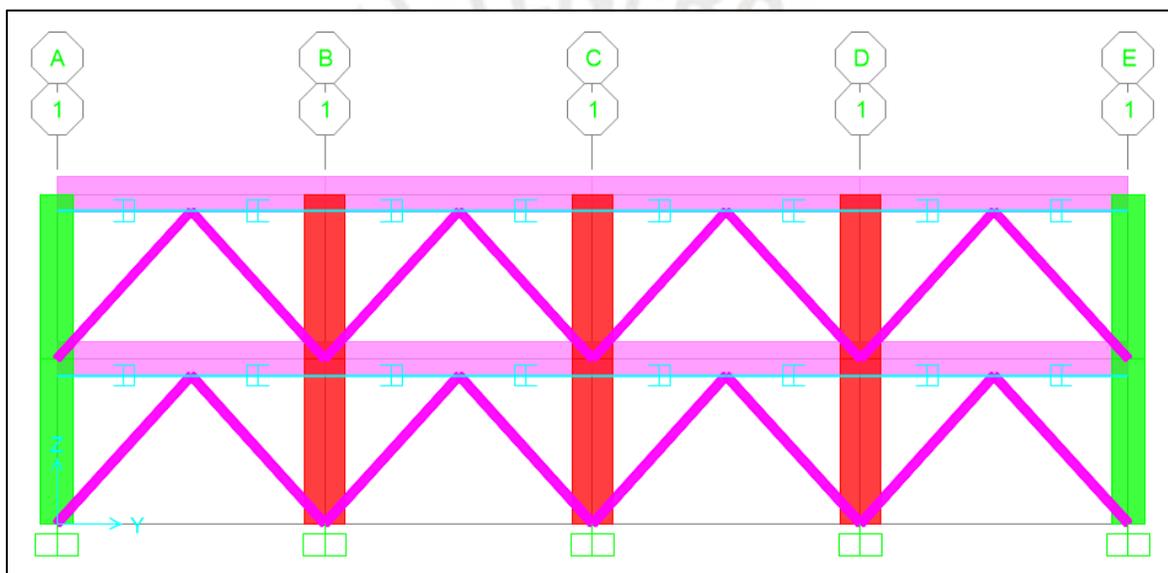


Figura 60: Disposición de los disipadores en configuración Chevron

3.7.4. Estimación del coeficiente de amortiguamiento

Para estimar el valor del coeficiente de amortiguamiento (C) con el uso de dispositivos de amortiguamiento no lineales, el FEMA 274 propone la siguiente ecuación, la cual fue detallada en el acápite 2.3 del presente trabajo:

$$\beta_{visc} = \frac{\sum_j \lambda C_j \theta_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} W^{2-\alpha} \sum_i m_i \theta_i^2}$$

El periodo, la forma modal y la masa modal son parámetros propios de la estructura que no pueden ser variados. Sin embargo, el número de disipadores y el exponente de velocidad α , dependen de las iteraciones de análisis y de las características de los dispositivos, respectivamente. Asimismo, este último dependerá de los catálogos de dispositivos que ofrece el mercado. Para este caso en particular, luego de algunas iteraciones, se propone un valor de $\alpha = 0.15$. Dicho valor se sustenta en base a lo ofertado en la revista de las compañías *Jarret Structures* y *Douce-Hydro*, las cuales ofrecen dispositivos con valores bastante bajos de α , gracias a una nueva tecnología de silicio viscoso. Finalmente, iteramos el número de dispositivos por piso para obtener un valor de C adecuado para el valor de α asumido.

Tabla 29: Estimación del valor de C - Dirección X

Dirección X							
T (s)	0.37						
	Φ_i	Φ_{rj}	Masa (ton)	$\cos\theta$	Nº disp./piso	$\Sigma(\Phi_{rj}^{(1+\alpha)})(\cos\theta^{(1+\alpha)})$	$\Sigma(\Phi_i^2)(mi)$
Nivel 1	0.44	0.44	279.15	1	70	27.2313	54.0434
Nivel 2	1	0.56	93.05	1	70	35.9347	93.0500
						63.1660	147.0934

ω (rad/s)	16.98
A	0.08
λ	3.83

$2\pi * A^{(1-\alpha)} * w^{(2-\alpha)} * (\Sigma(\Phi_i^2)(mi))$	20363.82
$\lambda * \Sigma(\Phi_{rj}^{(1+\alpha)})(\cos\theta^{(1+\alpha)})$	241.76
C (ton*s/m)	81.71
C red. (ton*s/m)	80.00

Tabla 30: Estimación del valor de C - Dirección Y

Dirección Y							
T (s)	0.39						
	Φ_i	Φ_{rj}	Masa (ton)	$\cos\theta$	Nº disp./piso	$\Sigma(\Phi_{rj}^{(1+\alpha)})(\cos\theta^{(1+\alpha)})$	$\Sigma(\Phi_i^2)(mi)$
Nivel 1	0.508	0.508	279.15	1	80	36.7141	72.0386
Nivel 2	1	0.492	93.05	1	80	35.3875	93.0500
						72.1016	165.0886

ω (rad/s)	16.11
A	0.077
λ	3.83

$2\pi * A^{(1-\alpha)} * w^{(2-\alpha)} * (\Sigma(\Phi_i^2) * (mi))$	20071.38
$\lambda * \Sigma(\Phi_{rj}^{(1+\alpha)}) * (\cos\theta^{(1+\alpha)})$	275.95
C (ton*s/m)	80.74
C red. (ton*s/m)	80.00

De acuerdo a los resultados obtenidos, se observa que es necesario un gran número de dispositivos para poder lograr las derivas objetivo. Sin embargo, debido al proceso iterativo de evaluar distintas configuraciones de ubicación y número de dispositivos, desarrollado en el siguiente capítulo, se observó que el número inicial de disipadores requeridos genera derivas mucho menores a la deriva objetivo. Por lo tanto, se desprende que el procedimiento usado para la estimación de un coeficiente de amortiguamiento C adecuado, brinda resultados bastante holgados referente al número de disipadores necesarios. Esto puede ocasionarse, debido a que los parámetros de dichas ecuaciones dependen de las características de la estructura; dado que, para este caso en particular, la forma del edificio y el peso que posee cada nivel influyen en gran medida en los resultados obtenidos.

Cabe precisar que, durante la revisión del estado del arte del presente trabajo, se verificó que para edificaciones con una configuración más convencional en planta y en altura, las ecuaciones propuestas por el FEMA 274, brindan resultados más precisos. No obstante, esto no exime al caso de estudio, de continuar con el proceso iterativo, a fin de obtener la configuración más efectiva.

3.7.5. Cálculo de la rigidez del arriostre metálico

Es común emplear perfiles HSS por razones estéticas y por las facilidades en la instalación. Es por ello que, se emplean perfiles HSS 6 x 0.375, los cuales son verificados posteriormente.

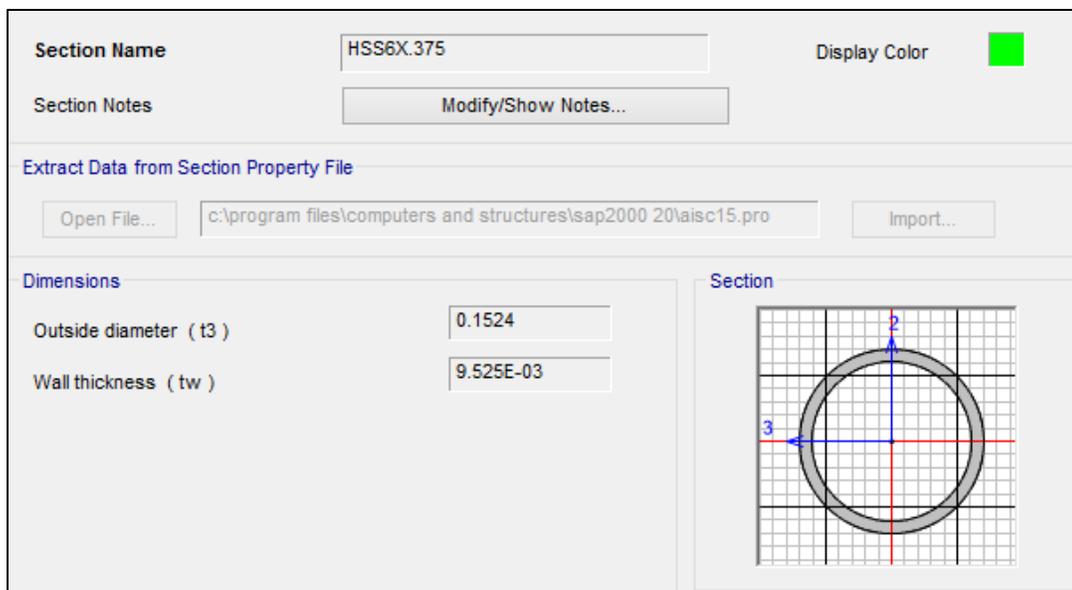


Figura 61: Detalles de sección HSS 6x0.375.

La rigidez es calculada mediante la siguiente ecuación:

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

Donde:

- E: Módulo de elasticidad
- A: Área de la sección transversal
- L: Longitud del elemento

Por lo tanto, obtenemos:

Tabla 31: Rigidez del arriostre metálico

E (ton/m ²)	20000000
A (m ²)	0.004
L (m)	3.5
K (ton/m)	22857

3.7.6. Características del disipador a evaluar

Debido a que las ecuaciones anteriores generaban un sobre amortiguamiento, se usaron las siguientes características para los disipadores, como resultado del proceso iterativo de ubicación y número de dispositivos.

Tabla 32: Coeficiente de amortiguamiento de análisis para cada dirección

$\alpha = 0.15$	Coeficiente de Amortiguamiento (ton.s/m)
Dirección X	40
Dirección Y	80

4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Como se mencionó anteriormente, es necesario un proceso iterativo en el cual varía el número de disipadores y su ubicación para obtener el resultado más eficiente. Para ello, se usó el registro sísmico de *Viña del Mar*, debido a que genera las mayores derivas de entrepiso en ambas direcciones.

4.1. RELACIÓN ENTRE EL NÚMERO DE DISIPADORES Y LA DERIVA

Se observa que, para lograr la deriva objetivo, se requirió de un gran número de disipadores según las ecuaciones del FEMA274. Es por ello que, se determinaron las derivas para distintas configuraciones de la estructura en la que varía el número y ubicación de los dispositivos, a fin de observar la tendencia que se genera. Las siguientes tablas y gráficos muestran los resultados obtenidos:

Tabla 33: Relación entre el N° de disipadores y la deriva para el entrepiso 2

Entrepiso 2	Deriva X	N° disipadores/piso	Deriva Y	N° disipadores/piso
	0.00354	32	0.00134	40
	0.00513	24	0.00156	30
	0.00808	16	0.00248	20
	0.01265	8	0.00748	10
	0.01979	0	0.02263	0

Tabla 34: Relación entre el N° de disipadores y la deriva para el entrepiso 1

Entrepiso 1	Deriva X	N° disipadores/piso	Deriva Y	N° disipadores/piso
	0.00403	32	0.00283	40
	0.00557	24	0.00345	30
	0.00767	16	0.00466	20
	0.01069	8	0.01012	10
	0.01631	0	0.01922	0

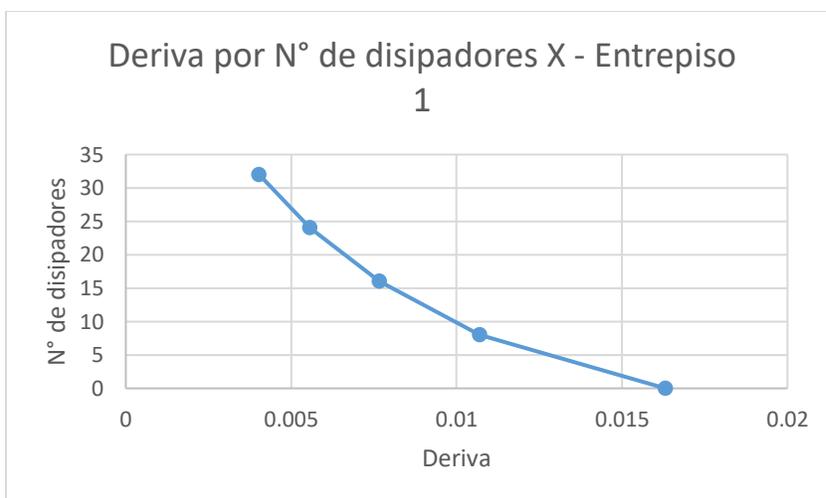


Figura 62: Deriva por N° de disipadores en X - Entrepiso 1.

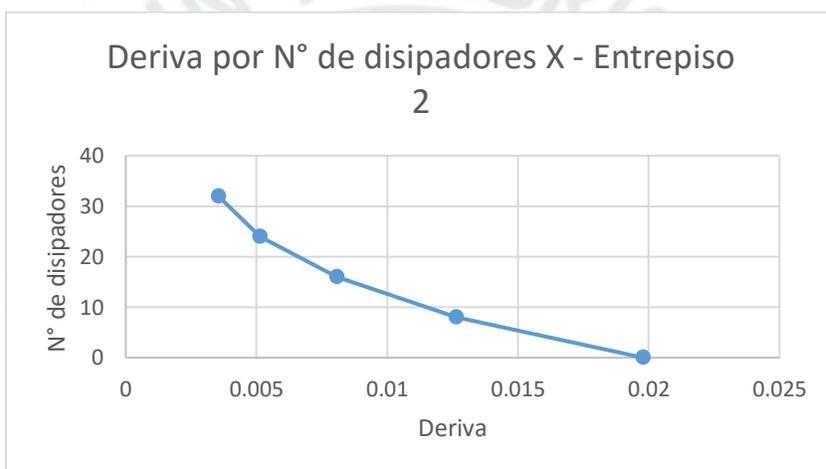


Figura 63: Deriva por N° de disipadores en X - Entrepiso 2.

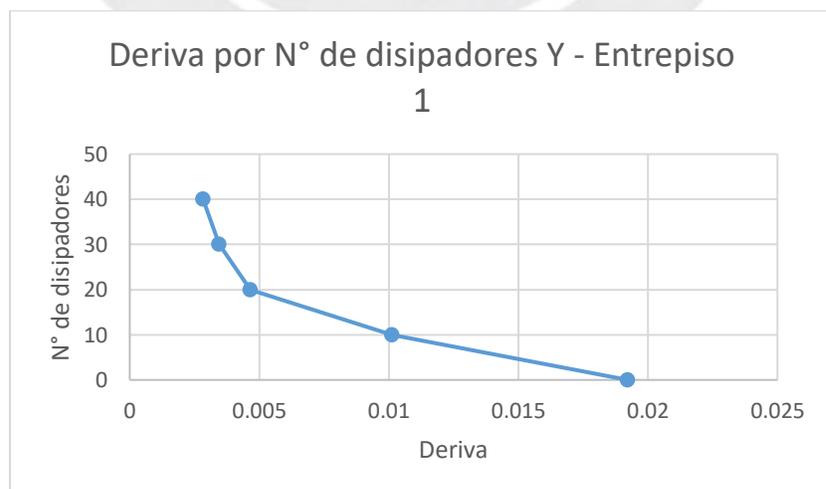


Figura 64: Deriva por N° de disipadores en Y - Entrepiso 1.

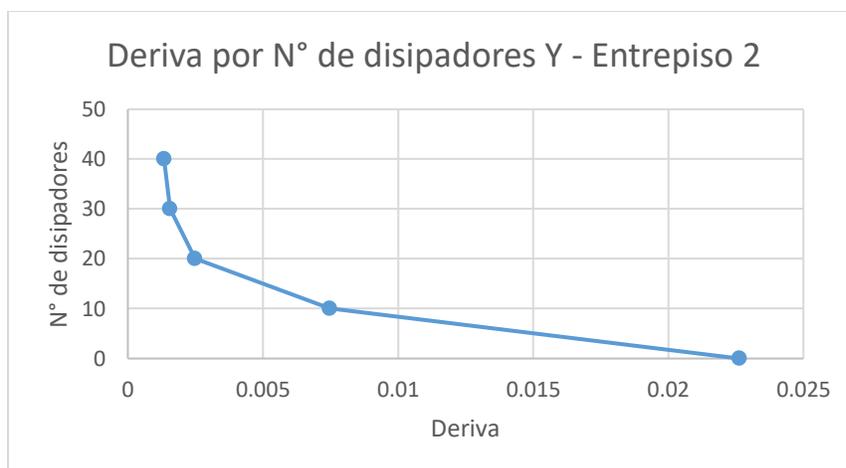


Figura 65: Deriva por N° por disipadores en Y - Entrepiso 2.

Se verifica que para obtener la deriva objetivo propuesta, no es necesario el elevado número de disipadores obtenido por las ecuaciones del FEMA274.

Por otra parte, se observa que en la dirección X, el incremento del número de disipadores genera una reducción progresiva de la deriva; mientras que en la dirección Y, basta con la configuración de menor número de disipadores instalados, para generar una gran reducción de deriva. Esto último puede deberse al coeficiente de amortiguamiento usado en los disipadores de dicha dirección y su ubicación en pórticos interiores. No obstante, para ambos casos se observa una tendencia asintótica a una reducción de deriva máxima, a pesar de seguir aumentando el número de disipadores, lo cual se explica con las características propias de este tipo de dispositivos de disipación de energía, detallados en el acápite 2.2.7.

4.2. PROPUESTA DE UBICACIÓN FINAL

De acuerdo a la tendencia que se aprecia en la relación entre el número de disipadores y la deriva máxima alcanzada, desarrollada en el acápite anterior, se desprende que para cada nivel y dirección de análisis es necesario un número distinto de dispositivos. Esto se complementa con las recomendaciones especificadas en los manuales de diseño de los fabricantes de estos dispositivos, así como en las conclusiones de trabajos de investigación similares. No obstante, se debe mantener la condición inicial, referida a que los disipadores estarán ubicados de forma simétrica, a fin de evitar efectos de torsión. En ese sentido, considerando lo mencionado y a fin de lograr la propuesta de ubicación y número de disipadores más eficiente, se obtienen las dos últimas configuraciones presentadas a continuación:

Tabla 35: Propuesta 1 para el número de disipadores

Propuesta 1	Deriva X	N° disipadores/piso	Deriva Y	N° disipadores/piso
Entrepiso 2	0.0048	24	0.00331	16
Entrepiso 1	0.00507	28	0.00533	18

Tabla 36: Propuesta 2 para el número de disipadores

Propuesta 2	Deriva X	N° disipadores/piso	Deriva Y	N° disipadores/piso
Entrepiso 2	0.00467	24	0.00353	14
Entrepiso 1	0.00483	30	0.00498	20

Como se observa, la propuesta 2 logra que la estructura alcance la deriva objetivo; por lo tanto, es la propuesta final escogida. El número de disipadores en cada dirección y nivel de dicha propuesta es detallado en la tabla 36, los cuales están distribuidos simétricamente según se observa en la figura 67. En la dirección longitudinal (X) se tiene disipadores solo en los pórticos exteriores, mientras que para la dirección transversal (Y) existen disipadores en pórticos exteriores e interiores.

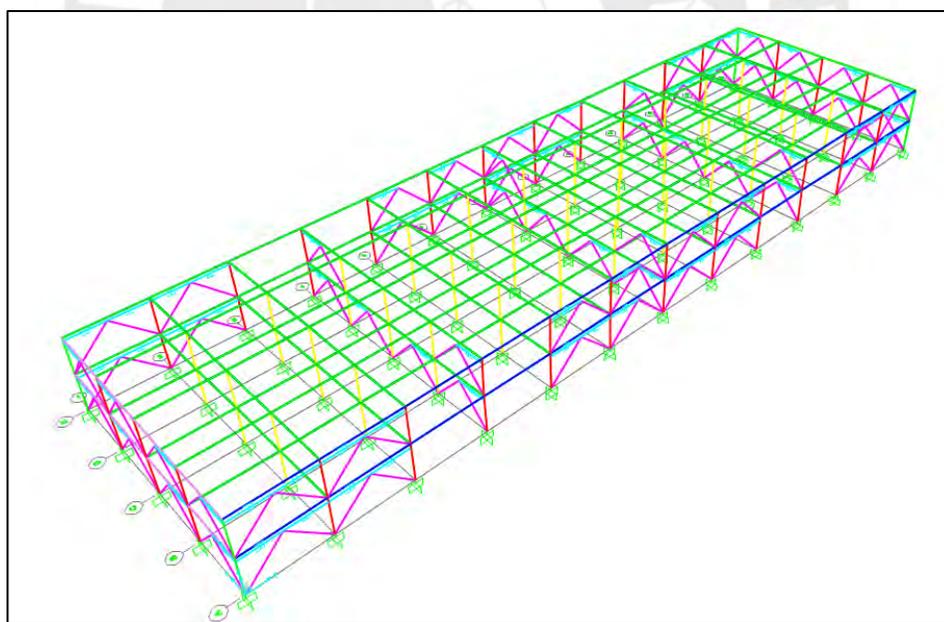


Figura 66: Ubicación de los disipadores de la propuesta final.

4.3.COMPARACIÓN DE DERIVAS

A partir de los resultados obtenidos, comparamos las derivas entre ambas configuraciones y determinamos el porcentaje de reducción de estas, para todos los sismos de análisis.

Observamos que se logra un promedio de reducción de derivas, en el orden de aproximadamente 74% para la dirección longitudinal (X) y un 75% para la dirección transversal (Y). Al respecto, se desprende que se obtuvo un alto porcentaje de reducción de derivas de entrepiso, en comparación con estudios similares revisados para la elaboración del presente trabajo, en los cuales se obtuvo una reducción de derivas en el rango del 30% al 50%. Sin embargo, esta diferencia resulta principalmente, de las distintas derivas objetivo propuestas en cada caso. En dichos trabajos de investigación, el caso de estudio es una estructura de uso común; por lo que, las derivas máximas que se busca obtener mediante el uso de disipadores, se encuentran en el orden de 0.7%, en contraste con la deriva objetivo de 0.5% propuesto en el presente trabajo. Asimismo, otro factor a considerar es el valor del exponente de velocidad α usado en los disipadores propuestos en cada estudio, ya que si bien en dichos casos también se usaron disipadores no lineales ($\alpha < 1$), no propusieron el uso de dispositivos con un valor de α bastante bajo.

Tabla 37: Porcentaje de reducción de derivas

Derivas obtenidas (0/00)		Con disipadores			
		Sismo	Entrepiso 1	% reducción	Entrepiso 2
Matanzas	X	0.00247	80	0.00266	83
	Y	0.00289	75	0.00204	83
Papudo	X	0.00185	62	0.00181	74
	Y	0.00212	60	0.00134	77
Santiago	X	0.00485	56	0.00501	64
	Y	0.00423	54	0.00452	56
Viña del Mar	X	0.00483	70	0.00467	76
	Y	0.00498	74	0.00353	84
Ica 1	X	0.00243	79	0.00256	79
	Y	0.00235	86	0.00265	85
Ica 2	X	0.00219	79	0.00221	80
	Y	0.00304	80	0.00315	80
Moquegua	X	0.00245	79	0.00262	81
	Y	0.00389	75	0.00391	77
Promedio	X	0.00301	72.14	0.00308	76.71
	Y	0.00336	72.00	0.00302	77.43

4.4. BALANCE DE ENERGÍA

Evaluamos la participación que tuvieron los disipadores en la disipación de la energía de entrada mediante los gráficos generados en el programa SAP2000 para cada dirección de análisis.

Al respecto, de los gráficos obtenidos, podemos diferenciar la energía que ingresa al sistema, la energía disipada por el amortiguamiento propio de la estructura, la energía potencial, la energía cinética y la energía disipada por el amortiguamiento añadido por los disipadores.

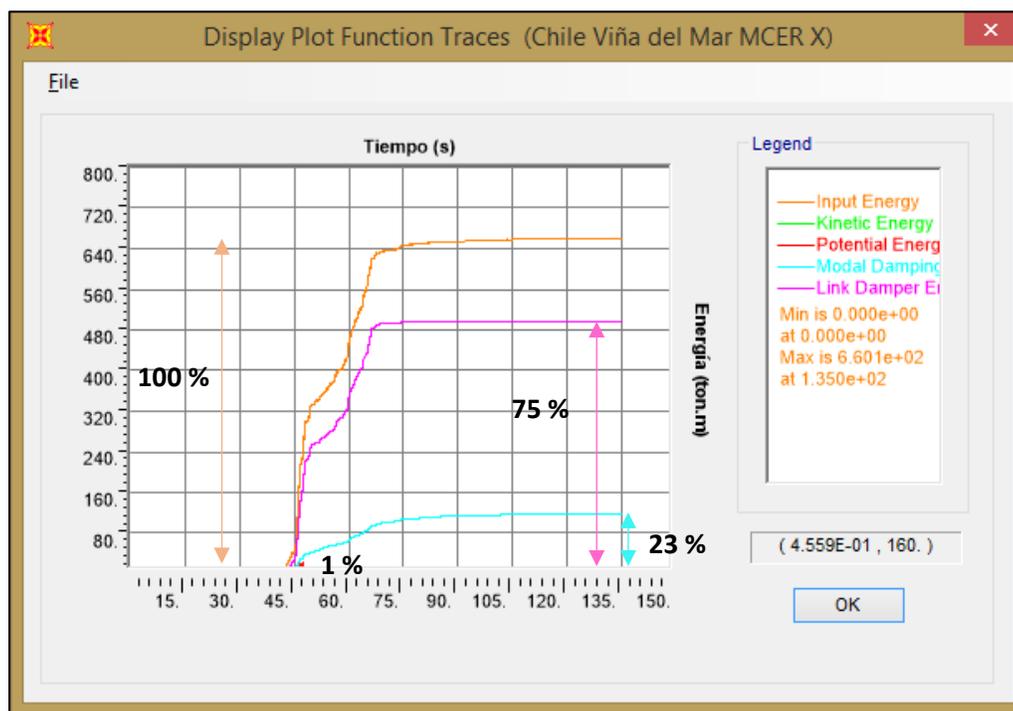


Figura 67: Balance de energía - Registro Viña del Mar - Dirección X.

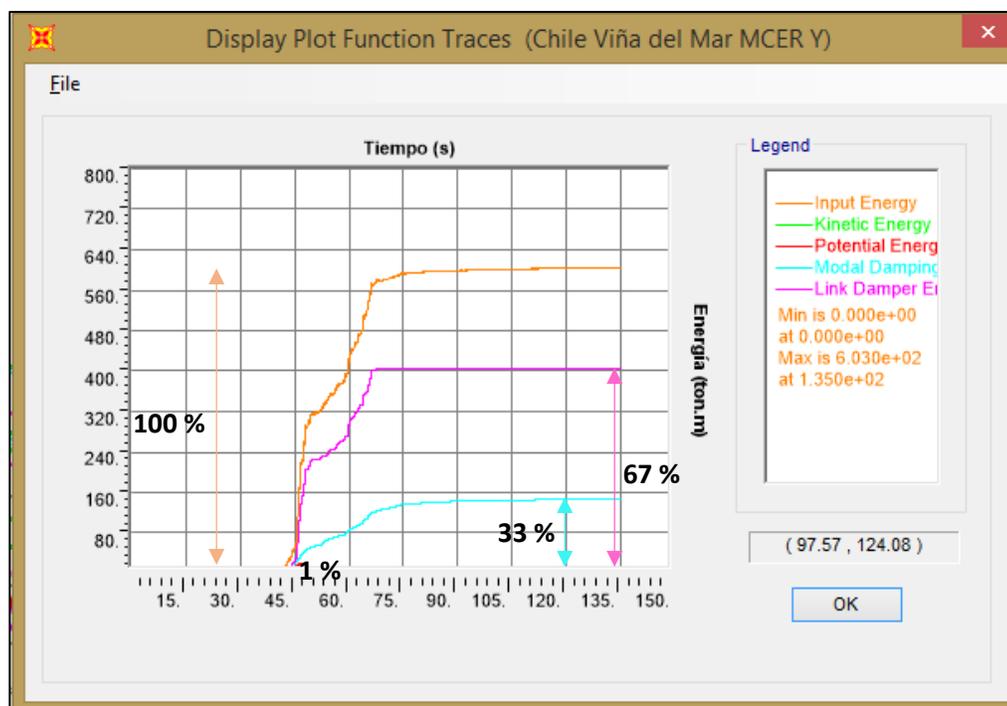


Figura 68: Balance de energía - Registro Viña del Mar - Dirección Y.

A continuación, extraemos los valores asociados a cada tipo de energía:

Tabla 38: Resumen del balance de energía

Registro	Entrada	Cinética	Potencial	Inherente	Disipadores
	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Chile Viña del Mar X	660.10	11.12	23.06	118.57	496.62
Chile Viña del Mar Y	602.97	13.31	20.83	145.80	406.26

Se observa que para ambas direcciones se logra un gran porcentaje de disipación de energía:

Tabla 39: Porcentajes de disipación de energía en cada dirección

Registro	Entrada	Disipadores	Porcentaje
	Tonf-m	Tonf-m	
Chile Viña del Mar X	660.10	496.62	75.23
Chile Viña del Mar Y	602.97	406.26	67.38

Estos valores son representativos para todos los disipadores, ya que son similares en cada dirección y fueron colocados de manera simétrica. En ese sentido, se observa que se alcanza

aproximadamente un 75% de energía disipada en la dirección longitudinal (X) y un 67% en la dirección transversal (Y), por acción de los amortiguadores.

4.5. CURVA DE HISTÉRESIS

Observamos que la curva de histéresis de los disipadores seleccionados posee una tendencia casi rectangular, similar a la teórica para el valor de α usado. Además de ello, el área que genera la curva muestra la gran cantidad de energía disipada por estos dispositivos.

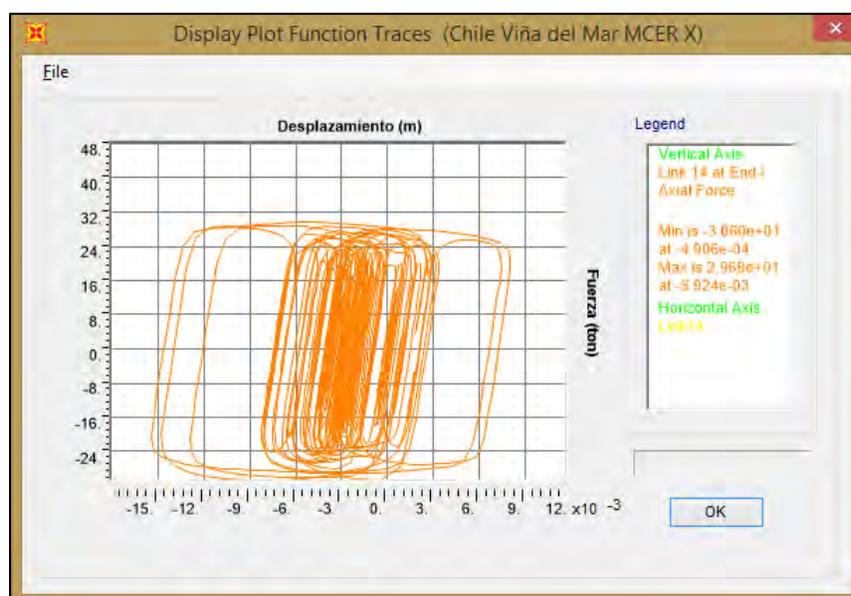


Figura 69: Curva histéretica del disipador 14 - Dirección X.

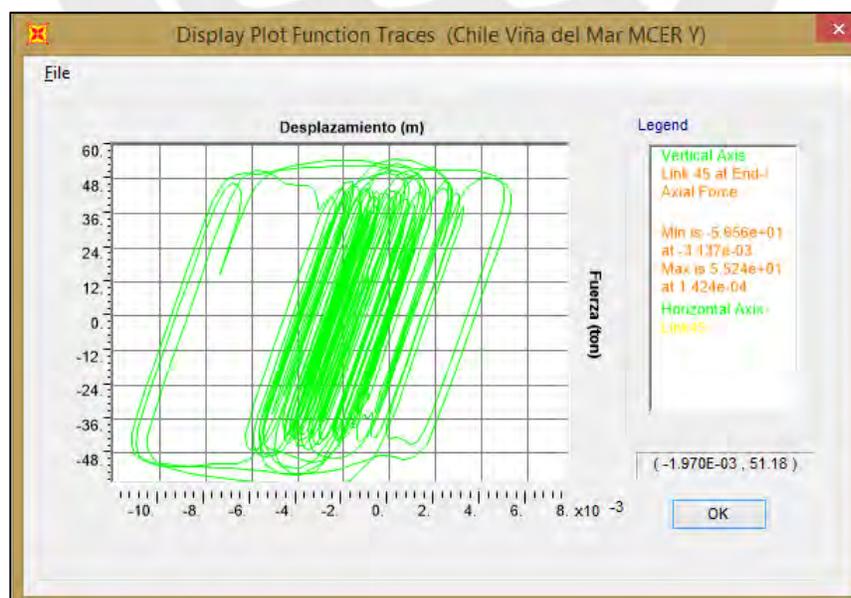


Figura 70: Curva histéretica del disipador 45 - Dirección Y.

Al respecto, se observa que ambos disipadores trabajan correctamente debido a la gran área dentro de la curva histerética. Esto verifica el gran porcentaje de disipación de energía a través de los disipadores, mostrado en el balance de energía del acápite anterior. El proceso iterativo para definir el número y ubicación de los dispositivos permitió obtener dichos resultados.

4.6. DUCTILIDAD DEMANDADA

Posteriormente a los resultados obtenidos de los análisis realizados a la estructura convencional y la estructura equipada con disipadores, se procede a hacer una comparación entre ambas configuraciones, a fin de obtener el porcentaje de ductilidad demandada para cada caso. Para ello, recordemos que se obtuvo una cortante basal de 585 ton y 609 ton para los sentidos X-X e Y-Y respectivamente, los cuales fueron calculados considerando un coeficiente de reducción sísmica $R=8$ acorde a lo estipulado en la norma NTE E.030. Esto se traduce en que se espera que la estructura presente daños en sus elementos estructurales por la incursión en el rango inelástico, representado como la ductilidad demandada por la edificación.

Al respecto, si consideramos que la estructura mantendrá un comportamiento elástico para el sismo máximo esperado (MCER), es decir con un coeficiente de reducción sísmica $R=1$, se obtendrá una cortante basal de 4787 ton y 5703 ton para los sentidos X-X e Y-Y respectivamente. Asimismo, el análisis de la estructura equipada con disipadores también se realizó considerando el sismo máximo esperado ($R=1$), para la cual se obtuvo una reducción considerable de las fuerzas cortantes basales que alcanzaron 2906 ton y 2794 ton para la dirección X-X e Y-Y respectivamente.

En tal sentido, si realizamos la comparación entre las cortantes basales obtenidas para las distintas configuraciones de la estructura evaluada, podemos calcular el porcentaje de ductilidad demandada y su reducción al equipar dicha estructura con los disipadores de fluido viscoso, los cuales se detallan en los siguientes gráficos para cada dirección de análisis:

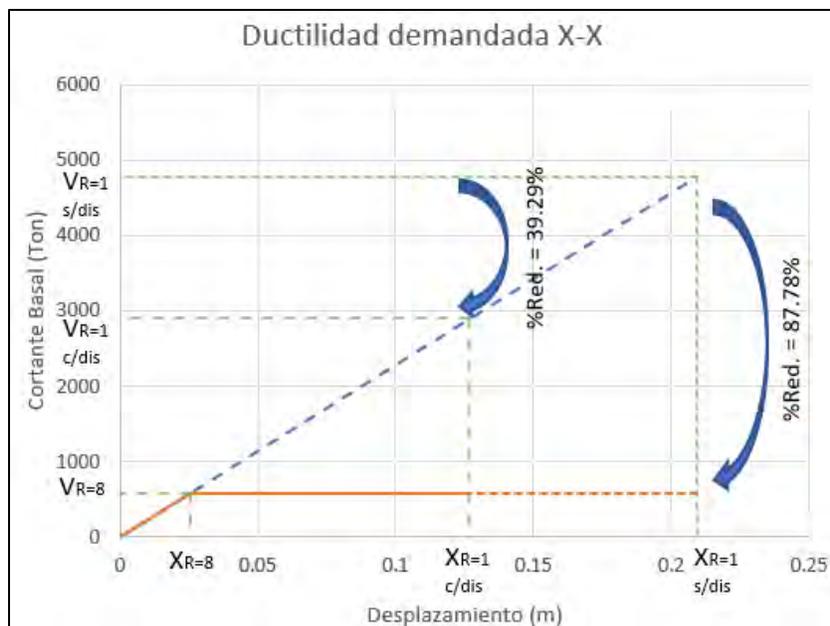


Figura 71: Comparación del comportamiento de la estructura entre la configuración convencional y la equipada con disipadores, dirección X-X

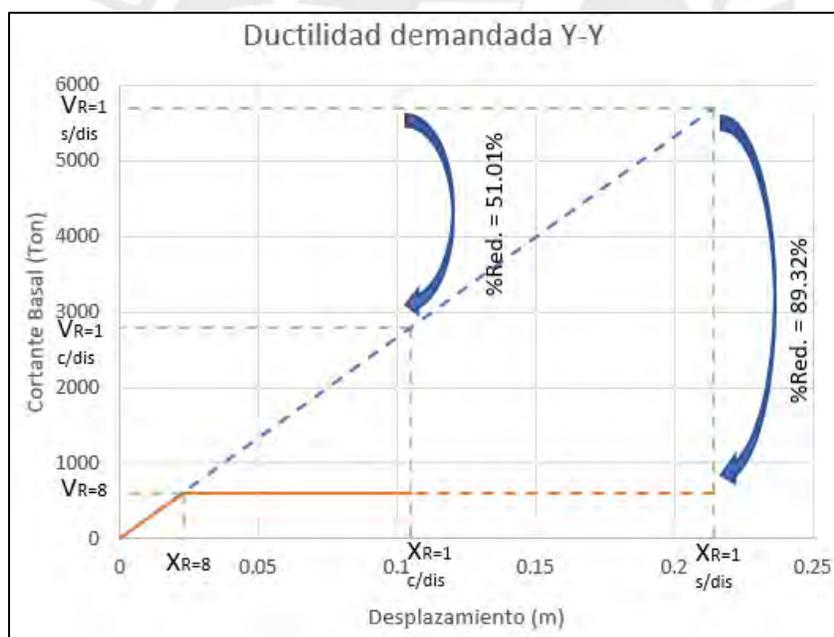


Figura 72: Comparación del comportamiento de la estructura entre la configuración convencional y la equipada con disipadores, dirección Y-Y

De acuerdo a lo mencionado y considerando lo detallado en los gráficos, calculamos la nueva ductilidad demandada debido al aporte de los disipadores equipados:

$$\mu_{d(x-x)} = 87.78\% - 39.29\% = 48.49\%$$

$$\mu_{d(y-y)} = 89.32\% - 51.01\% = 38.31\%$$

En ese sentido, se desprende que, gracias a la implementación de los disipadores de fluido viscoso, la ductilidad demandada inicialmente para la estructura sin protección sísmica equivalente a 87.78% y 89.32%, se redujo a los valores de 48.49% y 38.31% para la dirección X-X e Y-Y, respectivamente. Por lo tanto, los componentes estructurales presentarán una reducción considerable de daños al reducir la ductilidad que se les exige.

Consecuentemente, resulta que, si inicialmente una estructura sin protección sísmica se diseña con un coeficiente de reducción $R=8$, debido a que se espera una gran incursión inelástico de los elementos estructurales; la implementación de los disipadores de fluido viscoso permitiría diseñar este tipo de edificaciones con un menor coeficiente de reducción que, para este caso en particular, resulta aproximadamente un $R=4$, dependiente del amortiguamiento adicional aportado por los disipadores equipos en cada dirección.

4.7. NIVEL DE DESEMPEÑO OBTENIDO DE LA ESTRUCTURA CON DISIPADORES

Se determinó el nivel de desempeño obtenido en la estructura con disipadores con el registro de Viña del Mar en ambas direcciones, evaluando el estado final de deformaciones.

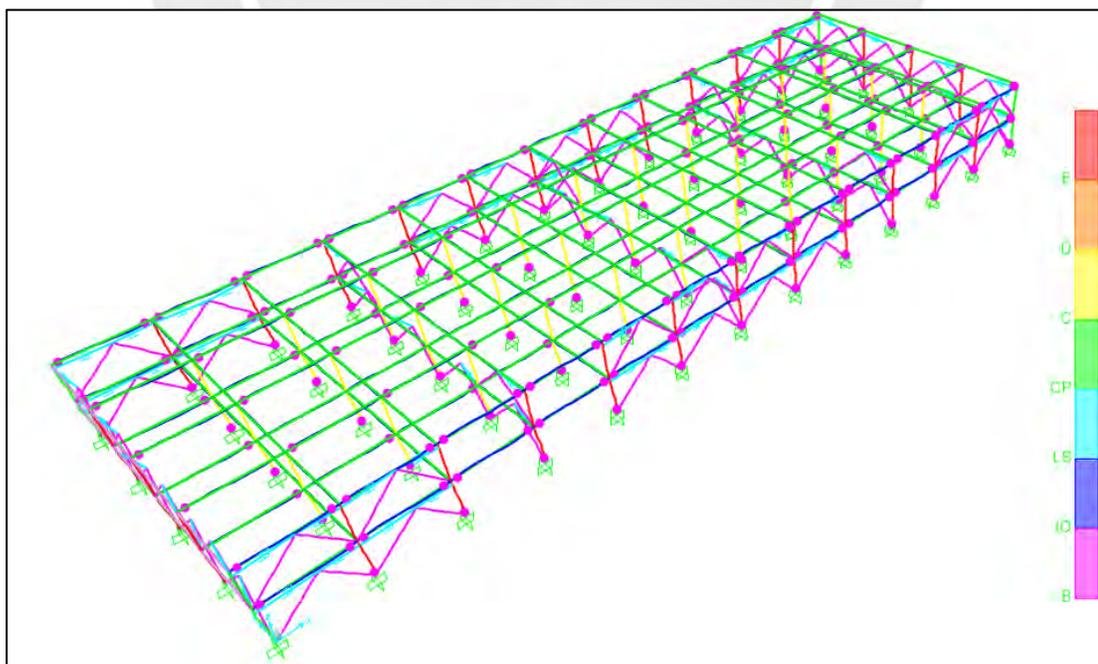


Figura 73: Estado final de la estructura con disipadores - Viña del Mar - Dirección X.

Al respecto, se observa que la estructura presenta mecanismos de falla en casi todas las secciones de vigas y columnas. Sin embargo, dichas secciones solo incursionan en la etapa inicial del rango inelástico. Por lo tanto, de acuerdo al estado final de deformaciones de la estructura, el nivel de desempeño obtenido para la propuesta de implementación de disipadores es el de *Funcional*. La notable mejora del nivel de desempeño de la estructura implementada con disipadores se corrobora observando la gran cantidad de energía disipada en el diagrama de balance de energía.

Esta propuesta podría variar debido a que, para un sismo considerado muy raro, también es aceptable el desempeño de *Resguardo de la vida* para una estructura esencial. Esto dependerá del factor económico o arquitectónico si fuera el caso. Sin embargo, podría mantenerse debido a que el objetivo principal es reducir considerablemente las derivas de entrepiso, a fin de mantener la integridad de los equipos médicos indispensables para los pacientes, así como la continuidad del servicio eléctrico y sanitario.

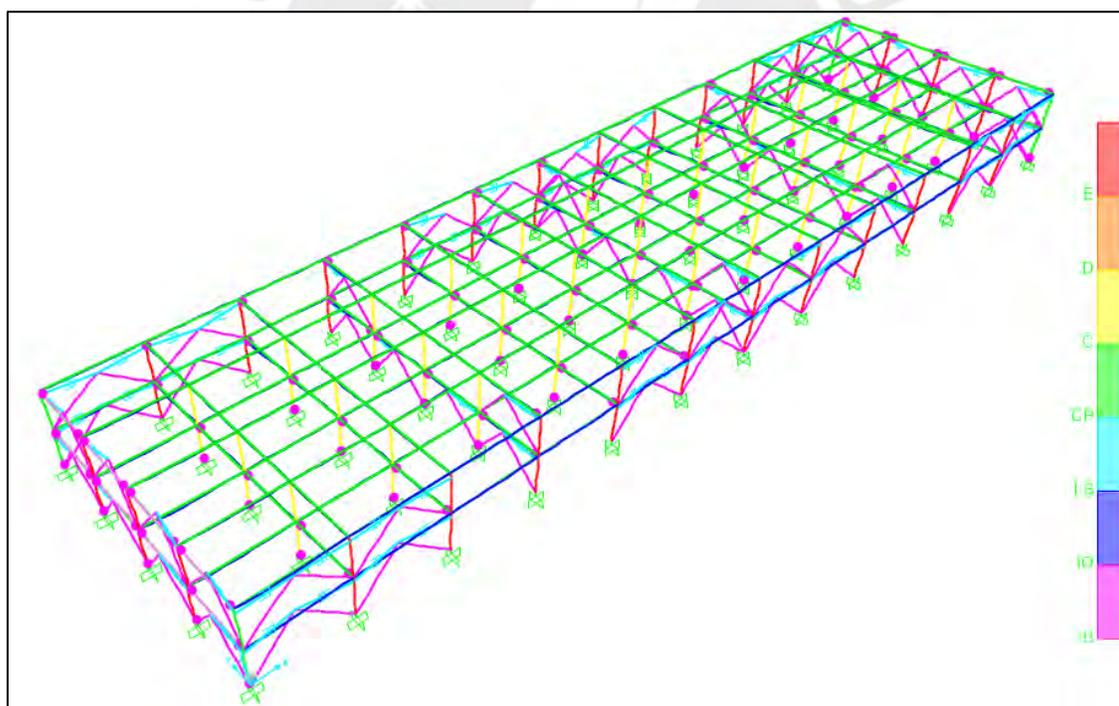


Figura 74: Estado final de la estructura con disipadores - Viña del Mar - Dirección Y.

Asimismo, se observa que para la dirección transversal (Y), la estructura también ha incursionado en el rango inelástico. Se muestra la aparición de mecanismos de falla en vigas y columnas. Sin embargo, de la misma manera que para la dirección longitudinal (X), el daño

generado es leve. Es por ello que, de acuerdo al estado final de deformaciones, la estructura obtiene un nivel de desempeño de *Funcional*. Se observa una notable mejora en el desempeño respecto a la edificación sin disipadores, lo cual se verifica en el diagrama de balance de energía.

Del mismo modo que para la dirección longitudinal de análisis, el nivel de desempeño de *Resguardo de la vida* es una opción según factores económicos. En este caso, el factor arquitectónico es importante puesto que no todos los pórticos interiores permiten la implementación de arriostres metálicos con los disipadores. Por lo tanto, se podría aceptar cierto nivel de daño adicional disminuyendo dichos disipadores en pórticos interiores, manteniendo el mismo nivel de desempeño.

4.8. ELECCIÓN DE LOS DISIPADORES

Debido a que la propuesta cumple con una buena calificación del nivel de desempeño, se procede a elegir los disipadores a usarse.

4.8.1. Fuerza axial en los disipadores

Se determinó la fuerza máxima axial alcanzada por los disipadores en ambos pisos y en ambas direcciones para el registro de Viña del Mar (escalado hacia el espectro objetivo, tal como se desarrolló en el numeral 3.5.2 del presente trabajo).

Tabla 40: Fuerza axial obtenida en los disipadores - Dirección X

Fuerza axial en los disipadores					
Disipador	P (ton)	P (kip)	Disipador	P (ton)	P (kip)
1	30.26	66.71	29	29.72	65.52
2	30.14	66.45	30	29.69	65.45
3	30.14	66.44	31	29.79	65.67
4	29.43	64.88	32	31.11	68.59
5	30.14	66.44	33	29.72	65.52
6	29.43	64.88	34	30.14	66.46
7	29.53	65.10	35	31.06	68.47
8	30.21	66.59	70	29.43	64.87
9	29.43	64.87	71	29.68	65.43
10	30.69	67.66	72	29.69	65.46
11	30.60	67.46	73	29.43	64.88
13	29.72	65.52	74	29.43	64.88
14	29.69	65.45	81	30.14	66.44

15	29.79	65.67	82	30.14	66.45
16	31.11	68.59	83	30.62	67.50
17	29.72	65.52	84	30.14	66.45
18	30.26	66.71	85	30.57	67.39
19	30.14	66.45	86	29.68	65.42
20	30.14	66.46	87	29.43	64.87
21	29.43	64.88	88	29.43	64.88
22	29.43	64.88	89	29.69	65.46
23	29.53	65.10	90	29.43	64.88
24	30.21	66.59	96	30.14	66.44
25	29.43	64.87	98	30.14	66.45
26	30.69	67.66	99	30.62	67.50
27	30.60	67.46	100	30.14	66.46
28	31.06	68.47	101	30.57	67.39

Tabla 41: Fuerza axial obtenida en los disipadores - Dirección Y

Fuerza axial en los disipadores					
Disipador	P (ton)	P (kip)	Disipador	P (ton)	P (kip)
12	61.97	136.62	57	60.03	132.34
36	61.58	135.76	58	59.56	131.31
37	61.71	136.05	59	59.73	131.69
38	60.16	132.63	60	55.83	123.08
40	60.09	132.48	61	55.24	121.79
41	60.08	132.45	120	61.76	136.16
42	59.54	131.27	121	61.97	136.61
43	59.72	131.66	122	60.17	132.65
44	55.83	123.08	123	60.06	132.40
45	55.24	121.79	124	59.00	130.07
46	61.77	136.19	127	54.63	120.43
49	60.04	132.36	136	61.76	136.17
50	59.02	130.11	137	61.97	136.62
53	54.64	120.47	138	60.15	132.60
54	61.58	135.77	139	60.03	132.35
55	61.72	136.06	140	59.01	130.09
56	60.04	132.38	143	54.65	120.49

A partir de las tablas anteriores, se observa que la fuerza axial de todos los disipadores en una misma dirección de análisis, posee valores similares. Esto simplifica la elección de un mismo tipo de disipador para cada dirección. En ese sentido, seleccionamos la máxima fuerza axial

obtenida en los disipadores de la dirección X, el cual alcanza un valor de 31.11 toneladas o 68.59 kip. Asimismo, la máxima fuerza axial en la dirección Y alcanza un valor de 61.97 toneladas o 136.62 kip. No obstante, debido a que el catálogo usado en el siguiente acápite usa el sistema métrico, realizamos la conversión a *Kilonewton (kN)* de la fuerza axial máxima escogida en cada dirección: **305.1 kN** para la dirección X; y **607.72 kN** para la dirección Y.

4.8.2. Diseño de los disipadores

A partir de la fuerza axial máxima obtenida, se escoge las características del dispositivo de acuerdo al catálogo del fabricante. En este caso, usamos un catálogo de la reconocida compañía *Taylor Devices*, la cual permite escoger entre dos arreglos: *horquilla-horquilla* y *horquilla-placa base*. Debido a que se usó la configuración *Chevron* en los disipadores, es conveniente escoger el arreglo *horquilla-placa base*.

NOTE:
 VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ±50 TO ±900 mm.
 FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN THE TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES THE MIDSTROKE LENGTH BY 5 mm PER ±1 mm OF STROKE.

EXAMPLE: 1000kN±100mm STROKE, MID-STROKE LG IS 1048mm
 1000 kN ± 150 mm STROKE, 150-100= 50, 50*5=250
 1048+250 = 1298 mm MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ±300 mm AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.

FORCE (kN)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	SPHERICAL BEARING BORE DIAMETER (mm)	MID-STROKE LENGTH (mm)	STROKE (mm)	CLEVIS THICKNESS (mm)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (mm)	CLEVIS DEPTH (mm)	BEARING THICKNESS (mm)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (mm)	WEIGHT (kg)	"A" (mm)	"B" (mm)	"C" (mm)	"D" (mm)	PLATE THICKNESS (mm)
250	17120	38.10	787	±75	43	102	83	33	114	44	178±3	127±.25	†	20.6±.25	38±.76
500	17130	50.80	997	±100	55	127	102	44	146	98	282±3	203±.25	†	31.8±.25	38±.76
750	17140	57.15	1016	±100	59	152	129	50	184	166	343±3	254±.25	127±.25	28.7±.25	61±.76
1000	17150	69.85	1048	±100	71	184	150	61	210	254	419±3	318±.25	159±.25	31.8±.25	76±1.5
1500	17160	76.20	1105	±100	77	203	162	67	241	306	432±3	330±.25	165±.25	34.9±.25	76±1.5
2000	17170	88.90	1346	±125	91	235	191	78	292	503	457±3	343±.25	171.5±.25	38.1±.25	102±1.5
3000	17180	101.60	1441	±125	117	286	203	89	350	805	508±3	406±.25	203±.25	41.4±.25	102±1.5
4000	17190	127.00	1645	±125	142	324	273	111	425	1088	**	**	**	**	**
6500	17200	152.40	1752	±125	152	350	305	121	515	1930	**	**	**	**	**
8000	17210	177.80	1867	±125	178	415	343	135	565	2625	**	**	**	**	**

† DENOTES 4 HOLE PATTERN, MEANING NO CENTER HOLES.
 ** CONSULT FACTORY FOR DIMENSIONS.

MADE IN USA

Figura 75: Modelos de disipadores de fluido viscoso de Taylor Devices.

A partir del catálogo anterior, se escogen los modelos que cumplan con la fuerza axial máxima, obtenida del análisis previo.

Tabla 42: Modelos de disipadores escogidos

Fuerza axial (kN)	Diámetro del rodamiento esférico (mm)	Longitud media del dispositivo (mm)	Deformación adicional (mm)	Espesor de horquilla (mm)	Ancho máximo de horquilla (mm)
500	50.80	997	±100	55	127
750	57.15	1016	±100	59	152
Fuerza axial (kN)	Profundidad de horquilla (mm)	Espesor del rodamiento (mm)	Diámetro máximo del cilindro (mm)	Peso (kg)	Espesor de la placa base (mm)
500	102	44	146	98	38±76
750	129	50	184	168	61±76

Como se mencionó en el acápite anterior, los valores similares de fuerza axial obtenidos para cada dirección, permiten escoger solo dos modelos del catálogo mostrado. En ese sentido, para la dirección longitudinal (X) se escoge modelo 17130, asociado a un valor de fuerza axial de 500 kN; mientras que para la dirección transversal (Y) se escoge el modelo 17140, asociado a un valor de fuerza axial de 750 kN.

4.8.3. Diseño de los arriostres metálicos

Se verifica la capacidad de los arriostres horizontales unidos a los dispositivos directamente. Para ello, obtenemos las propiedades del perfil metálico escogido:

Tabla 43: Propiedades de perfiles HSS

Shape	Design Wall Thickness, t	Nominal Wt	Area, A	D/t	I	S	r	Z	Torsion	
									j	C
									in.	in. ⁴
HSS0.625X0.500	0.500	32.74	9.62	13.2	46.4	13.7	2.17	18.8	90.8	27.1
X0.432	0.432	28.60	8.40	15.3	40.5	12.2	2.19	16.6	81.0	24.2
X0.375	0.375	25.06	7.36	17.7	38.1	10.9	2.21	14.7	72.2	21.6
X0.312	0.312	21.06	6.19	21.2	30.9	9.33	2.23	12.4	61.8	18.6
X0.280	0.280	18.99	5.58	23.7	28.1	8.50	2.25	11.3	56.3	16.9
X0.250	0.250	17.04	5.01	26.5	25.5	7.89	2.26	10.2	50.9	15.3
X0.188	0.188	12.94	3.80	35.2	19.7	5.95	2.28	7.79	39.4	11.9
HSS6X0.500	0.500	29.40	8.64	12.0	32.9	11.0	1.95	15.2	65.9	21.6
X0.375	0.375	22.55	6.63	16.0	26.3	8.78	1.99	11.9	52.7	17.4
X0.312	0.312	18.97	5.58	19.2	22.8	7.54	2.01	10.1	45.2	15.0
X0.280	0.280	17.12	5.03	21.4	20.8	6.88	2.02	9.17	41.3	13.7
X0.250	0.250	15.37	4.52	24.0	18.7	6.23	2.03	8.27	37.4	12.4
X0.188	0.188	11.68	3.43	31.9	14.5	4.84	2.06	6.35	29.0	9.66
HSS5.563X0.500	0.500	27.06	7.95	11.1	25.7	9.25	1.80	12.9	51.5	18.2
X0.375	0.375	20.80	6.11	14.8	20.7	7.43	1.84	10.1	41.3	14.7
X0.258	0.258	14.63	4.30	21.6	15.2	5.45	1.88	7.27	30.3	10.9
X0.188	0.188	10.80	3.17	29.6	11.5	4.13	1.90	5.43	23.0	8.24
HSS5.5X0.500	0.500	26.73	7.85	11.0	24.8	9.01	1.78	12.5	49.6	17.7
X0.375	0.375	20.55	6.04	14.7	19.9	7.25	1.82	9.87	39.9	14.4
X0.258	0.258	14.46	4.25	21.3	14.8	5.32	1.86	7.10	29.3	10.6
HSS5X0.500	0.500	24.05	7.07	10.0	18.1	7.25	1.60	10.2	36.2	14.2
X0.375	0.375	18.54	5.45	13.3	14.7	5.87	1.64	8.04	29.3	11.6
X0.312	0.312	15.64	4.6	16.0	12.7	5.07	1.66	6.87	25.4	10.1
X0.258	0.258	13.08	3.84	19.4	10.8	4.33	1.68	5.81	21.7	8.62
X0.250	0.250	12.69	3.73	20.0	10.8	4.22	1.68	5.65	21.1	8.40
X0.188	0.188	9.67	2.84	26.6	8.24	3.30	1.70	4.36	16.5	6.57

Tabla 44: Características del perfil escogido

Longitud (in)	137.8
Módulo de Elasticidad (ksi)	29 000
Área del perfil metálico (in²)	6.63
Radio del perfil (in)	1.99
Esfuerzo de fluencia (ksi)	35
Esfuerzo último (ksi)	50

Con las propiedades obtenemos:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29\,000}{\left(\frac{137.8}{1.99}\right)^2} = 59.69 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y = \left(0.658 \frac{35}{59.69}\right) * 35 = 27.38 \text{ ksi}$$

$$\phi P_n = \phi * F_{cr} * A = 0.9 * 27.38 * 6.63 = 163.38 \text{ kips} = 74.1 \text{ ton}$$

$$\phi T_n = \phi * F_y * A = 0.9 * 35 * 6.63 = 208.85 \text{ kips} = 94.73 \text{ ton}$$

Las resistencias nominales calculadas se comparan con las fuerzas axiales máximas obtenidas del análisis y se verifica su capacidad:

$$\emptyset P_n = 74.1 \text{ ton} > P_u x = 31.11 \text{ ton}$$

$$\emptyset P_n = 74.1 \text{ ton} > P_u y = 61.97 \text{ ton}$$

$$\emptyset T_n = 94.73 \text{ ton} > P_u x = 31.11 \text{ ton}$$

$$\emptyset T_n = 94.73 \text{ ton} > P_u y = 61.97 \text{ ton}$$

Posteriormente, se necesitará el diseño de planchas y anclajes, a fin de conectar las uniones del sistema estructura-disipador. Dicho diseño deberá ser consistente con las dimensiones de la placa base mostrada en la figura 74 y en función a los modelos de disipadores escogidos.



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- El uso de modelos constitutivos adecuados que expresan un comportamiento más representativo del concreto, en este caso el modelo de Hognestad, favorecen la ductilidad de los elementos. Esto beneficia el estudio del rango inelástico de dichos elementos mediante los diagramas momento-curvatura.
- Del desarrollo de los diagramas momento-curvatura de las secciones, se verifica la ductilidad (expresada en mayor capacidad a la flexión en vigas y flexo-compresión en columnas) que aporta el acero en compresión y su cuantía respecto al acero en tracción, tanto en elementos verticales como horizontales.
- La calificación del nivel de desempeño obtenido puede ser aceptable a pesar de desarrollar desplazamientos considerables, si la estructura posee suficiente ductilidad. Esto debido a que dichos desplazamientos estarían asociados solo a los sectores iniciales de la curva de capacidad.
- El análisis *Pushover* permite determinar un valor aproximado de los desplazamientos máximos que se obtendrán al realizar el análisis tiempo-historia.
- El uso de las propiedades no lineales en el análisis de una estructura permite comprender la metodología de diseño actual, la cual está enfocada a otorgar mayor valor a la ductilidad; y en base a ello, determinar la máxima resistencia en el rango elástico.
- Se verifica que el análisis de una estructura, considerando las propiedades no lineales de sus elementos, permite ubicar la formación de los mecanismos de rotulación plástica durante la historia de un sismo.
- De la revisión de estudios similares durante el desarrollo del presente trabajo, se desprende que las ecuaciones propuestas por la metodología del FEMA 274 brindan una noción apreciable para estimar el coeficiente de amortiguamiento en edificaciones típicas. Sin embargo, debido a la geometría y peso por nivel del caso de estudio, se obtienen resultados bastante holgados, ya que dichas características son parámetros que influyen directamente en las referidas ecuaciones.
- Las ecuaciones de estimación del coeficiente de amortiguamiento C muestran que estructuras con periodos mayores requieren un menor número de disipadores o un

menor coeficiente de amortiguamiento para los disipadores. En ese sentido, se puede concluir que, para este caso en el cual la estructura posee un periodo corto, sería más conveniente aumentar las dimensiones de las columnas y/o vigas en adición al uso de disipadores para la reducción de derivas.

- El proceso iterativo para definir la ubicación y número de dispositivos más efectiva, brinda resultados satisfactorios, ya que se logra disipar un gran porcentaje de la energía de entrada, alcanzando un 75% en la dirección X y un 67% en la dirección Y.
- La deriva máxima reducida tiende a un límite a pesar de seguir aumentando el número de disipadores, debido a que estos dependen de la velocidad. Mientras menos velocidad sea ejercida en la edificación debido al número elevado de dispositivos, menos efectivo será cada uno.
- La reducción de derivas no varía proporcionalmente al aumento del número de disipadores, lo cual se verifica observando que para los sismos que generaban menores derivas en la configuración sin disipadores, la implementación de estos generó derivas de entrepiso levemente mayores a lo esperado.
- Los disipadores logran reducir un gran porcentaje de derivas de entrepiso en la estructura, alcanzando un 74% de reducción para la dirección X y un 75% de reducción para la dirección Y.
- Se verifica que a menor valor del exponente de velocidad α , la curva histerética adquiere una forma más rectangular.
- La implementación de los disipadores de fluido viscoso disminuyó la ductilidad demandada, en base a la comparación del comportamiento elastoplástico perfecto de la estructura convencional y la estructura equipada con dichos dispositivos, ya que esta se redujo de un valor inicial de 88% a un rango aproximado de 48% y 38% para las direcciones X-X e Y-Y, respectivamente.
- La calificación del desempeño obtenido, para la estructura con disipadores, en ambas direcciones es aceptable para una estructura esencial, considerando el criterio establecido por SEAOC.

- La metodología de diseño con disipadores usado, permite escoger la solución más viable económicamente según la relación daño aceptado, mediante la elección de la deriva objetivo.
- La mejor conexión entre el disipador y el pórtico genera menores esfuerzos en el elemento elegido. En este caso, la configuración Chevron permite conectar los disipadores tanto con las vigas como columnas, siendo estas últimas la mejor opción debido a que poseen mayor acero de refuerzo que pueda soportar los esfuerzos adicionales.

5.2. RECOMENDACIONES

- Es necesaria la implementación de una norma que regularice el análisis y diseño con dispositivos de disipación de energía, basado en estudios realizados en los últimos años, así como en normas y experiencias internacionales.
- Es necesario analizar más casos de estudio cuyas estructuras posean periodos fundamentales cortos o en general casos con distintos sistemas estructurales.

5.3. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

- Como se mencionó en la descripción del caso de estudio, la estructura también fue evaluada implementando un sistema de aislación. Al respecto, de los resultados obtenidos en dicho estudio, se desprende que dicho sistema obtiene una reducción de derivas aproximado de 54% en la dirección X y del 42% en la dirección Y. No obstante, no se puede realizar una comparación directa entre los resultados obtenidos por cada sistema de protección sísmica, debido a que dependerá de varios factores, tales como el número de dispositivos y la metodología usada. En ese sentido, se podría desarrollar un análisis comparativo a detalle considerando factores técnicos y económicos, a fin de definir los beneficios y desventajas para cada sistema de protección sísmica.
- Realizar un estudio similar, en el cual se use otro tipo de disipadores, así como diversos criterios de diseño, a fin de evaluar la metodología de diseño más eficiente.

6. BIBLIOGRAFÍA

NORMAS:

1. ASCE 7-16 (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers. United States of America.
2. FEMA 274 (1997). NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Applied Technology Council. Washington D.C.
3. SENCICO (2018). Norma Técnica de Edificación NTE-E.030 Diseño Sismorresistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. Lima.
4. SENCICO (2018). Norma Técnica de Edificación NTE-E.020 Cargas. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. Lima.
5. SENCICO (2018). Norma Técnica de Edificación NTE-E.060 Concreto Armado. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. Lima.
6. SENCICO (2018). Norma Técnica de Edificación NTE-E.031 Aislamiento Sísmico. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. Lima.

LIBROS:

7. AGUIAR, R. (2003). Análisis sísmico por desempeño. Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército. Quito.
8. ATC 40 (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. California Seismic Safety Commission.
9. CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES. (1999). Curso sobre diseño y construcción sismorresistente de estructuras. Ciudad de México, México: Secretaria de Gobernación-Centro Nacional de Prevención de Desastres.
10. CHENG, F., JIANG, H. y LOU, K. (2008). Smart Structures, Innovative Systems for Seismic Response Control. Taylor and Francis Group. New York.
11. JARRETT STRUCTURES. (2012). Viscous Fluid Dampers for Seismic & Civil Engineering Industries. JARRETT STRUCTURES, 1(1), 15-17.
12. MUÑOZ, J. A. (2004). Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
13. OTTAZZI, G. (2004). Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
14. PARK, R. y PAULAY, T. (1988). Estructuras de Concreto Reforzado. Ciudad de México, México: Limusa.
15. SEAOC (1995). A Framework for Performance Based Design. VISION 2000 Committee. Structural Engineers Association of California. California.
16. SEAOC (1999). Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (the Blue Book). Structural Engineers Association of California. California.

17. TAYLOR, D. P. (1999). Buildings: Desing for damping, Taylor Devices Inc., North Tonawanda, New York.
18. TAYLOR DEVICES INC. (2018). *Structural Applications of Taylor Fluid Viscous Dampers*.
19. VILLAREAL, G. (2016). Edificaciones con disipadores viscosos. Lima, Perú: Gráfica Norte S.R.L.

TESIS:

20. ALBARRACIN, P. y GALLO, E. (2010). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 12 de junio de 2018.
21. ALLAUCA, L. y TAKUMA, O. (2006). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 12 de junio de 2018.
22. ASMAT, C. A. (2016). Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado. Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima.
23. BOZA, Z. y GALÁN, D. (2013). Diseño de un edificio aporticado con disipadores en arreglo chevron. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 15 de junio de 2018.
24. BOZORGNIA, Y. y BERTERO, V. (2006). *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. International Code Council. CRC Press. Florida.
25. CONSTANTINO, M y SYMANS, M. (1992). Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers. National Center for Earthquake Engineering Research. State University of New York at Buffalo. New York.
26. CHACÓN, R. y RAMÍREZ, J. (2014). Análisis de una edificación de 4 pisos con disipadores de fluido viscoso. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 02 de noviembre de 2018.
27. FUENTES, J. C. (2015). Análisis sísmico de una edificación con disipadores de fluido viscoso. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 20 de mayo de 2018.
28. GÁLVEZ, V. A. (2011). Evaluación del Desempeño Sismorresistente Usando Análisis No Lineal en el Tiempo. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 20 de mayo de 2018.
29. LÉON, H. y QUINTANA, U. (2004). Evaluación del Desempeño Sismorresistente de los Colegios Peruanos Modernos. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 12 de junio de 2018.
30. LOA, G. J. F. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997. Tesis para optar

el grado de Magister en Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 20 de mayo de 2018.

31. NARVÁEZ, M. E. (2019). Análisis comparativo técnico-económico de una edificación de 12 pisos, empleando amortiguadores de fluido viscoso y disipadores histeréticos. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 02 de junio de 2021.
32. QUIROZ, E. A. (2017). Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales. Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 12 de junio de 2018.
33. SANTOS, D y AMADEO, L. (2013). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado por el reglamento nacional de edificaciones y aceptando una deriva máxima de 1%. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 12 de junio de 2018.
34. SELEEMAH, A. y CONSTANTINOU, M. (1997). Investigation of seismic response of buildings with linear and non linear fluid viscous dampers. National Center for Earthquake Engineering Research. State University of New York at Buffalo. New York.
35. YUCRA, M. E. (2018). Evaluación del desempeño sísmico de hospitales aislados en el Perú. Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 20 de mayo de 2018.

PÁGINA WEB:

36. *Taylor Devices (s.f.)*. Disponible 20 de mayo del 2018, de <https://www.taylordevices.com/>

CASO DE ESTUDIO:

37. DEL ROSARIO, M.R. (2016). Desempeño sísmico de Aisladores: Estudio de un hospital de concreto armado. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima. Consulta: 20 de mayo de 2018.