



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERIA CIVIL – ESTRUCTURAS

DESARROLLO, CARACTERIZACIÓN E IMPLEMENTACIÓN DE UN DISPOSITIVO DE
PROTECCIÓN SÍSMICA DESARROLLADO EN MÉXICO

TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
FERNANDO CUETO JIMÉNEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, AGOSTO, 2022



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Escobar Sánchez José Alberto

Secretario: Dr. López Bátiz Oscar Alberto

1 er. Vocal: Dr. Guerrero Bobadilla Héctor

2 do. Vocal: Dr. Pozos Estrada Óscar

3 er. Vocal: Dr. Terán Gilmore Amador

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA

A mi madre.
A mi padre.
A mi hermano.

AGRADECIMIENTOS

A la vida, por permitirme disfrutar de mi familia, pareja, amigos y trabajo.

A nuestra máxima casa de estudios, por arroparme por más de 12 años dentro de sus aulas, creciendo tanto personal, como académicamente.

Al CONACYT, por su apoyo económico para la realización de este posgrado.

Al Instituto de Ingeniería y CENAPRED, por su apoyo en realización de las pruebas experimentales, así como proporcionarme las herramientas necesarias para poder desarrollar la investigación.

A mis padres, por brindarme la mejor educación posible, tanto ética, como profesionalmente. En esta etapa de mi vida sus enseñanzas, consejos y recomendaciones las aplico día a día. Tenerlos a mi lado es el mayor regalo que la vida me pudo haber dado.

A Victor, mi hermano, amigo y consejero. Esta unión que hemos logrado los últimos años me permite conocer la maravillosa persona que eres. Me llena de orgullo poder ver como crees como persona y como profesional. Y nunca lo olvides: *Nuestra operación es pequeña, pero con mucho potencial.*

Al Dr. Héctor Guerrero, mi tutor y mentor. Tengo el honor de aprender de usted día a día, aplicando el desarrollo tecnológico en beneficio de la sociedad mexicana. Es un ejemplo por seguir para las nuevas generaciones de ingenieros.

A Héctor Guerrero y César Viramontes, amigos y compañeros de aventura. Dampo Systems es sueño que con mucho esfuerzo y trabajo está empezando a tomar forma. Estoy convencido que el disipador que propusimos traerá grandes beneficios a México.

A Dampo Systems y a sus ingenieros, por sus consejos en la realización del presente trabajo y ayudarme día a día a crecer profesionalmente.

A mi pareja y amigos, que siempre están ahí cuando los necesito.

A cada uno de los anónimos que de alguna u otra forma han impactado positivamente en mi vida.

RESUMEN

Los sistemas de protección sísmica son una alternativa económica y eficiente para incrementar la resiliencia de la infraestructura de países ubicados en regiones de riesgo sísmico elevado. El desarrollo de un dispositivo mexicano puede traer grandes ventajas a nuestro país. Por una parte, al fabricar los dispositivos en México, el costo de éstos podría disminuir considerablemente en comparación con otros productos que se importan actualmente. En consecuencia, un dispositivo mexicano puede ser un candidato ideal para diferentes proyectos de infraestructura. Por otra parte, el uso de sistemas de protección sísmica confiables mejorará la seguridad estructural de las edificaciones.

En el presente trabajo se evalúa experimentalmente una propuesta de dispositivo que disipa energía por medio de comportamiento no lineal. Se realizaron pruebas a nivel prototipo e instalado en un marco de concreto reforzado. Los resultados experimentales mostraron que el dispositivo tiene un comportamiento inelástico estable y es capaz de soportar una ductilidad acumulada superior al valor requerido por AISC (2016).

Adicionalmente, este trabajo propone una serie de ecuaciones que ayudan a predecir la rigidez y resistencia del dispositivo. Se comprobó que los valores numéricos y los experimentales fueron similares. Finalmente, se presenta un caso de estudio, en donde se implementó el dispositivo para la rehabilitación estructural de un edificio dañado durante el sismo del 19 de septiembre de 2017.

ABSTRACT

Seismic protection systems are an economical and efficient alternative to increase the resilience of the infrastructure of countries located in regions of high seismic risk. The development of a Mexican device can bring great advantages to our country. On the one hand, by manufacturing the devices in Mexico, their cost could decrease considerably compared to other products that are currently imported. Consequently, a Mexican device can be an ideal candidate for different infrastructure projects. On the other hand, the use of reliable seismic protection systems will improve the structural safety of buildings.

In the present work, a proposal for a device that dissipates energy through nonlinear behavior is experimentally evaluated. Tests were carried out at the prototype level and installed in a reinforced concrete frame. The experimental results showed that the device has a stable inelastic behavior and can support an accumulated ductility higher than the value required by AISC (2016).

Additionally, this work proposes a series of equations that help predict the stiffness and resistance of the device. It was found that the numerical and experimental values were similar. Finally, a case study is presented, where the device for the structural rehabilitation of a building damaged during the earthquake of September 19, 2017, was implemented.

CONTENIDO

Contenido	7
Lista de figuras	10
Lista de tablas	13
Capítulo 1. Introducción	14
1.1 Planteamiento del problema	14
1.2 Justificación y alcances	15
1.3 Objetivos	15
1.4 Organización de la tesis.....	16
Capítulo 2. Revisión bibliográfica.....	17
2.1 Dispositivos de protección sísmica	17
2.2 Sistemas de disipación pasiva	17
2.3 Amortiguadores histeréticos.....	18
2.3.1 <i>Contraventeos restringidos al pandeo (CRP)</i>	19
2.3.2 <i>Dispositivos En forma de U</i>	20
2.3.3 <i>Dispositivos tipo eslabón</i>	21
2.3.4 <i>Dispositivos Tipo ADAS y TADAS</i>	21
2.3.5 <i>Dispositivos Tipo PFD</i>	23
Capítulo 3. Desarrollo de un dispositivo de protección sísmica	25
3.1 Características del dispositivo propuesto	25
3.2 Material de los dispositivos.....	27
3.3 Arreglo experimental.....	28
3.4 Geometría de los dispositivos ensayados	32
3.5 Instrumentación.....	34
3.6 Protocolo de desplazamiento.....	35
3.7 Resultados	36
3.7.1 <i>Curva de histéresis</i>	36
3.7.2 <i>Capacidad de disipación de energía y ductilidad acumulada</i>	39
3.7.3 <i>Falla progresiva del dispositivo</i>	41
3.8 Análisis de las pruebas experimentales	44
Capítulo 4. Prueba experimental en un marco de concreto reforzado.....	46
4.1 Descripción de la prueba	46

4.2 Geometría del dispositivo ensayado.....	48
4.3 Instrumentación.....	48
4.4 Protocolo de carga.....	49
4.5 Resultados	50
4.5.1 Curva de histéresis.....	50
4.5.2 Capacidad de disipación de energía y ductilidad acumulada	51
4.5.3 Aportación del dispositivo al comportamiento global de la estructura.....	52
Capítulo 5. Caracterización del dispositivo.....	55
5.1 Planteamiento de ecuación.....	55
5.1.1 Placas dentadas.....	55
5.2 Modelación numérica.....	58
5.3 Comparación de resultados	60
Capítulo 6. Implementación del dispositivo en la rehabilitación de un edificio multifamiliar	61
6.1 Descripción de la estructura	61
6.2 Revisión de la estructura previo al refuerzo.....	63
6.2.1 Condiciones generales	63
6.2.2 Elementos estructurales	65
6.2.3 Pruebas de materiales.....	66
6.2.4 Vibración ambiental.....	68
6.2.5 Propiedades geotécnicas.....	69
6.2.6 Evaluación post-sísmica del sismo de 19/09/2017.....	70
6.2.7 Modelo numérico.....	71
6.2.8 Resultados	81
6.3 Rehabilitación estructural.....	86
6.3.1 Columnas.....	86
6.3.2 Disipadores de energía	91
6.3.3 Muros de mampostería.....	93
6.3.4 Cimentación	93
6.4 Modelo numérico	94
6.5 Resultados	97
6.6 Proceso constructivo	106
Capítulo 7. Conclusiones y recomendaciones	115

7.1 Conclusiones	115
7.2 Recomendaciones.....	116
Referencias	117

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Edificios aislados en Japón (adaptada de JSSI, 2020)	14
Figura 2. Clasificación de dispositivos de protección sísmica (adaptada de Christopoulos, 2006)..	17
Figura 3. Estructuras con dispositivos de disipación de energía (adaptada de JSSI, 2020)	18
Figura 4. Esquema de un contraventeo restringido al pandeo (adaptada de García, 2019).....	19
Figura 5. Curva de histéresis de CRP estudiado (créditos: Héctor Guerrero).....	19
Figura 6. Amortiguador en <i>U</i> (adaptada de Aguirre y Sánchez, 1989; Sang-Woo y Kil-Hee, 2020)	20
Figura 7. Amortiguador de eslabón probado en CENAPRED (López-Bátiz, 2019).....	21
Figura 8. Esquema de amortiguador tipo ADAS (adaptada de Jara, 1994 y de Aguiar, 2018).....	22
Figura 9. Curva de histéresis del dispositivo TADAS (adapatada de Teruna y Budiono, 2015)	22
Figura 10. Partes del amortiguador tipo PFD (adaptada de Aghlara et al., 2018).....	24
Figura 11. Geometría del dispositivo propuesto	26
Figura 12. Placa dentada disipadora de energía	26
Figura 13. Comportamiento del dispositivo propuesto	27
Figura 14. Caracterización del material	28
Figura 15. Curva esfuerzo - deformación del acero empleado.....	28
Figura 16. Esquema del arreglo experimental.....	29
Figura 17. Excentricidad de la segunda prueba.....	30
Figura 18. Reporte fotográfico de la primera prueba	30
Figura 19. Reporte fotográfico de la segunda prueba	31
Figura 20. Geometría de los dispositivos ensayados.....	32
Figura 21. Fabricación del primer dispositivo.....	33
Figura 22. Fabricación del segundo dispositivo.....	34
Figura 23. Instrumentación de la primera prueba.....	34
Figura 24. Protocolo de desplazamiento para la primera prueba	35
Figura 25. Protocolo de desplazamiento para la segunda prueba.....	35
Figura 26. Curva de histéresis de las pruebas experimentales	37
Figura 27. Reporte fotográfico del primer dispositivo	38
Figura 28. Reporte fotográfico del segundo dispositivo	39
Figura 29. Energía disipada y ductilidad acumulada del primer dispositivo	40
Figura 30. Energía disipada y ductilidad acumulada del segundo dispositivo.....	40
Figura 31. Esquema de la falla progresiva del dispositivo.....	42
Figura 32. Falla progresiva del dispositivo	44
Figura 33. Envoltorio de la segunda prueba experimental.....	44
Figura 34. Obtención de curva bilineal	45
Figura 35. Relación entre el desplazamiento lateral y el desplazamiento vertical.....	45
Figura 36. Esquema del marco de concreto reforzado	46
Figura 37. Esquema del arreglo experimental.....	47
Figura 38. Reporte fotográfico del ensayo	48
Figura 39. Croquis de la instrumentación empleada	49
Figura 40. Protocolo de desplazamiento	50
Figura 41. Curva de histéresis de la prueba	50
Figura 42. Estado final de la prueba.....	51
Figura 43. Energía disipada y ductilidad acumulada del marco rehabilitado.....	52
Figura 44. Modelo numérico del marco de concreto.....	52
Figura 45. Curva de capacidad del marco de concreto.....	53

Figura 46. Modelo numérico del marco de concreto rehabilitado con el dispositivo	53
Figura 47. Curva de capacidad del marco de concreto rehabilitado.....	54
Figura 48. Ancho equivalente en placa dentada.....	56
Figura 49. Modelación completa del dispositivo	58
Figura 50. Modelación con un resorte equivalente	59
Figura 51. Resultados de la modelación numérica.....	59
Figura 52. Curva de capacidad del dispositivo.....	60
Figura 53. Ubicación del edificio.....	61
Figura 54. Distribución en planta del inmueble (adaptada de Fernández, 2020)	62
Figura 55. Espectros empleados.....	64
Figura 56. Modelos numéricos desarrollados.....	64
Figura 57. Prueba de resistencia a compresión con esclerómetro (adaptada de Fernandez, 2020)...	66
Figura 58. Núcleos de concreto para prueba de compresión (adaptada de Fernandez, 2020).....	67
Figura 59. Escaneo de acero de refuerzo (adaptada de Fernandez, 2020).....	68
Figura 60. Estaciones acelerometricas para el sismo 19/09/2017 (adaptada de CIRES, 2021)	70
Figura 61. Daño en la estructura derivado del sismo del 19 de septiembre de 2017	71
Figura 62. Modelación de elementos tipo columna (adaptado de ETABS, 2022)	72
Figura 63. Modelo numérico de la estructura previo al refuerzo	73
Figura 64. Modelación de la ISE (adaptado de García, 2021)	75
Figura 65. Obtención de información para el análisis dinámico no lineal (SASID, 2021).....	76
Figura 66. Espectros de peligro uniforme para ambas fuentes.....	77
Figura 67. Acelerogramas sintéticos obtenidos de SASID (2021).....	80
Figura 68. Espectros de pseudo-aceleración para acelerogramas sintéticos	80
Figura 69. Comparación de EPU y espectro de pseudo-aceleración promedio	81
Figura 70. Modos de vibrar de la estructura.....	82
Figura 71. Revisión de la capacidad estructural de los elementos	83
Figura 72. Revisión de desplazamientos y distorsiones laterales.....	83
Figura 73. Curva de capacidad de la estructura previo al refuerzo	84
Figura 74. Histéresis de muros de mampostería.....	86
Figura 75. Incremento de secciones transversales en columnas.....	87
Figura 76. Emplacado de columnas	88
Figura 77. Encamisado con ángulos y soleras.....	89
Figura 78. Refuerzo con capiteles	90
Figura 79. Construcción de columna nueva	91
Figura 80. Refuerzo en crujías perimetrales con disipadores de energía	92
Figura 81. Desligado de muros de mampostería	93
Figura 82. Refuerzo en cimentación	94
Figura 83. Modelación de las secciones reforzadas	95
Figura 84. Modelo numérico de la estructura posterior al refuerzo	95
Figura 85. Detalle de la extensión del disipador	96
Figura 86. Modos de vibrar de la estructura.....	97
Figura 87. Revisión de la capacidad estructural de los elementos	98
Figura 88. Revisión de desplazamientos y distorsiones laterales.....	99
Figura 89. Curva de capacidad de estructura reforzada	100
Figura 90. Curva de capacidad de la estructura reforzada	100
Figura 91. Revisión de desplazamientos y distorsiones laterales.....	102

Figura 92. Condiciones finales para estructura reforzada	102
Figura 93. Desempeño de la estructura	103
Figura 94. Histéresis de muros de mampostería.....	104
Figura 95. Histéresis de disipadores de energía	105
Figura 96. Construcción de pilotes y dados de cimentación (Fernandez, 2020)	107
Figura 97. Construcción de los capiteles (Fernandez, 2020).....	108
Figura 98. Incremento de sección transversal de columnas (Fernandez, 2020)	108
Figura 99. Emplacado de columnas (Fernandez, 2020)	109
Figura 100. Refuerzo con ángulos y soleras (Fernandez, 2020)	110
Figura 101. Construcción de nueva columna (Fernandez, 2020).....	111
Figura 102. Desligado de muros de mampostería (Fernandez, 2020).....	112
Figura 103. Conexiones de disipadores (Fernandez, 2020)	112
Figura 104. Disipadores de energía (Fernandez, 2020).....	113
Figura 105. Estado final del proyecto de rehabilitación (Fernandez, 2020)	114

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Características de las placas verticales.....	32
Tabla 2. Características de las placas dentadas.....	32
Tabla 3. Características de las placas laterales.....	48
Tabla 4. Características de las placas dentadas.....	48
Tabla 5. Energía disipada del dispositivo.....	60
Tabla 6. Comparación entre parámetros de diseño y revisión.....	63
Tabla 7. Elementos tipo columna (adaptado de MyT, 2011).....	65
Tabla 8. Elementos tipo trabe (adaptado de MyT, 2011).....	65
Tabla 9. Muros de concreto (adaptado de MyT, 2011).....	65
Tabla 10. Sistema de piso (adaptado de MyT, 2011).....	65
Tabla 11. Resumen de valores obtenidos de la resistencia del concreto (adaptada de Lanc, 2018)..	67
Tabla 12. Escaneo de acero de refuerzo en columnas (adaptada de Fernandez, 2020).....	68
Tabla 13. Características dinámicas de la estructura antes y después del refuerzo.....	69
Tabla 14. Condiciones estratigráficas del sitio (adaptado de Tecnocontrol, 2004).....	69
Tabla 15. Cargas consideradas en el modelo numérico.....	73
Tabla 16. Combinaciones de diseño.....	74
Tabla 17. Propiedades de los resortes de ISE (adaptado de García, 2021).....	74
Tabla 18. Acelerogramas sintéticos obtenidos de SASID (2021).....	77
Tabla 19. Comparación entre los modos de vibrar obtenidos.....	82
Tabla 20. Propiedades de los disipadores empleados.....	91
Tabla 21. HSS requeridos por los disipadores.....	92
Tabla 22. Comparación entre los modos de vibrar obtenidos.....	97
Tabla 23. Proceso constructivo del edificio.....	106

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La ubicación geográfica de México lo hace susceptible a importantes eventos sísmicos. En los últimos 120 años se han registrado al menos 84 sismos con una magnitud mayor a 7.0 en escala de Magnitud de Momento (M_w) (Servicio Sismológico Nacional, 2020). Un caso particular en el mundo se presenta en la Ciudad de México, ubicada sobre el lecho de un lago antiguo compuesto de depósitos de arcilla suave (Ovando-Shelley et al., 2007). Esta situación genera efectos de sitio que amplifican las ondas sísmicas (Reinoso, 1996) e incrementa las ordenadas espectrales a las que están sometidas las estructuras desplazadas en dicha zona.

Los sismos sucedidos el 7 y 19 de septiembre de 2017 dejaron en evidencia la necesidad de implementar sistemas innovadores que permitan incrementar la resiliencia sísmica de México.

En países como Japón, Chile y Estados Unidos el uso de disipadores de energía sísmica es común. En la Figura 1 se muestra el número de estructuras aisladas en Japón entre 1999 y 2018, se puede observar que, en los últimos veinte años, se quintuplicó el número de estructuras aisladas. En México, la situación es muy distinta a pesar de ser un país altamente sísmico. El uso de los sistemas de protección sísmica es escaso. Esto se puede deber a múltiples razones, dentro de las cuales destacan:

- Hasta hace algunos años, todos los disipadores de energía empleados en proyectos tenían que ser importados, lo cual generaba costos adicionales y, por ello, las soluciones con disipación dejaban de ser económicamente competitivas ante soluciones convencionales (marcos y muros de concreto, marcos de acero, etc.).
- Existe un desconocimiento significativo sobre el tema por parte de ingenieros estructuralistas, arquitectos, constructores, entre otros.
- Se piensa, equivocadamente, que las estructuras equipadas con sistemas de protección sísmica son mucho más costosas que aquellas compuestas por sistemas convencionales.
- Se cree, otra vez equivocadamente, que el análisis y diseño de estructuras con algún sistema de protección sísmica es muy complejo y requiere una gran cantidad de horas para su desarrollo.

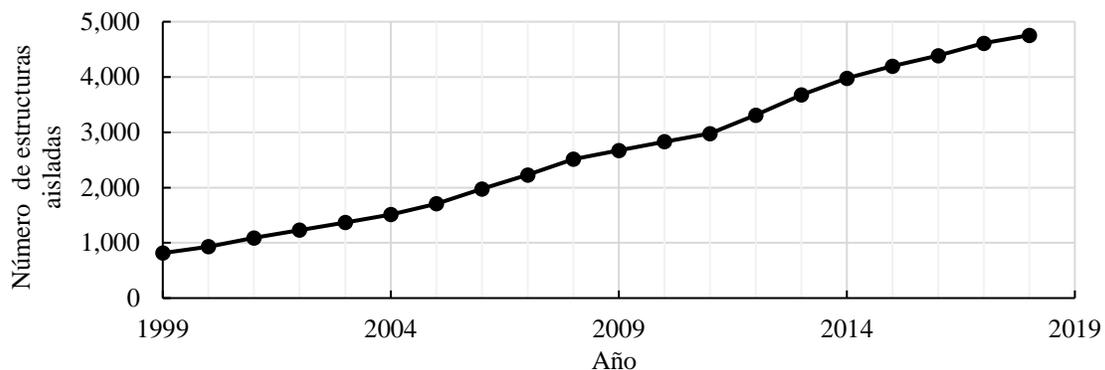


Figura 1. Edificios aislados en Japón (adaptada de JSSI, 2020)

Gracias a los esfuerzos de diversas organizaciones e instituciones como: el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM), la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS) y la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE), el Instituto para la Seguridad de las Construcciones (ISC), la Asociación Mexicana de Directores Responsables de Obra y Corresponsables (AMDROC) y del Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM), se ha comenzado a impulsar y promover el uso de tecnologías que permitan tener un mejor desempeño estructural. El contar con dispositivos de protección sísmica mexicanos puede tener un gran impacto en el sector de la construcción, ya que podrían ser mucho más económicos que otros que actualmente se ofertan en el mercado, aumentando las posibilidades de ser implementados en diversos proyectos.

1.2 JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES

El desarrollo de un dispositivo mexicano puede traer grandes ventajas tanto económicas como de desempeño sísmico. Al fabricar los dispositivos en México, el costo de venta disminuirá considerablemente en comparación con otros productos que se ofrecen actualmente. Como consecuencia, un dispositivo hecho en México puede ser un candidato ideal para diferentes proyectos de infraestructura. Si dicho dispositivo es fabricado con alta calidad, su uso mejorará la seguridad estructural de las edificaciones. Por tal razón, en este trabajo se propone un dispositivo de alta calidad, hecho a base de un arreglo de placas que disipan energía por medio de comportamiento histerético estable, tal como se muestran en pruebas experimentales desarrolladas en este trabajo.

Para poder garantizar que el dispositivo funciona correctamente, es necesario realizar diferentes pruebas experimentales con el fin conocer su comportamiento y propiedades tales como: desplazamiento de fluencia, carga de fluencia, capacidad de disipación de energía y su ductilidad, por mencionar algunos. Así mismo, es necesario identificar cuáles son las recomendaciones de diseño más apropiadas y los requerimientos necesarios de manejo e instalación del dispositivo.

En el presente trabajo se propuso un dispositivo de disipación de energía sísmica, que fue ensayado en laboratorio de manera aislada (a nivel dispositivo) e instalado en un marco de concreto reforzado. Las pruebas se llevaron a cabo en el Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IIUNAM) y en el Laboratorio de Estructuras del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Los resultados fueron comparados tanto con análisis numéricos como con una serie de ecuaciones propuestas, comprobando que los valores numéricos y analíticos son similares a los obtenidos experimentalmente. Finalmente, se muestran la implementación del dispositivo en la rehabilitación estructural de un edificio dañado durante el sismo del 19 de septiembre de 2017.

1.3 OBJETIVOS

El objetivo general del trabajo es el desarrollo y caracterización de un dispositivo de protección sísmica mexicano. Así como su implementación en la rehabilitación estructural de un edificio dañado durante el sismo del 19 de septiembre de 2017.

Los objetivos particulares son:

- Desarrollar un dispositivo de disipación de energía mexicano que sea técnica y económicamente viable para la industria de la construcción.
- Incentivar el uso de sistemas de protección sísmica en la infraestructura del país.

- Incrementar la resiliencia sísmica de la infraestructura nacional.

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

En el capítulo 1 se describe el planteamiento del problema abordado, las justificaciones, alcances y objetivos del presente trabajo.

En el capítulo 2 se resume la literatura que fue consultada sobre los sistemas de protección sísmica existentes, enfocándose principalmente en los disipadores del tipo histerético.

En el capítulo 3 se muestra las pruebas experimentales realizadas a nivel dispositivo y los resultados que se obtuvieron.

En el capítulo 4 se muestra una prueba experimental de un marco de concreto reforzando, equipado con el dispositivo propuesto.

En el capítulo 5 se muestra el procedimiento de caracterización realizado para obtener las ecuaciones que permiten predecir el comportamiento del dispositivo propuesto.

En el capítulo 6 se muestra un ejemplo de la aplicación del dispositivo propuesto, para el reforzamiento de un edificio existente. Se presentan las características del proyecto, así como los aspectos más relevantes del refuerzo.

Finalmente, en el capítulo 7 se ofrecen algunas conclusiones de interés, que se desarrollaron con la elaboración del presente trabajo.

CAPÍTULO 2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

En las últimas décadas se han desarrollado e implementado múltiples dispositivos que permiten mejorar el desempeño sísmico de estructuras, además de reducir los costos asociados a su construcción. En la Figura 2 se presentan los diferentes dispositivos de protección sísmica clasificados según la forma en que trabajan, esto es: sistemas de disipación pasiva, sistemas de disipación semiactiva/activa y aislamiento de base (Christopoulos, 2006).

Dispositivos de protección sísmica	Disipación pasiva	Histeréticos
		Fricción
		Visco-elástico
		Viscoso
		Masa sintonizada
	Disipación semiactiva/activa	Contraventeos
		Masa sintonizada
		De rigidez variable
		De amortiguamiento variable
		Piezoelectricos
	Aislamiento de base	Magnéticos
		Elastomérico
		Caucho sin núcleo de plomo
		Metálico
		Caucho con núcleo de plomo
	Péndulo de fricción	

Figura 2. Clasificación de dispositivos de protección sísmica (adaptada de Christopoulos, 2006).

Se han realizado varios estudios acerca de las ventajas que se tienen al usar dispositivos de protección sísmica tanto para construcciones nuevas como para la rehabilitación de estructuras existentes (Gómez y García, 2013; Almeida et al., 2017). Se pueden observar beneficios económicos tanto en los costos iniciales de construcción, al requerir elementos estructurales de dimensiones menores, como en los costos de reparación posteriores a eventos sísmicos severos (Ronald et al., 1990; Sosa y Ruiz, 1992; Guerrero et al., 2017). Así mismo, el comportamiento sísmico mejora con el uso de estos dispositivos en comparación con otros sistemas estructurales como: contraventeos excéntricos (Coeto, 2013), marcos de acero (Guerrero et al., 2016) o contraventeos convencionales (Ballinas et al., 2018; Cueto et al., 2018). Las ventajas se pueden apreciar también para el caso de edificios de gran altura (Montiel y Terán, 2011). Adicionalmente, existen ejemplos en que estos dispositivos han sido implementados en estructuras prefabricadas (Guerrero et al., 2015; Moscoso, 2019).

2.2 SISTEMAS DE DISIPACIÓN PASIVA

Los sistemas de disipación pasiva se clasifican de acuerdo con la forma en la que se activan, esto es: por desplazamiento, por velocidad o por aceleración. Los sistemas por desplazamiento se activan cuando se tienen deformaciones relativas en sus extremos. Su capacidad de deformación depende de

las propiedades del material con el que está fabricado. Además, los esfuerzos máximos generados en ellos ocurren en el mismo instante en que la estructura tiene la distorsión máxima de entrepiso. Dentro de esta clasificación se encuentran los disipadores histeréticos (contravento restringido al pandeo, tipo Adas, tipo Tadas, de fricción, muros de cortante de placa de acero, etc.), amortiguadores de fricción, entre otros.

Los sistemas por velocidad se activan cuando se tienen velocidades relativas en sus extremos. Los esfuerzos máximos generados en éstos se generan cuando ocurre la velocidad máxima en sus extremos, lo cual no ocurren en el mismo instante en que la estructura tiene la distorsión máxima de entrepiso. Dentro de esta categoría se consideran los amortiguadores viscosos lineales y no lineales.

En esta tesis sólo se estudia el tema de amortiguadores histeréticos, cuyo desempeño depende de los desplazamientos relativos en sus extremos, por lo que los dispositivos dependientes de la velocidad no se tratan más.

2.3 AMORTIGUADORES HISTERÉTICOS

Los amortiguadores histeréticos están basados en la deformación inelástica del material constitutivo del dispositivo, que generalmente es acero. Estos dispositivos son ampliamente conocidos, gracias a sus diferentes ventajas comerciales como lo son: bajo costo de manufactura, de instalación y mantenimiento, además de su baja probabilidad de reemplazo de manera posterior a un evento sísmico gran magnitud (Oviedo y Duque, 2009).

En el año 2018, la Sociedad Japonesa de Ingeniería Sísmica (JSSI) reportó que en Japón existían 1,472 estructuras con algún tipo de dispositivo de disipación de energía (JSSI, 2020). En la Figura 3 se muestra la forma en que se distribuyen de acuerdo con el tipo de dispositivo. Se puede observar que los amortiguadores histeréticos son los más empleados (37%), seguidos de los amortiguadores de aceite y viscosos (20% y 19%, respectivamente).

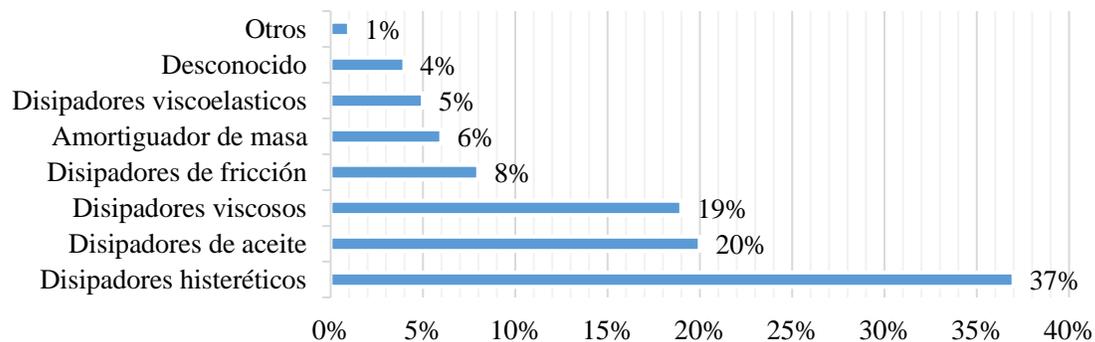


Figura 3. Estructuras con dispositivos de disipación de energía (adaptada de JSSI, 2020)

La popularidad de los amortiguadores histeréticos en Japón se puede deber a la simplicidad con la que se instalan este tipo de dispositivo, lo que implica que podrían ser una alternativa atractiva para su uso masivo en México. Sin embargo, actualmente el suministro de este tipo de sistemas se debe importar, por lo que su costo no es atractivo para su implementación en una gran cantidad de edificios y solamente se limita a edificaciones de gran importancia.

2.3.1 CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO (CRP)

Dentro de los amortiguadores histeréticos, se encuentran los contraventeos restringidos al pandeo (CRP) los cuales son ampliamente utilizados gracias a características como su bajo costo, un profundo entendimiento sobre su comportamiento y a su facilidad de instalación, que es muy similar a la de los contraventeos convencionales. El desarrollo del dispositivo surgió en Japón en la última parte de los años ochenta (Nippon Steel, 2020).

Los CRPs están conformados por un núcleo, generalmente de acero, que disipa energía por medio de su comportamiento no lineal. Para evitar que se presente pandeo, el núcleo está confinado por un tubo de acero relleno de mortero. Entre el núcleo y el mortero se tiene un material antiadherente que evita la participación del confinamiento en la toma de esfuerzos axiales. En la Figura 4 se muestra un esquema de los CRP. En la parte izquierda de la figura se ejemplifica el núcleo de acero con el material antiadherente, mientras que en la parte derecha se muestra el núcleo confinado por el tubo relleno de mortero (Clark et al., 1999).

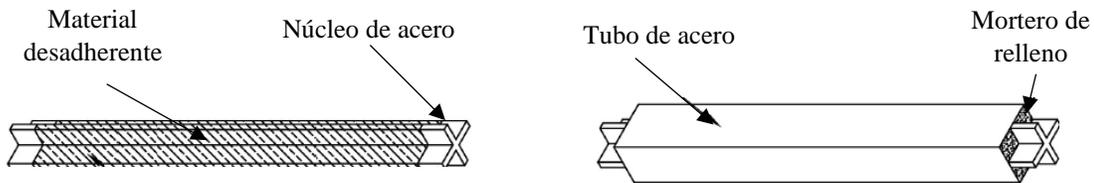


Figura 4. Esquema de un contraventeo restringido al pandeo (adaptada de García, 2019).

A la fecha se han realizado múltiples estudios sobre el comportamiento de los CRPs, en los cuales se ha evaluado a estos dispositivos de manera experimental y se ha realizado una caracterización de su comportamiento. Los resultados muestran que los CRPs son capaces tanto de presentar un comportamiento histerético estable ante desplazamientos axiales como de disipar una gran cantidad de energía (Makris et al., 2002; Uang et al., 2006). En los últimos años se han propuesto dispositivos de bajo costo, buscando que puedan ser implementarlos en un mayor número de estructuras (Palazzo et al., 2009; García, 2019; Guerrero, 2019). En México se ha comenzado a desarrollar este tipo de dispositivos (Arroyo et al., 2009; García, 2019; Guerrero, 2019; Guerrero, 2020). En la Figura 5 se muestra la curva esfuerzo-deformación de pruebas experimentales en CRP realizadas en el 2022 (créditos: Héctor Guerrero), mostrando comportamientos estables para los diferentes niveles de desplazamiento lateral.

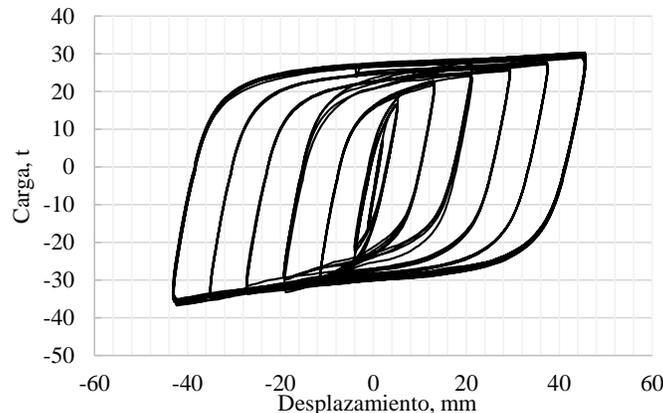


Figura 5. Curva de histéresis de CRP estudiado (créditos: Héctor Guerrero)

2.3.2 DISPOSITIVOS EN FORMA DE U

Uno de los principales objetivos que persiguen los desarrolladores de dispositivos de disipación de energía es la simplicidad en su fabricación. Entre más compleja es su elaboración, más alto es su costo de fabricación. Pensando en lo anterior, se han propuesto amortiguadores en forma de *U*, fabricados en su mayoría con soleras, lo cual simplifica su proceso de manufactura. La primera propuesta de este tipo de dispositivo consistió en dos placas en forma de *U* conectadas a una placa central, mientras que en sus laterales se conectaban a placas extremas, logrando disipar energía al tener un desplazamiento relativo entre ambos puntos. La placa central se une al piso superior, mientras que las placas extremas se unen al piso inferior (Skinner et al., 1972).

En la Figura 6 se muestra el detalle de este dispositivo a la izquierda se observa a nivel prototipo (Aguirre y Sánchez, 1989), mientras que a la derecha se ve su curva de histéresis (Sang-Woo y Kil-Hee, 2020). Se puede apreciar que la solera en forma de *U* se conecta tanto a una placa central como a placas laterales por medio de tornillos. En las pruebas experimentales se presentó un deslizamiento entre las placas *U* y las placas tanto central como lateral ante grandes desplazamientos (Skinner, 1972). Recientemente, se ha propuesto soldar dichos elementos para eliminar el deslizamiento, generando que la zona en donde la solera falla sea donde inicia su curvatura (Ebadi-Jamkhaneh et al., 2019). Se ha propuesto también sustituir las soleras por placas cortadas en forma de *U* variando su curvatura y conectándolas a los costados de las placas laterales, facilitando su fabricación sin comprometer su comportamiento estable (Sang-Woo y Kil-Hee, 2020).

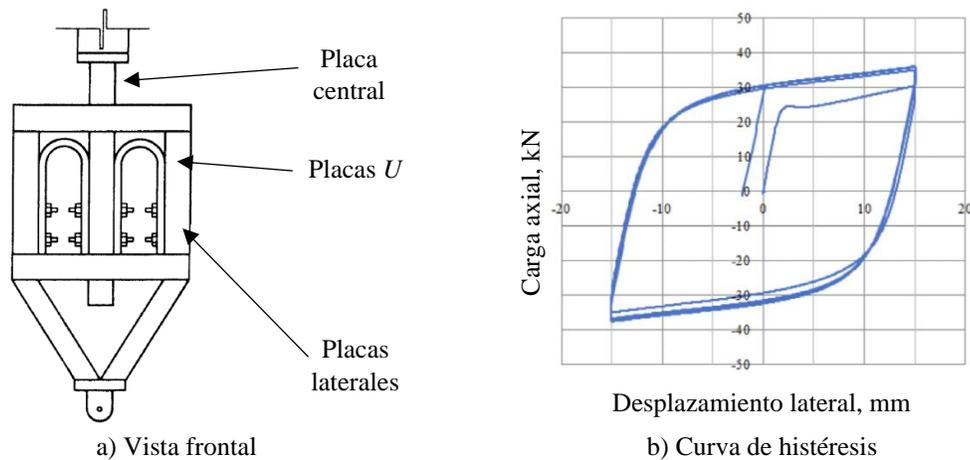


Figura 6. Amortiguador en *U* (adaptada de Aguirre y Sánchez, 1989; Sang-Woo y Kil-Hee, 2020)

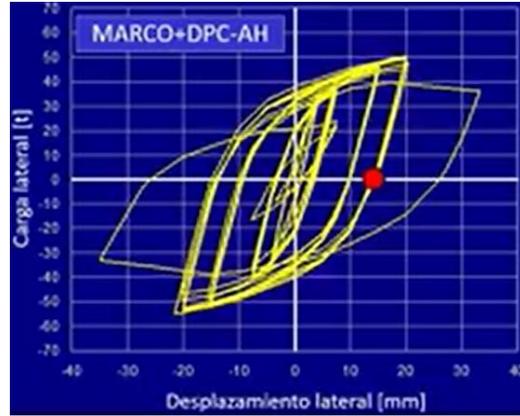
El estudio de este tipo de dispositivo en México estuvo liderado por Aguirre y Sánchez (Aguirre y Sánchez, 1989), quienes observaron la capacidad del dispositivo para soportar altos niveles de deformación, presentando a la vez un comportamiento estable (Aguirre y Sánchez, 1989; Aguirre y Sánchez, 1992). Años más tarde, José Jara (Jara, 1994) estudió la respuesta analítica de una estructura de acero de diez niveles y una de concreto de nueve niveles equipada con este dispositivo. Sus resultados mostraron una reducción del desplazamiento lateral para ambas estructuras en comparación con la estructura sin reforzar. Una de las variantes más famosas de este sistema, es el empleado en la torre Titanium, en Chile (Nüyün Tek, 2020), en la cual las placas en forma de *U* se orientan de forma horizontal, conectadas a contraventeos convencionales por medio de dos placas base en su parte superior.

2.3.3 DISPOSITIVOS TIPO ESLABÓN

El objetivo de tener un amortiguador de eslabón es concentrar la plasticidad en un elemento de sacrificio, el cual puede ser sustituido una vez que pierda su resistencia. En el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), se han realizado pruebas experimentales para comprobar su comportamiento ante cargas cíclicas (López-Bátiz, 2019). En la Figura 7 se muestra la vista frontal del espécimen probado en CENAPRED, así como la curva de histéresis obtenida. La principal desventaja de este tipo de disipadores se presenta cuando la estructura tiene distorsiones residuales, ya que el dispositivo no es capaz de tener un correcto autocentrado una vez que ha perdido su resistencia,



a) Vista frontal



b) Curva de histéresis de la prueba

Figura 7. Amortiguador de eslabón probado en CENAPRED (López-Bátiz, 2019)

2.3.4 DISPOSITIVOS TIPO ADAS Y TADAS

Estos amortiguadores, cuyo nombre viene del inglés *Added Damping And Stiffness* (ADAS) y *Triangular Added Damping And Stiffness* (TADAS), fueron propuestos a finales de 1980 y estudiadas en 1990 por Alonso en la Universidad de Berkeley (Whittaker et al., 1989). El dispositivo está compuesto por placas de acero en forma de X, las cuales se empotran en ambos extremos para tener una deformación en curvatura doble. La variación en la sección transversal de la placa tiene como objetivo generar un diagrama de esfuerzos similar en toda su altura (Jara, 1994). De acuerdo con los requerimientos del proyecto, se pueden adicionar placas para incrementar su rigidez y resistencia o modificar su geometría. Estos dispositivos se pueden instalar en estructuras de marcos, conectados por medio de contraventeos en forma tipo *Chevrón*. Dichos contraventeos deben tener la suficiente rigidez y resistencia para trabajar en todo momento en su intervalo lineal (Aguiar et al., 2018). Adicionalmente el dispositivo se puede emplear en traveses de acoplamiento (Jara, 1994).

En el estudio de Whittaker (1991) se mostró que el diseño adecuado para este tipo de dispositivos era limitar su ductilidad a valores de $\mu \leq 5.0$, teniendo la capacidad de soportar al menos entre 15 y 20 ciclos a dicha deformación. Así mismo, se comprobó que el dispositivo logró acomodar ductilidades máximas de 14.0, mientras que para una ductilidad de 10.0 soportó más de 100 ciclos (Whittaker et al., 1991).

En la Figura 8 se muestra un esquema del amortiguador ADAS. Del lado izquierdo se observa una vista frontal de las placas en forma de X y del lado derecho se muestra la vista deformada de una cruzía equipada con este dispositivo.

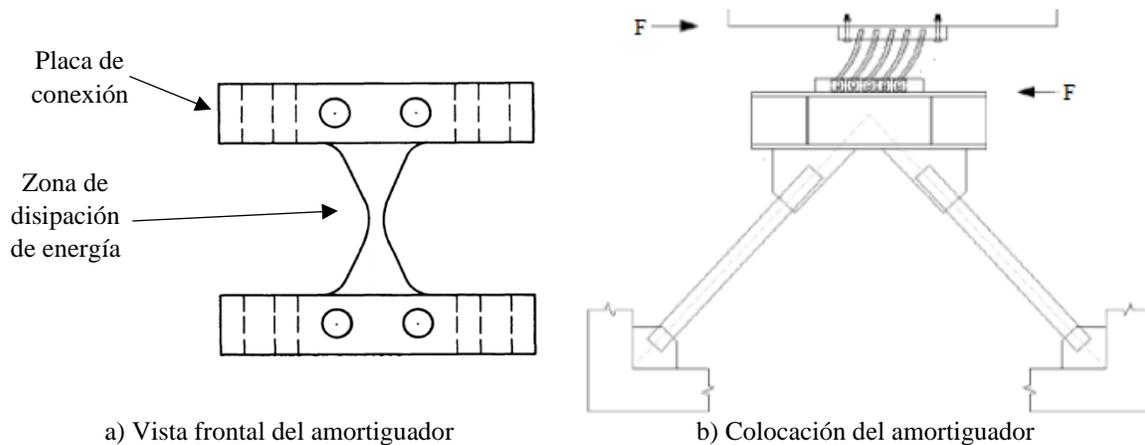


Figura 8. Esquema de amortiguador tipo ADAS (adaptada de Jara, 1994 y de Aguiar, 2018)

Recientemente, se han desarrollado modificaciones a los disipadores tipo ADAS, estudiando el comportamiento con placas de una forma similar, pero unidas entre sí e instaladas en forma paralela al sentido del cortante basal. Este dispositivo presenta un comportamiento estable para ductilidades menores a 10.0 y son capaces de disipar una cantidad considerable de energía (Kobori y Fukusawa, 1992; Teruna y Budiono, 2015).

En la Figura 9 se muestra la curva esfuerzo-deformación de las pruebas experimentales realizadas (Teruna y Budiono, 2015), mostrando una adecuada disipación de energía ante cargas cíclicas.

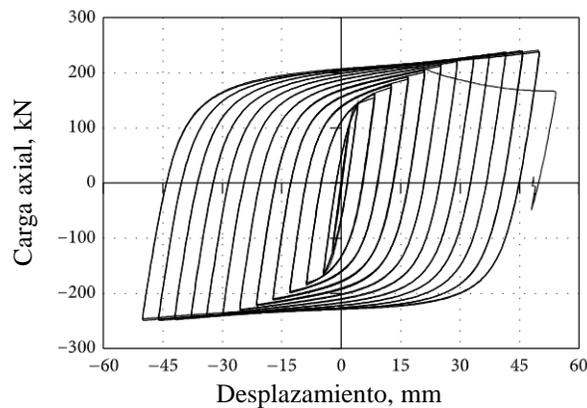


Figura 9. Curva de histéresis del dispositivo TADAS (adaptada de Teruna y Budiono, 2015)

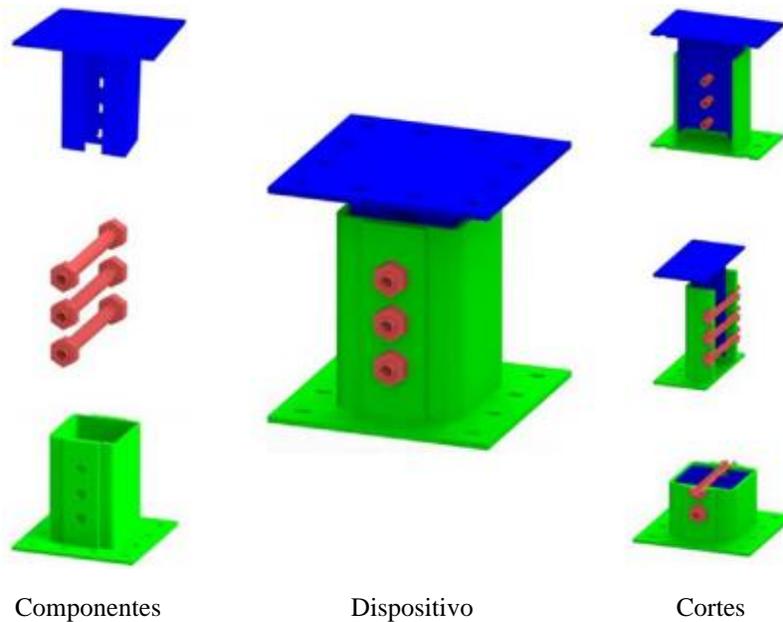
Los amortiguadores tipo *Triangular Added Damping And Stiffness* (TADAS) fueron una variación de los tipos ADAS, cambiando la geometría de las placas a una forma triangular, con el objetivo de que trabajaran en curvatura simple. Adicionalmente, se modificó la forma en que se conecta el disipador al sistema, la cual es por medio de soldadura, mientras que los dispositivos ADAS se conectan por medio de tornillos (Martinez-Rueda, 2002). Las pruebas experimentales mostraron que el dispositivo tiene un comportamiento estable ante cargas cíclicas incrementales, mostrando capacidad de rotación de aproximadamente de 0.25 radianes y una ductilidad mayor a 10.0 (Tsai y Katz, 1993).

Tanto los amortiguadores tipo ADAS como TADAS fueron empleados en la rehabilitación estructural de edificios dañados por el sismo de 1985 (Martínez, 1993).

2.3.5 DISPOSITIVOS TIPO PFD

El amortiguador tipo PFD, del inglés *Pipe-Fuse Damper*, es un dispositivo que disipa energía por medio de tubos de acero que funcionan como fusibles, los cuales tienen unidos en sus extremos placas que a su vez se conectan con contraventeos convencionales y que presentan agujeros por los cuales pasan los tubos de acero. Esto se hace con la finalidad de sustituirlos en caso de perder resistencia. Los tubos de acero trabajan de forma similar a los dispositivos tipo ADAS, al ser sometidos a esfuerzos de flexión hasta que alcanzan su esfuerzo de plastificación, posteriormente comienzan a disipar energía por deformación plástica en flexión (Aghlara et al., 2018).

En la Figura 10 se muestran los componentes, cortes y una vista general del dispositivo. En color rojo se muestran los tubos de acero que funcionan como fusibles, en color azul se muestran las placas externas agujeradas, mientras que en color verde se muestran los contraventeos convencionales, así como el resto del dispositivo.



a) Componentes del amortiguador

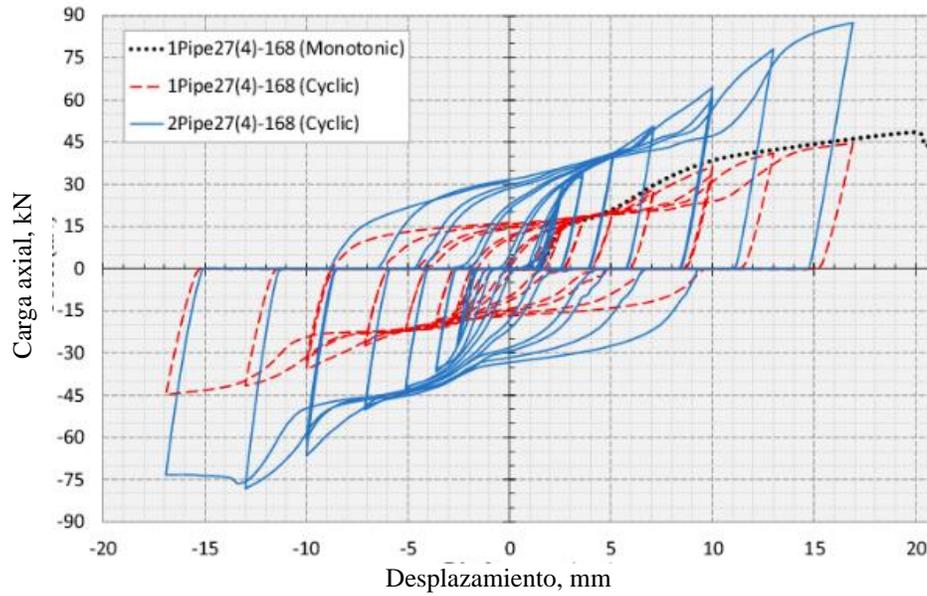


Figura 10. Partes del amortiguador tipo PFD (adaptada de Aghlara et al., 2018).

De acuerdo con las pruebas experimentales realizadas, estos dispositivos presentan un comportamiento estable ante cargas cíclicas para ductilidades máximas de 5.5 soportando al menos 20 ciclos sin presentar degradación en su rigidez o resistencia. Al modificar el número de tubos transversales de acero, o el diámetro o longitud de las barras, se observa que es posible modificar la resistencia y rigidez del dispositivo, lo que representa una ventaja para fines de diseño. Una desventaja de este sistema es que la carga máxima post-fluencia es 2.5 veces la carga de fluencia (Agglara et al., 2018), lo cual genera que sus conexiones deban diseñarse para esos niveles de carga

CAPÍTULO 3. DESARROLLO DE UN DISPOSITIVO DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Los sistemas de protección sísmica juegan un papel trascendental en el comportamiento dinámico de las estructuras que protegen, siendo éstos los que conforman el sistema sismorresistente y se encargan de resistir las demandas sísmicas a lo largo de la vida útil de la edificación. Por ello, es recomendable que todos los dispositivos de protección sísmica, disponibles en el mercado, cuenten con un respaldo de pruebas experimentales robusto, confirmando su buen comportamiento ante cargas cíclicas.

Actualmente, algunos manuales y reglamentos de construcción establecen tanto los requerimientos mínimos aceptables para los dispositivos como los procedimientos de diseño estructural en países como: Estados Unidos (AISC 341-16, 2016; ASCE 7-16, 2016), Chile (NCh 2745, 2003), Colombia (NSR-10, 1997) y en España (UNE-EN, 2019). Así mismo, las empresas que proveen los disipadores de energía desarrollan, en conjunto con universidades y laboratorios de prestigio, ensayos experimentales y modelos numéricos de para poder comprobar su correcto comportamiento (Boehm, 2022; García, 2019; Guerrero, 2019; Guerrero, 2020; Makris et al., 2002; Saxey, 2012; Merrit et al., 2003).

En los últimos años, el uso de sistemas de protección sísmica en México ha empezado a tener una presencia considerable, por ello las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-sismo, 2020) establecen requisitos mínimos de diseño y análisis de estructuras equipadas con estos dispositivos, así como los requerimientos de pruebas, inspecciones y calidad que deben cumplir cada espécimen.

Para comprobar que el dispositivo propuesto presenta un comportamiento estable ante demandas sísmicas, se realizaron dos pruebas experimentales a nivel prototipo variando el punto de aplicación de carga (con conexión en el eje axial y con conexión fuera del eje) y una tercera prueba en un marco de concreto reforzado (misma que se describe posteriormente en el Capítulo 4). Los resultados obtenidos se compararon con modelos numéricos, los cuales presentan buena similitud.

3.1 CARACTERÍSTICAS DEL DISPOSITIVO PROPUESTO

El dispositivo propuesto consta de cinco partes fundamentales que se describen con la ayuda de la Figura 11, esto es: una placa central, dos placas laterales paralelas entre sí, placas dentadas, un contraventeo de conexión y una placa base. La placa central y las placas laterales poseen las mismas dimensiones y cuentan con ranuras para recibir a las placas dentadas. La placa central se conecta en su extremo superior al contraventeo convencional, el cual a su vez es conectado a la estructura. Por su parte, las placas laterales se conectan en su extremo inferior a la placa de conexión inferior. En la Figura 11 se muestran en color verde las placas laterales, en color azul la placa central, las placas dentadas en color rojo y la placa base y el contraventeo convencional en color café y gris, respectivamente.

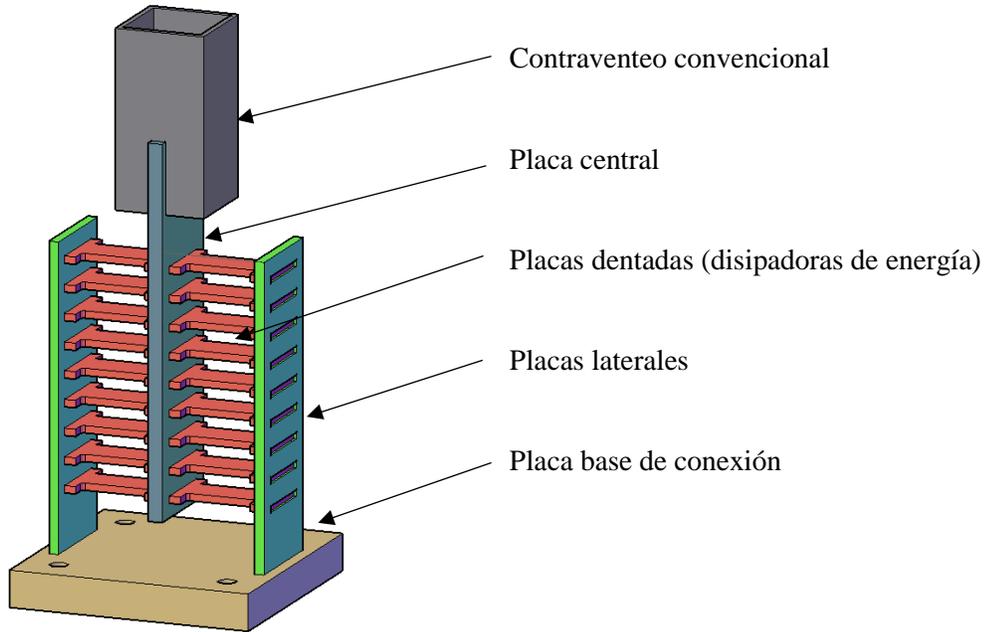


Figura 11. Geometría del dispositivo propuesto

Las placas laterales se les realizó una ranura en la ubicación donde se colocan las placas dentadas para una correcta interacción entre ambos elementos. En la Figura 12 se muestra la configuración de la placa dentada, se puede apreciar que en sus extremos presenta un ancho mayor que en su zona central, esto es debido a que su diseño considera un cambio de sección para propiciar que en dicha zona se presentara las deformaciones inelásticas.

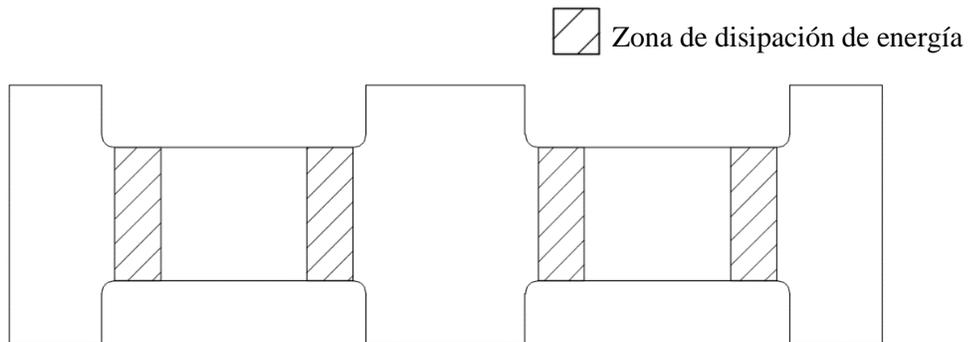


Figura 12. Placa dentada disipadora de energía

El dispositivo propuesto disipa energía por un comportamiento inelástico a flexión de las placas dentadas. En la Figura 13 se muestra, de manera esquemática, el comportamiento del dispositivo. Del lado izquierdo (Figura 13a) se muestra el estado inicial del dispositivo. Al centro (Figura 13b) se muestra la deformación del dispositivo ante carga en tensión, con una deformación de las placas dentadas orientadas hacia la parte superior del dispositivo, mientras que las placas laterales presentan rotación al centro desde su base hasta el inicio de la primera placa dentada. Finalmente, del lado derecho (Figura 13c) se presenta la deformación en compresión del dispositivo, donde se observa una deformación de las placas dentadas orientadas hacia la parte inferior del dispositivo y la misma rotación de las placas laterales hacia el centro de éste desde su base hasta el inicio de la primera placa dentada.

El dispositivo disipa energía por medio del comportamiento inelástico de las placas dentadas, las cuales al superar su desplazamiento de fluencia ingresan a intervalo inelástico. Tanto la rigidez como la carga de fluencia del dispositivo depende de las placas dentadas. El desplazamiento último sucede cuando las placas dentadas ya no tienen la capacidad de deformación necesaria.

La placa central y las placas laterales se diseñan para que no se genere un comportamiento inelástico en dichos elementos, mientras que las placas dentadas se diseñan de acuerdo con la carga y desplazamiento de fluencia necesario. A diferencia de otros sistemas de disipación de energía, el dispositivo propuesto no presenta una relación entre la carga de fluencia y el desplazamiento de fluencia, por ello es posible obtener dispositivos con diferentes niveles de rigidez.

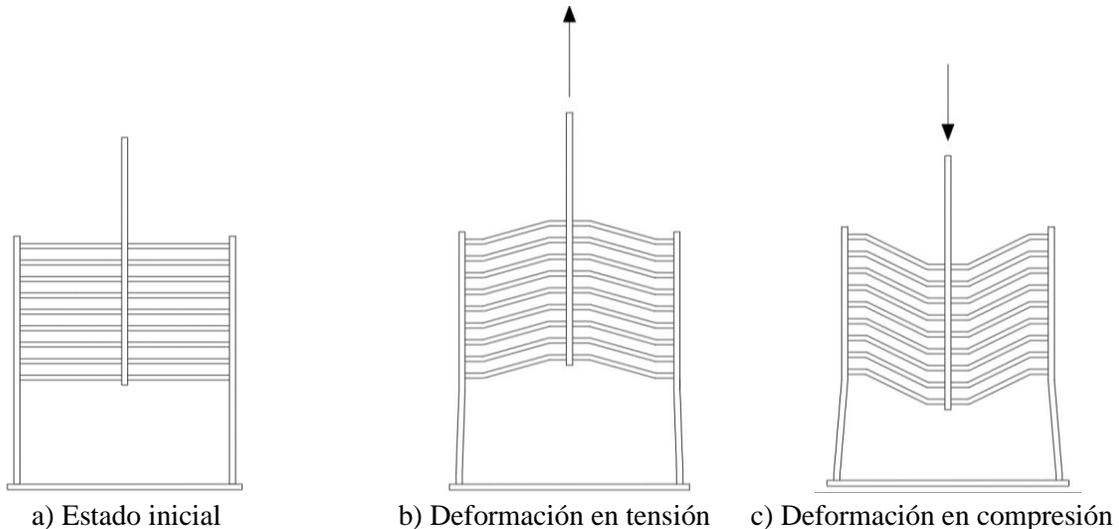


Figura 13. Comportamiento del dispositivo propuesto

3.2 MATERIAL DE LOS DISPOSITIVOS

Se obtuvieron las propiedades del material empleado mediante en ensaye de probetas en la maquina universal del laboratorio de estructuras y materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM. En la Figura 14 se muestran fotografías del ensayo, se muestra el momento en que se presentó la ruptura en la probeta ensayada (Figura 14a) y su estado final (Figura 14b). Se ensayaron tres probetas en total. En la Figura 15 se muestra la curva esfuerzo – deformación obtenida. En ella se muestra que el esfuerzo de fluencia es de 3,674 kg/cm², mientras que el esfuerzo último tiene un valor de 5,013 kg/cm². Por su parte la de deformación de fluencia fue de 2.6 mm, mientras que la deformación última fue de 46 mm. Es necesario hacer la mención que, la prueba de los materiales se realizó de manera axial en la placa dentada, esto fue debido a que su objetivo fue obtener su esfuerzo de fluencia.



a) Momento de ruptura de la probeta



b) Estado final de la probeta

Figura 14. Caracterización del material

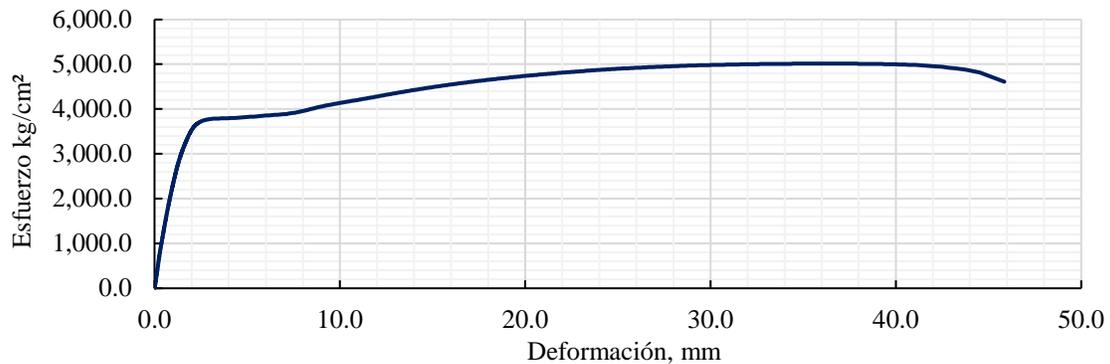


Figura 15. Curva esfuerzo - deformación del acero empleado

3.3 ARREGLO EXPERIMENTAL

Las pruebas de prototipo se realizaron en un marco de carga como el que se muestra en la Figura 16. En color azul se muestra el marco de carga y en color gris se muestra la celda de carga y el actuador.

La primera prueba se realizó conectando el dispositivo y el actuador de manera colineal, mientras que en la segunda prueba la conexión inferior se realizó de manera excéntrica. En ambas pruebas el marco se fijó a una losa de reacción. Para medir los desplazamientos y cargas aplicadas se utilizó un transductor de desplazamientos y una celda de carga ubicadas en el actuador hidráulico. Ambas pruebas se realizaron en el laboratorio de estructuras y materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

El objetivo de la primera prueba fue comprobar el comportamiento a nivel dispositivo, estudiando y analizando componente a componente. Por su parte, la segunda prueba se realizó buscando comprobar

el comportamiento obtenido en la prueba anterior con una nueva geometría y estudiando la influencia que tiene una conexión excéntrica en el comportamiento global del dispositivo.

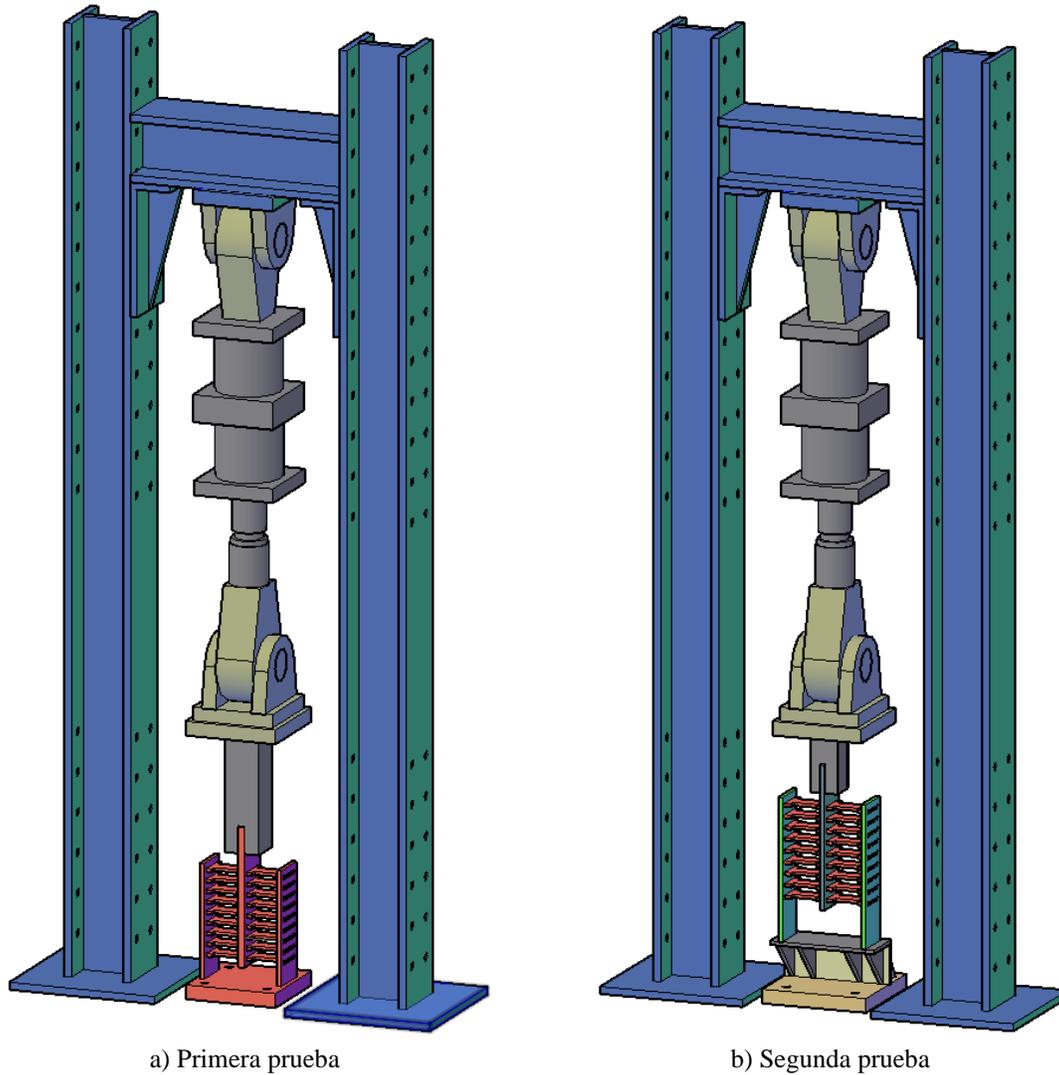


Figura 16. Esquema del arreglo experimental

En la Figura 17 se puede observar el detalle de la conexión excéntrica empleada en la segunda prueba. Se destaca que la distancia entre el eje del dispositivo y el centro de la conexión es de 7.95 cm.

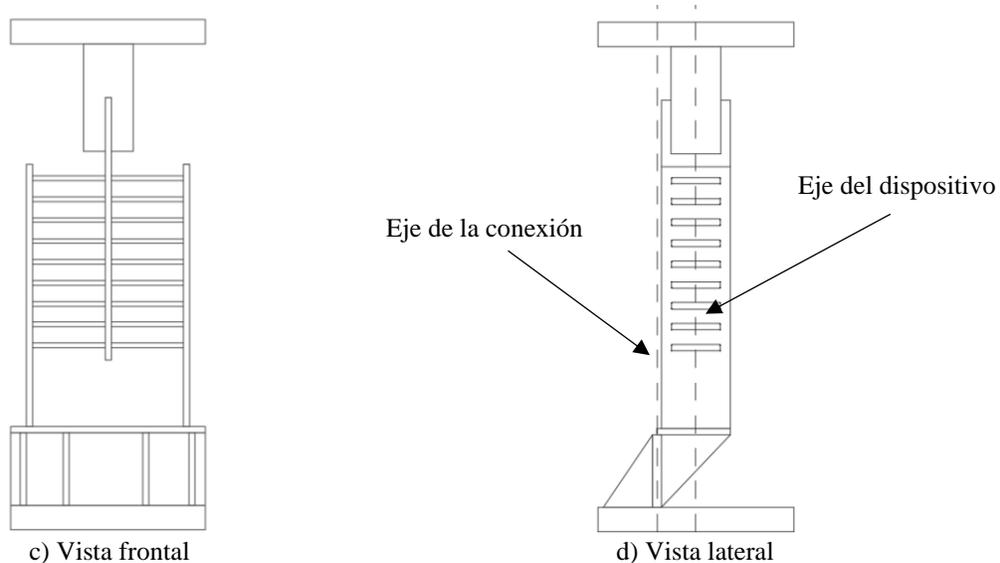


Figura 17. Excentricidad de la segunda prueba

En la Figura 18a se muestra el arreglo experimental empleado para la prueba del primer dispositivo, así como todos los equipos empleados para su instrumentación, es posible identificar en la Figura 18b la celda de carga, el actuador MTS, el marco de carga y la losa de reacción.

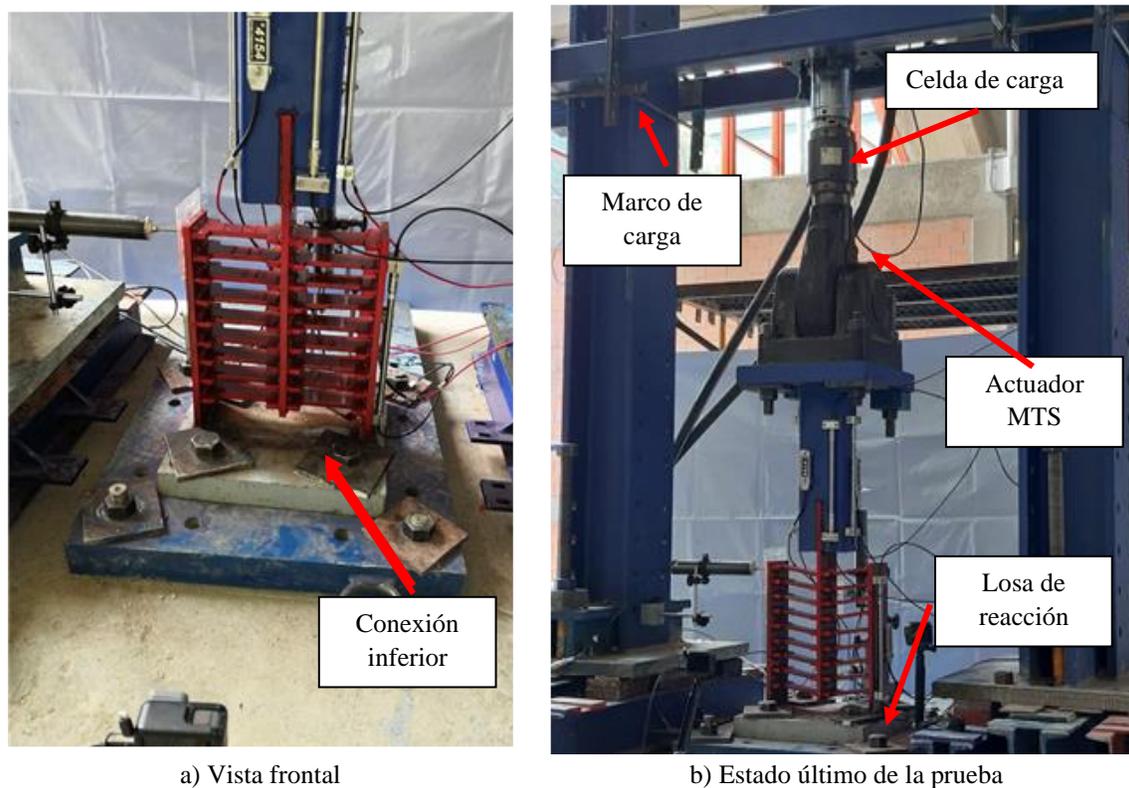
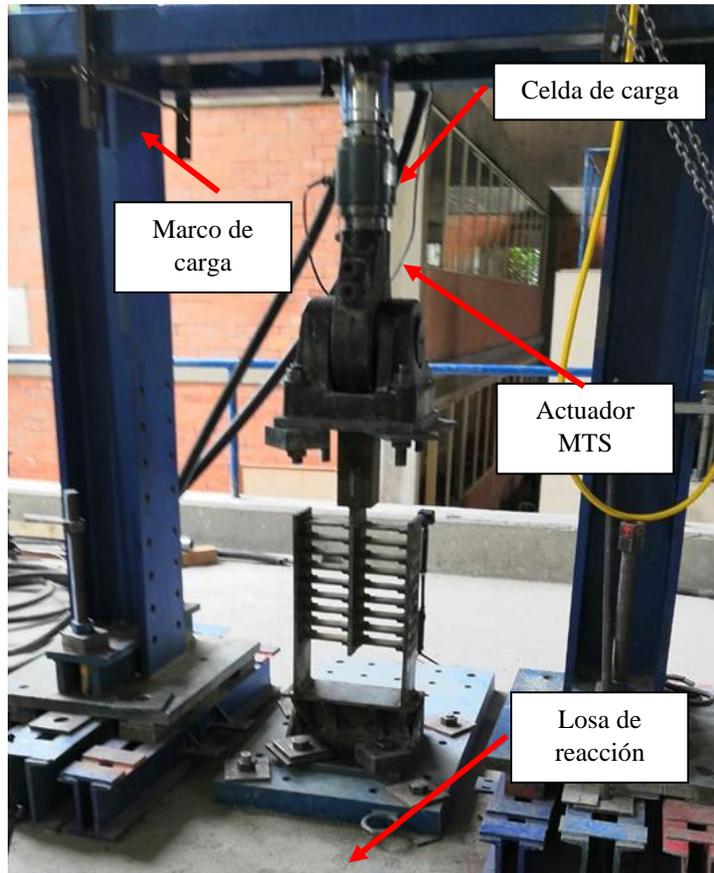


Figura 18. Reporte fotográfico de la primera prueba

En la Figura 19a se muestran el arreglo experimental empleado para la segunda prueba experimental, mientras que en la Figura 19b se muestra la celda de carga, el actuador MTS, el marco de carga y la losa de reacción.



a) Vista frontal



b) Inicio de la prueba

Figura 19. Reporte fotográfico de la segunda prueba

3.4 GEOMETRÍA DE LOS DISPOSITIVOS ENSAYADOS

La geometría de los dispositivos ensayados se muestra en la Figura 20 y en las tablas 1 y 2. Se aprecia que el dispositivo de la primera prueba tuvo dimensiones de 43 x 14 x 30 cm, mientras que el dispositivo de la segunda prueba fue de 54 x 14 x 33 cm. Para la conexión tanto inferior como superior se empleó una placa base de 5.1 cm de espesor. Para conectar el dispositivo a la conexión superior se empleó un contraventeo convencional OR 102x3.2 mm para ambas pruebas. La geometría se obtuvo de un modelo numérico inicial, con el cual se estimaron las dimensiones para fabricar un dispositivo con una carga de fluencia de 15 toneladas. El contraventeo convencional se diseñó para que trabajara en su rango elástico en todo momento de la prueba.

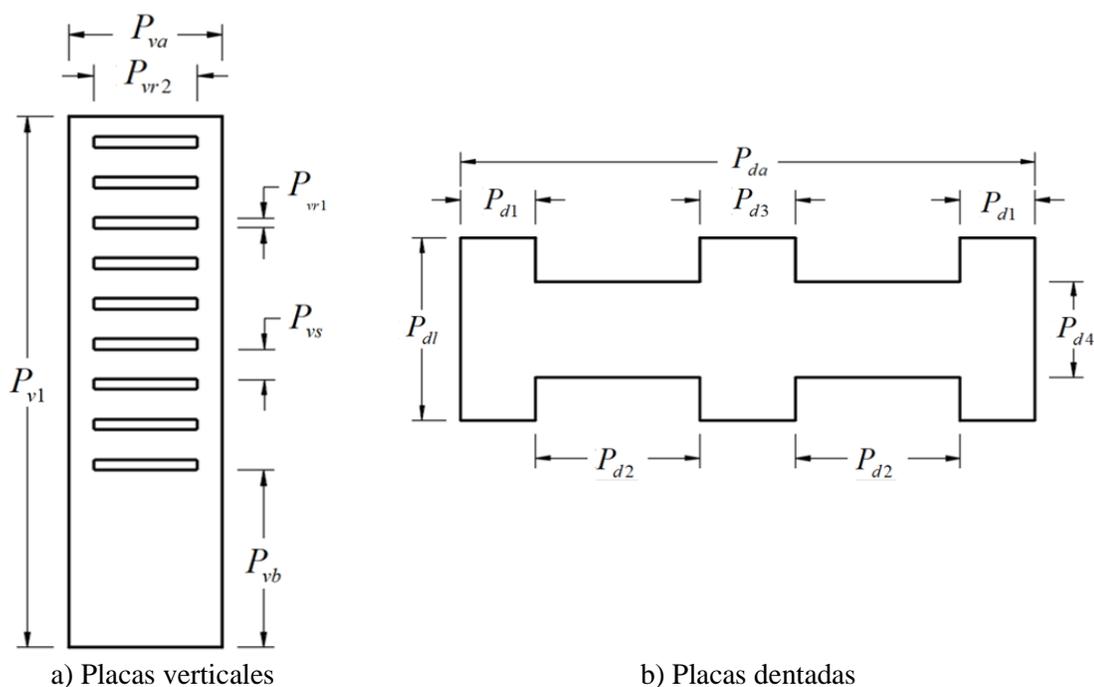


Figura 20. Geometría de los dispositivos ensayados.

Tabla 1. Características de las placas verticales.

Prueba	P_{v1} , cm	P_{vr1} , cm	P_{vs} , cm	P_{vb} , cm	P_{va} , cm	P_{vr2} , cm	Espesor, cm
Prueba 01	43.00	1.05	2.91	8.00	14.00	10.10	1.27
Prueba 02	54.00	1.30	3.00	16.00	14.00	10.10	1.27

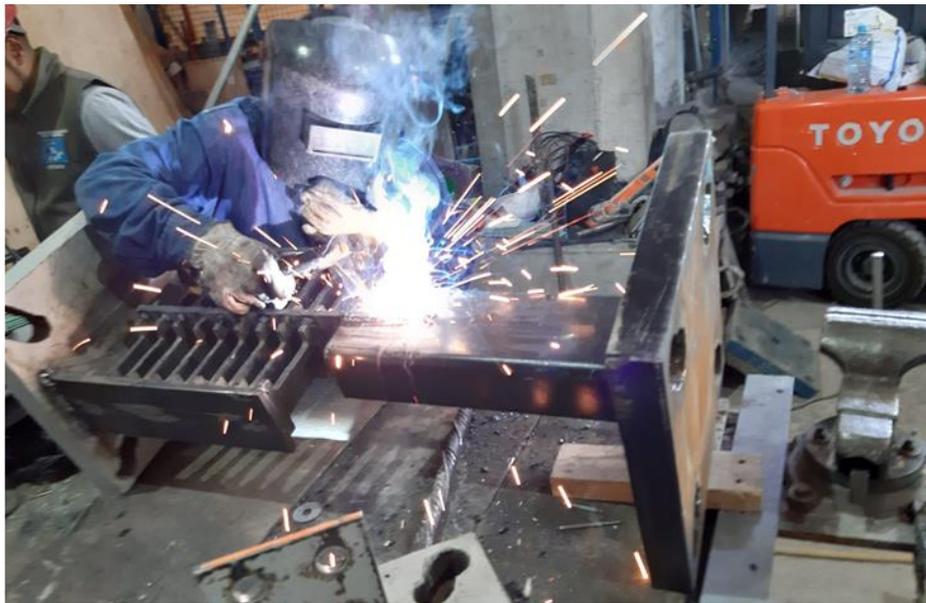
Tabla 2. Características de las placas dentadas.

Prueba	# de placas	P_{d1} , cm	P_{da} , cm	P_{d1} , cm	P_{d2} , cm	P_{d3} , cm	P_{d4} , cm	Espesor, cm
Prueba 01	9	9.50	30.00	2.50	10.00	5.00	5.00	0.95
Prueba 02	9	9.70	33.00	3.50	10.00	6.00	5.00	0.95

La fabricación del primer dispositivo fue realizada en el laboratorio de estructuras y materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM, mientras que el segundo dispositivo fue realizado fuera de las

instalaciones, en un taller especializado. En la Figura 21a se muestra el proceso realizado para soldar las placas dentadas a la placa central. En la Figura 21b se muestra el momento en el que se está alineando el centro del dispositivo al centro de las placas de conexión.

Al ser los disipadores de energía elementos sumamente importantes para la integridad de las estructuras, es necesario tener un buen control de calidad en su fabricación, ya que, si esta presenta deficiencias, se puede comprometer el comportamiento del dispositivo. Es importante mencionar que la soldadura empleada fue de la marca INFRA del tipo AW ECO WELD E-7018.



a) Soldadura entre placas dentadas y placa central



b) Alineación del dispositivo

Figura 21. Fabricación del primer dispositivo

Por su parte, en la Figura 22 se muestra el proceso de soldadura entre las placas dentadas y las placas laterales para el dispositivo de la segunda prueba. La unión entre las placas dentadas y las placas laterales se realizó mediante soldadura, para conseguir una adecuada unión entre ambos elementos.



Figura 22. Fabricación del segundo dispositivo

3.5 INSTRUMENTACIÓN

Para la primera prueba se emplearon tres CPD, para medir los desplazamientos debidos a la prueba. El primero de ellos se empleó para medir la deformación de la placa lateral, el segundo para medir la deformación axial presente en el contraventeo convencional. Finalmente, el último CPD se empleó para medir la deformación de la placa central fuera de su plano. Para la segunda prueba se utilizó el transductor de desplazamientos y la celda de carga del actuador hidráulico. No se utilizó otro tipo de instrumentación ya que se observó que el transductor de desplazamientos y la celda de carga del actuador hidráulico generaban información confiable. En la Figura 23 se muestra la instrumentación de la primera prueba

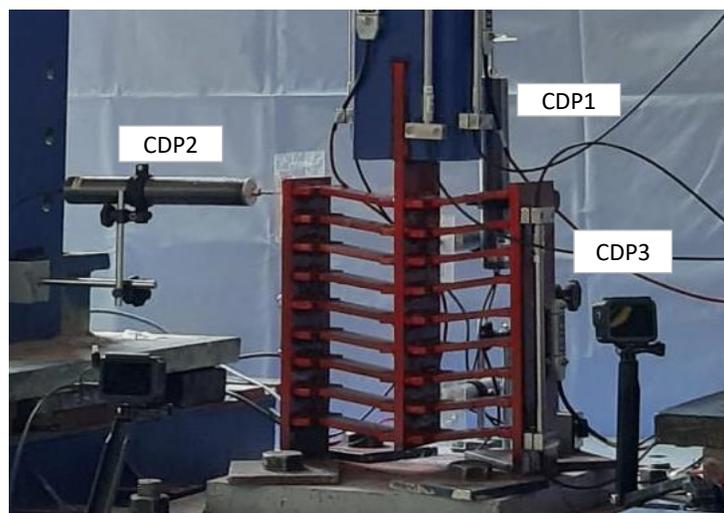


Figura 23. Instrumentación de la primera prueba

3.6 PROTOCOLO DE DESPLAZAMIENTO

Para realizar las pruebas fueron aplicados tres protocolos de desplazamiento. Esto se hizo para ambos especímenes. Los protocolos de carga fueron controlados por desplazamiento con el actuador hidráulico. A continuación, se describen las características de dichos protocolos:

- Protocolo 1: Se realizó una prueba inicial para comprobar que todos los componentes estaban correctamente instalados. Se aplicaron dos ciclos de desplazamiento con amplitud de ± 1.5 mm en el primer espécimen y de ± 2.5 mm en el segundo.
- Protocolo 2: Se realizó la aplicación de los desplazamientos de acuerdo con las recomendaciones de Uang et al. (2003). Se aplicó un desplazamiento incremental que iba de 2 a 45 mm en la primera prueba, y de 2 a 40 mm en la segunda. Nótese que se aplicaron dos ciclos por cada amplitud considerada.
- Protocolo 3: Se realizó la aplicación de desplazamientos a máxima deformación para evaluar la fatiga del dispositivo ante carga de bajo ciclaje. Se aplicó un desplazamiento con amplitud de 50 mm en la primera prueba y de 40 mm en la segunda.

Los protocolos de desplazamiento se muestran en la Figura 24 y Figura 25, para la primera y segunda prueba, respectivamente. Los tres protocolos de desplazamiento fueron aplicados de manera cuasi-estática, con un actuador MTS con capacidad de ± 50 t y carrera de ± 100 cm.

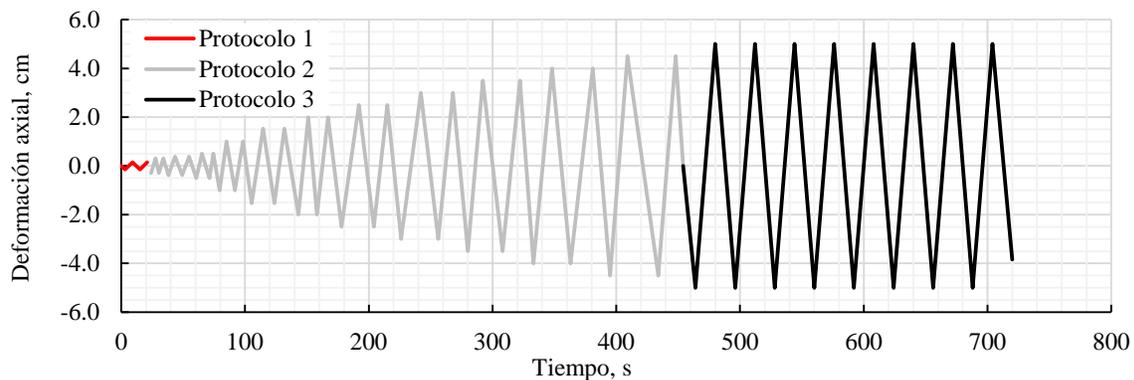


Figura 24. Protocolo de desplazamiento para la primera prueba

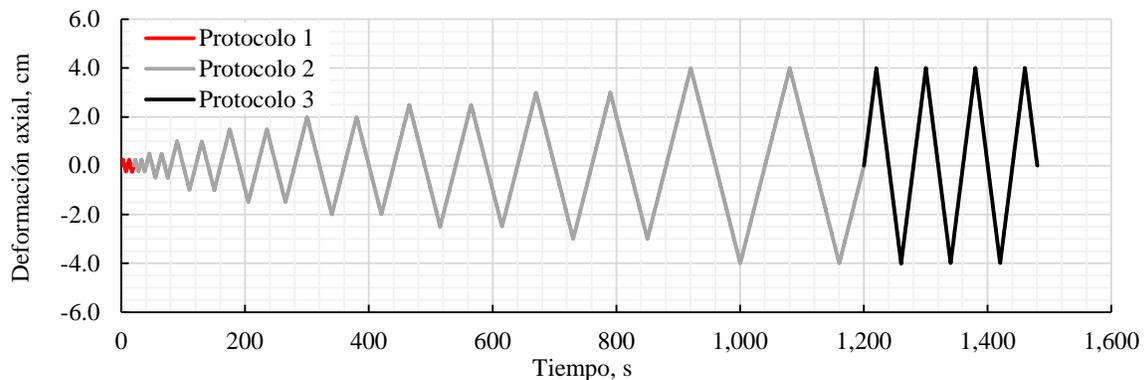


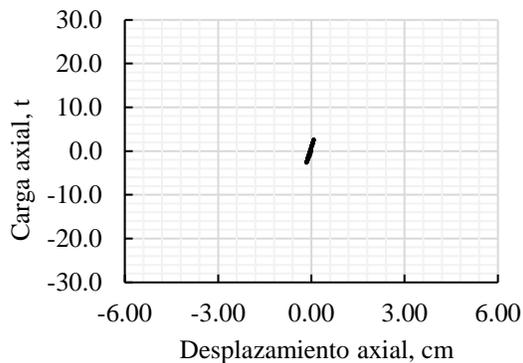
Figura 25. Protocolo de desplazamiento para la segunda prueba

3.7 RESULTADOS

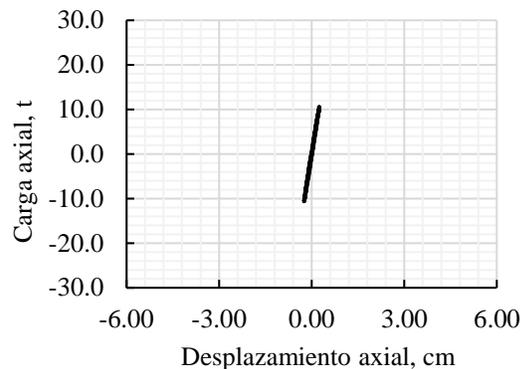
3.7.1 CURVA DE HISTÉRESIS

De la Figura 26a a la Figura 26c se muestran las curvas de histéresis obtenidas de la primera prueba experimental. Se aprecia que, para el primer protocolo, el dispositivo trabajó en su intervalo elástico. Así mismo se observa que no fue posible llegar al desplazamiento aplicado del lado positivo, lo que se debió a que la conexión superior del dispositivo y el actuador se deslizaron, lo cual fue corregido después. Para los protocolos 2 y 3 el dispositivo presentó un comportamiento estable, la carga de fluencia del dispositivo fue cercana a 12.5 ton, mientras que el desplazamiento de fluencia fue cercano a 5.1 mm. El dispositivo fue capaz de desarrollar una ductilidad de desplazamiento de 10, logrando soportar cuatro ciclos de 45 mm de manera estable antes de presentar una degradación mayor al 20% en su capacidad de carga.

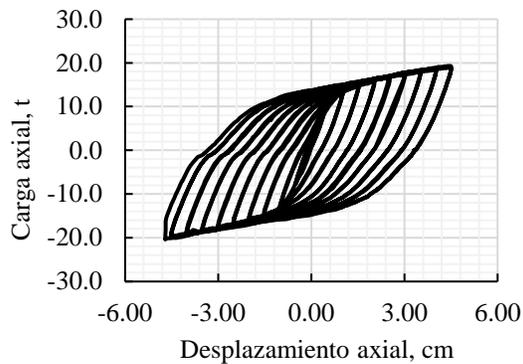
Por otra parte, de la Figura 26d a la Figura 26f se muestran las curvas de histéresis obtenidas de la segunda prueba experimental. Se aprecia que, para el primer protocolo, el dispositivo se ubicó en su intervalo elástico lineal. Para los protocolos 2 y 3, el dispositivo presentó un comportamiento estable. La carga de fluencia del dispositivo fue cercana a 17 ton, mientras que el desplazamiento de fluencia fue cercano a 5 mm. Se aprecia que el dispositivo fue capaz de desarrollar una ductilidad de desplazamiento de 8. Finalmente, se puede ver que el dispositivo logró desarrollar 3 ciclos de deformación máxima de manera estable antes de presentar degradación mayor al 20% en su capacidad de carga.



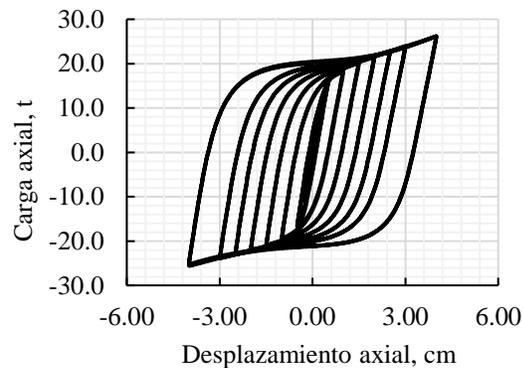
a) Protocolo 1



d) Protocolo 1



b) Protocolo 2



e) Protocolo 2

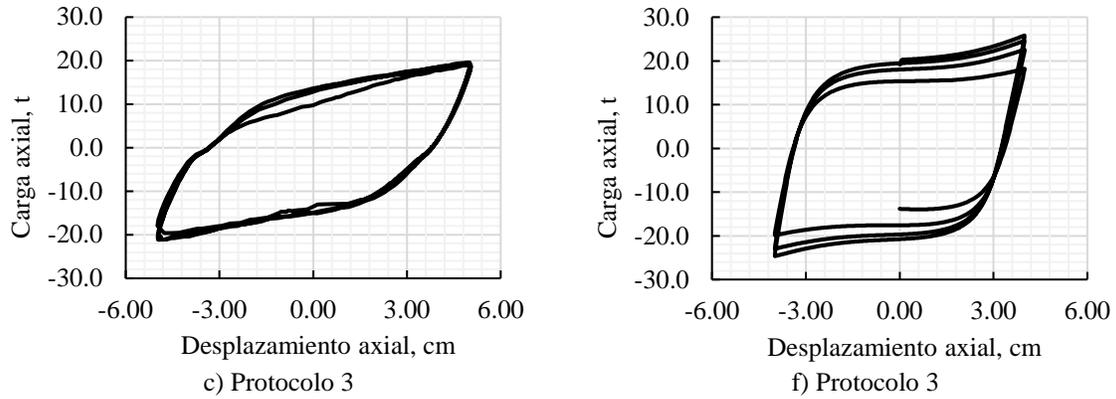
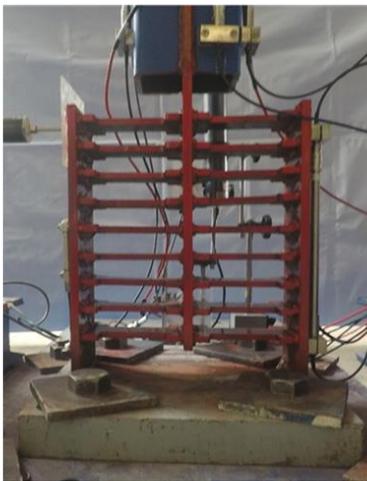
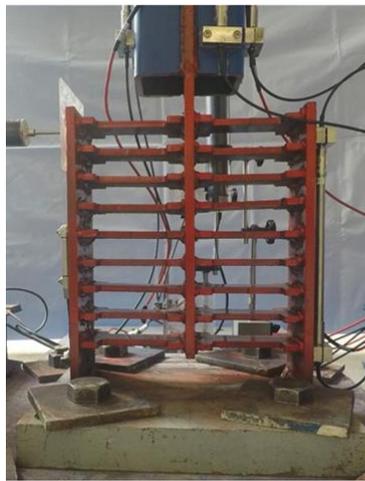


Figura 26. Curva de histéresis de las pruebas experimentales

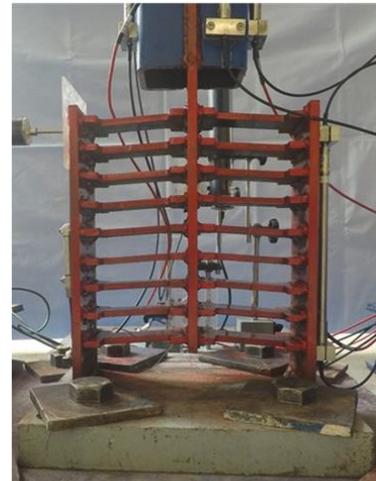
En la Figura 27 se muestran algunas imágenes tomadas durante la primera prueba. El inicio de la prueba se muestra en la Figura 27a, mientras que en la Figura 27b se muestra el estado final del dispositivo al terminar el primer protocolo de desplazamiento. En la Figura 27c se muestra el inicio del comportamiento inelástico. Por su parte, la Figura 27d y Figura 27e se aprecia la vista deformada del dispositivo para el desplazamiento máximo (50 mm) tanto en compresión como en tensión, respectivamente. La falla súbita de la soldadura entre la placa lateral y la placa de conexión se presenta en la Figura 27f, misma que impidió terminar la prueba correctamente. Finalmente, en la Figura 27g se muestra el estado del dispositivo al término de la prueba. Se observa una deformación fuera de su plano de trabajo como consecuencia de la falla en la soldadura.



a) Inicio de la prueba



b) Término del primer protocolo de desplazamiento



c) Incursión en el intervalo inelástico

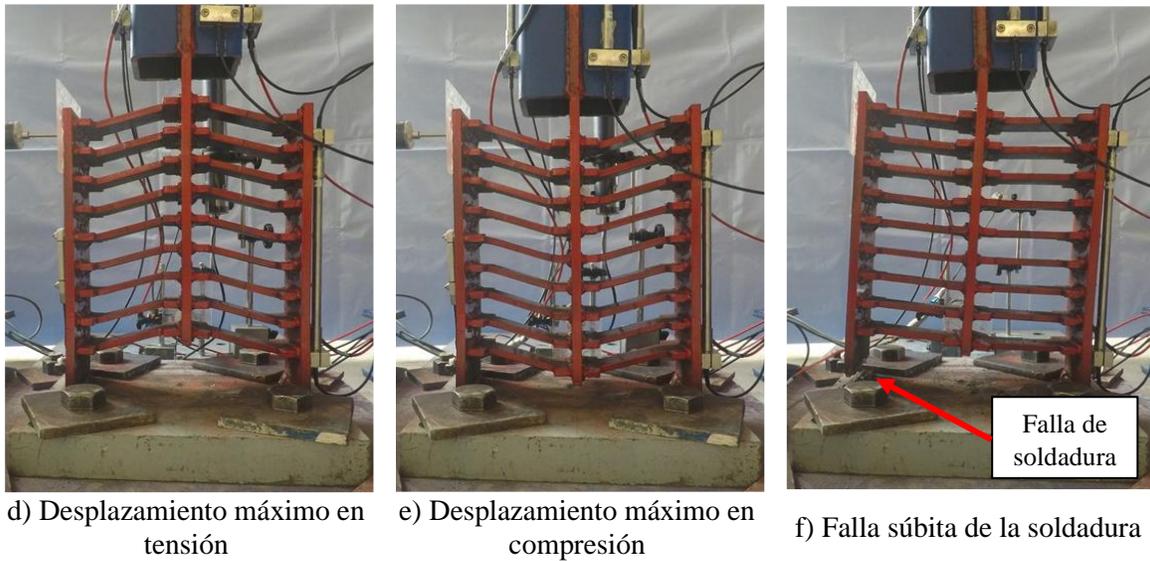
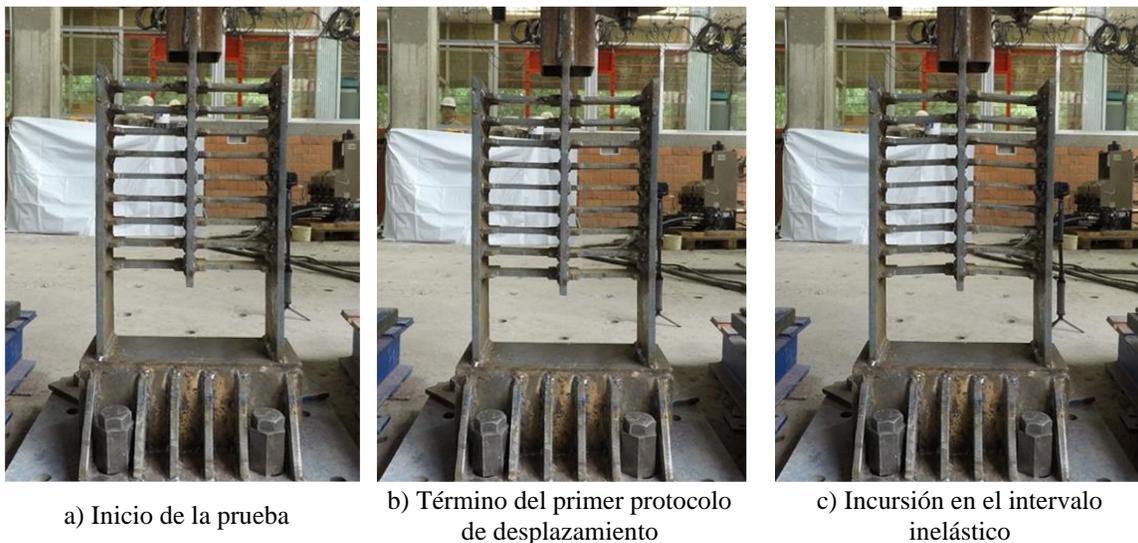


Figura 27. Reporte fotográfico del primer dispositivo

En la Figura 28 se muestra algunas imágenes tomadas durante la segunda prueba, el inicio de la prueba se muestra en la Figura 28a, en la Figura 28b se puede observar el estado final del dispositivo al terminar el primer protocolo de desplazamiento. En la Figura 28c presenta el inicio del comportamiento inelástico, esto al tener un desplazamiento mayor al de fluencia. Por su parte, en la Figura 28d y Figura 28e se observa la vista deformada del dispositivo para el máximo desplazamiento (4.0 cm) tanto en compresión como en tensión, respectivamente. La primera falla de las placas dentadas se puede observar en la Figura 28f. Por su parte, en la Figura 28g se muestra el estado del dispositivo al término de la prueba, es claramente visible como todas las placas dentadas sufrieron ruptura en alguno de sus extremos, por lo que las placas laterales quedaron unidas a la placa de conexión inferior, mientras que la placa central quedó unida al contraventeo convencional, que a su vez estaba conectado a la conexión superior. Dichos elementos se pueden observar en la Figura 28h y Figura 28i.



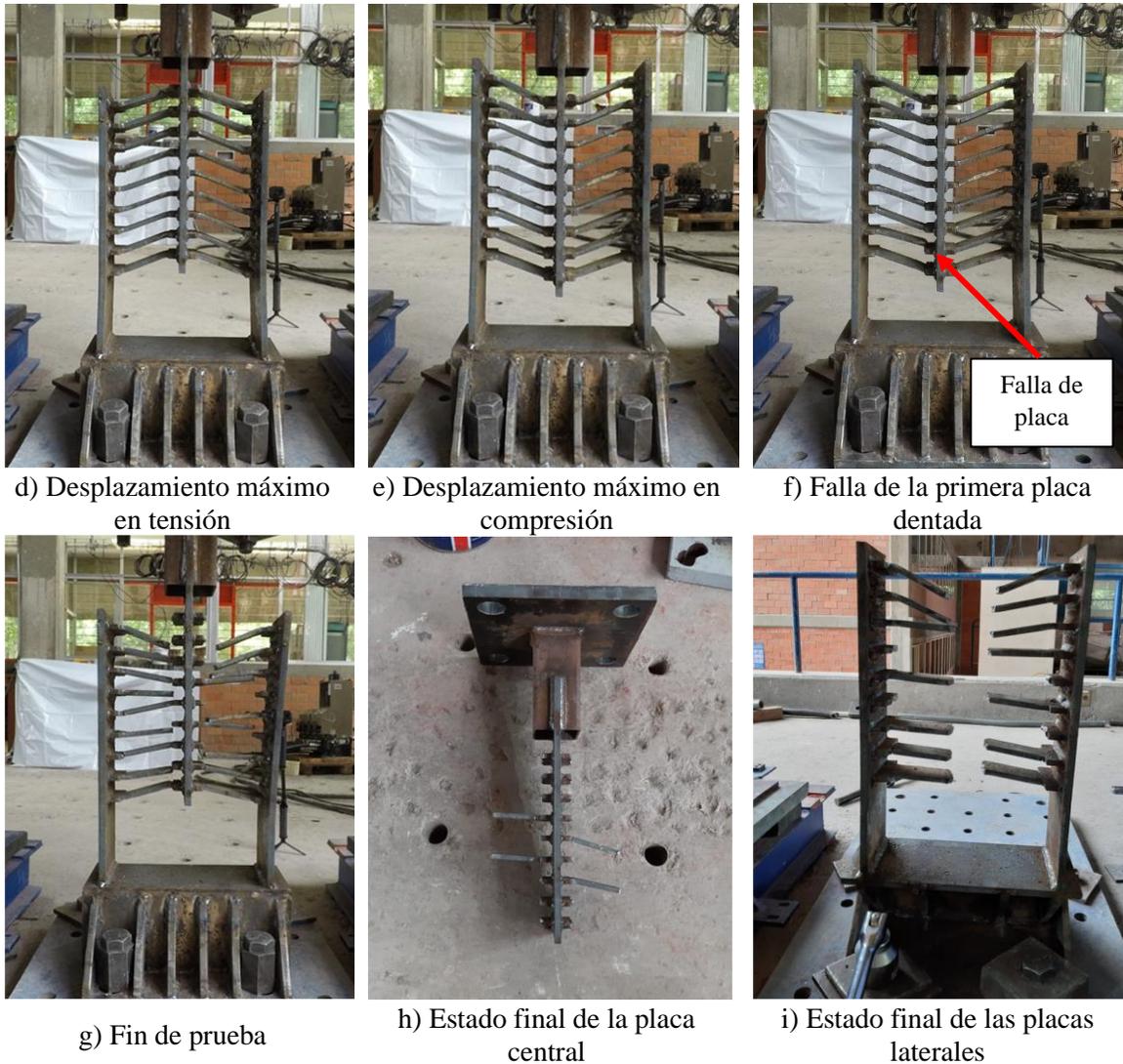


Figura 28. Reporte fotográfico del segundo dispositivo

Como se observó en la primera prueba experimental (Figura 27), la soldadura entre la placa lateral y la placa base del dispositivo es una zona crítica para el correcto funcionamiento del dispositivo. Por lo anterior, se concluyó que dicha unión entre elementos se debe diseñar como soldadura de demanda crítica, considerando la fatiga a la cual estará sometida a lo largo de su vida útil.

3.7.2 CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA Y DUCTILIDAD ACUMULADA

Para las pruebas experimentales realizadas, se calculó tanto la energía disipada como la ductilidad acumulada, empleando las ecuaciones (1) y (2) de acuerdo con las recomendaciones de Merrit et al. (2003).

$$E_{his} = \int P du \quad (1)$$

donde:

E_{his} es la capacidad de disipación de energía

P es la carga para el instante i

u es la deformación para el instante i

$$\mu_{acu} = \frac{E_{his}}{P_y u_y} \quad (2)$$

donde:

P_y es la carga de la primera fluencia

u_y es la deformación de la primera fluencia

En la Figura 29 se muestra la energía disipada y ductilidad acumulada para el primer dispositivo. En forma paralela, en la Figura 30 se muestra la misma información para el segundo dispositivo ensayado. Se puede observar que en ambas pruebas se superó el valor mínimo de ductilidad acumulada que recomienda AISC (2016), el cual es de 200. Para poder comparar contra un evento sísmico ocurrido en la Ciudad de México se muestra la demanda de ductilidad acumulada de un oscilador de un grado de libertad sujeto al movimiento sísmico de SCT componente Este-Oeste del 19 de septiembre de 1985 para un oscilador de un grado de libertad con periodo de 1.0s, ductilidad de 4.0, porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico igual a 5% y comportamiento elastoplástico perfecto. Se puede ver que la demanda de ductilidad acumulada es de 61.9, lo que es alrededor de cinco veces inferior a la capacidad de disipación de los dispositivos.

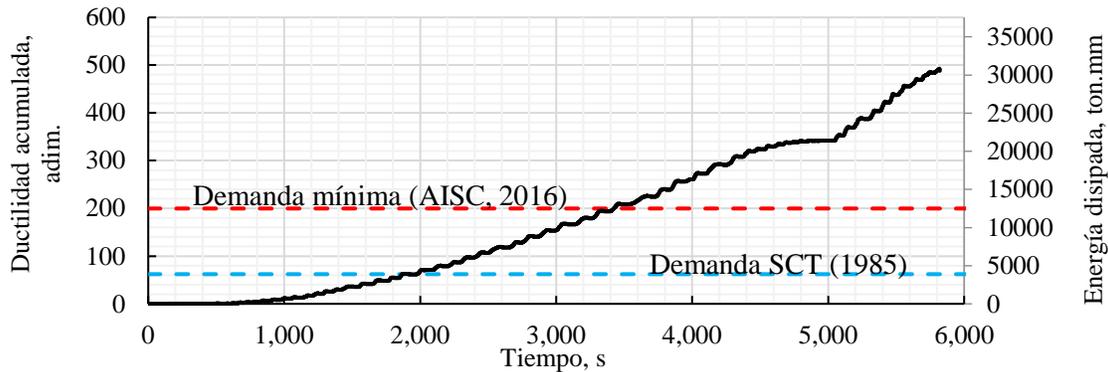


Figura 29. Energía disipada y ductilidad acumulada del primer dispositivo

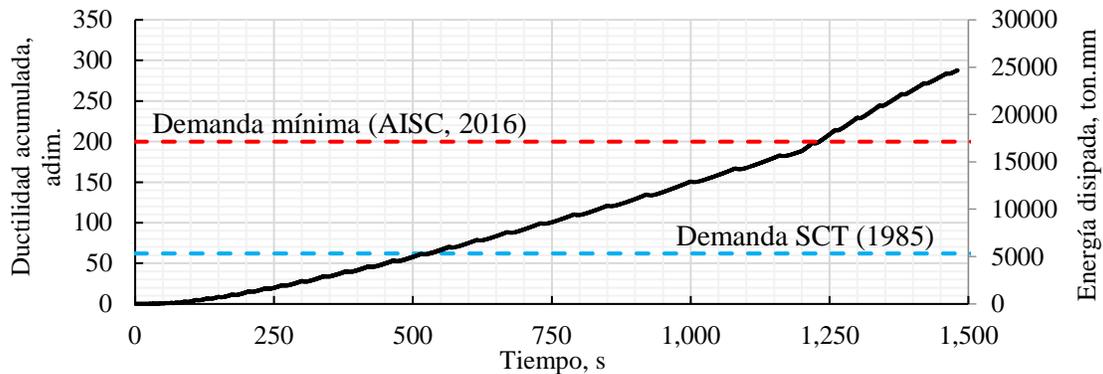


Figura 30. Energía disipada y ductilidad acumulada del segundo dispositivo

3.7.3 FALLA PROGRESIVA DEL DISPOSITIVO

La falla progresiva del segundo dispositivo ensayado se muestra esquemáticamente en la Figura 31. Se puede observar del lado izquierdo la numeración de las placas dentadas (9 placas) mientras que del lado derecho se muestra el esquema del dispositivo, indicando la secuencia de falla presente en la prueba. De forma simultánea, en la Figura 32 se muestra el momento exacto de cada falla.

A continuación, se enlista el progreso de la falla del dispositivo.

- Falla 1 (Figura 32a): Se presenta en el lado izquierdo de la placa dentada número 8, en la unión con la placa central.
- Falla 2 (Figura 32b): Se presenta simultáneamente en el lado derecho de la placa dentada número 1 y 2, para ambos casos la falla es la unión con la placa central.
- Falla 3 (Figura 32c): Se presenta en el lado derecho de la placa dentada número 3, en la unión con la placa central.
- Falla 4 (Figura 32d): Se presenta en el lado izquierdo de la placa dentada número 1, en la unión con la placa central
- Falla 5 (Figura 32e): Se presenta simultáneamente en el lado derecho de la placa dentada número 4 y 5, para la placa 4, la falla se presenta en la unión con la placa lateral, mientras que para la placa 5 se presenta en la unión con la placa central.
- Falla 6: (Figura 32f): Se presenta en el lado izquierdo de la placa dentada número 4, en la unión con la placa central.
- Falla 7: (Figura 32g): Se presenta en el lado izquierdo de la placa dentada número 9, en la unión con la placa central.
- Falla 8: (Figura 32h): Se presenta en el lado izquierdo de la placa dentada número 7, en la unión con la placa lateral.
- Falla 9: (Figura 32i): Se presenta simultáneamente en el lado izquierdo de la placa dentada número 2 y 3, para ambos casos la falla es la unión con la placa central.
- Falla 10: (Figura 32j): Se presenta en el lado derecho de la placa dentada número 7, en la unión con la placa central.
- Falla 11: (Figura 32k): Se presenta en el lado derecho de la placa dentada número 7, en la unión con la placa lateral.
- Falla 12: (Figura 32l): Se presenta simultáneamente en el lado derecho de la placa dentada número 8 y 9, para ambos casos la falla es la unión con la placa central.
- Falla 13: (Figura 32m): Se presenta en el lado izquierdo de la placa dentada número 5, en la unión con la placa lateral.

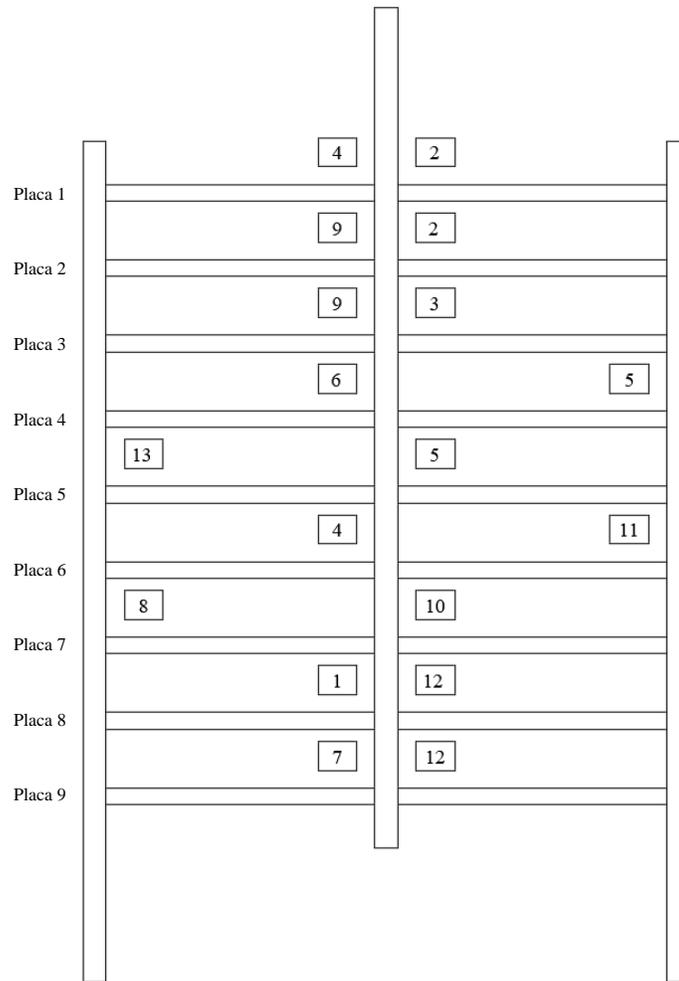
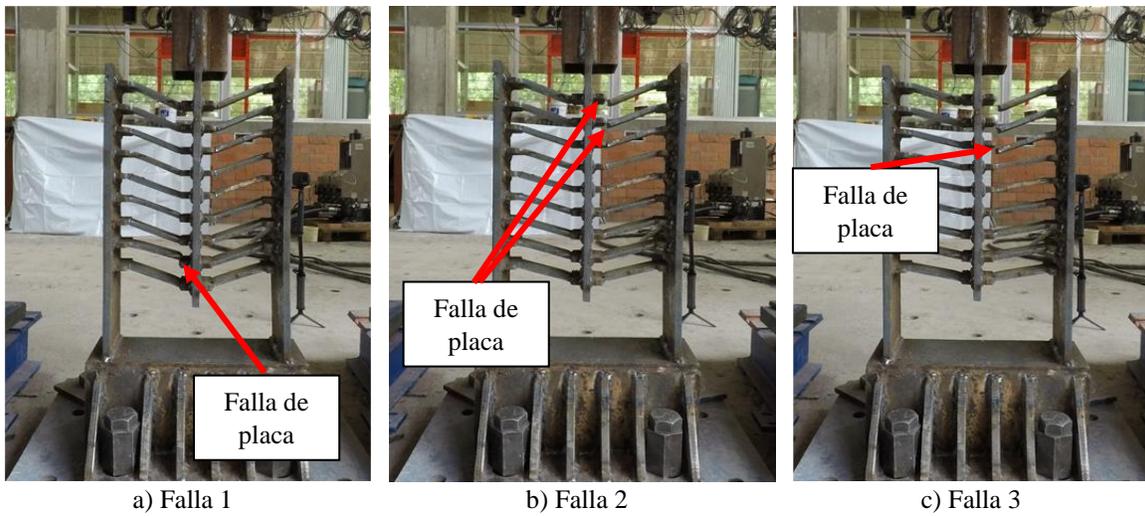


Figura 31. Esquema de la falla progresiva del dispositivo





d) Falla 4



e) Falla 5



f) Falla 6



g) Falla 7



h) Falla 8



i) Falla 9



j) Falla 10



k) Falla 11



l) Falla 12



m) Falla 13

Figura 32. Falla progresiva del dispositivo

3.8 ANÁLISIS DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES

Para evaluar los efectos de no linealidad geométrica en el comportamiento del dispositivo se empleó los resultados de la primera prueba, mientras que para calibrar la carga axial en función del desplazamiento vertical se empleó la segunda prueba. En la Figura 33 se muestra en línea discontinua color gris los resultados experimentales obtenidos de la segunda prueba experimental, mientras que en línea continua color azul marino se muestra su envolvente.

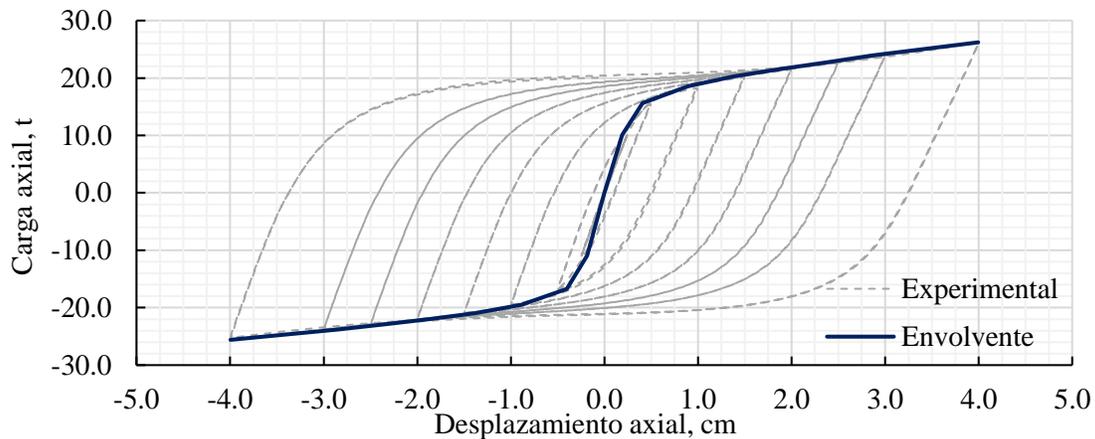


Figura 33. Envolvente de la segunda prueba experimental

Para conocer tanto el desplazamiento de fluencia como la carga de fluencia se empleó la metodología de curva bilineal presentada en la sección 3.3.3.2.4 de la FEMA 356 (FEMA 356, 2000), la cual convierte una curva de capacidad en una curva bilineal igualando el área bajo la curva en ambas funciones, el resultado de aplicar la metodología se muestra en la Figura 34, en línea continua color negro se muestra la envolvente de la prueba experimental y en línea discontinua color rojo se muestra la curva bilineal. Con la metodología se obtiene que el desplazamiento de fluencia es de 0.37 cm y la carga de fluencia es de 17.41 ton. Por su parte, la pendiente post-fluencia tiene un valor de 4.71%

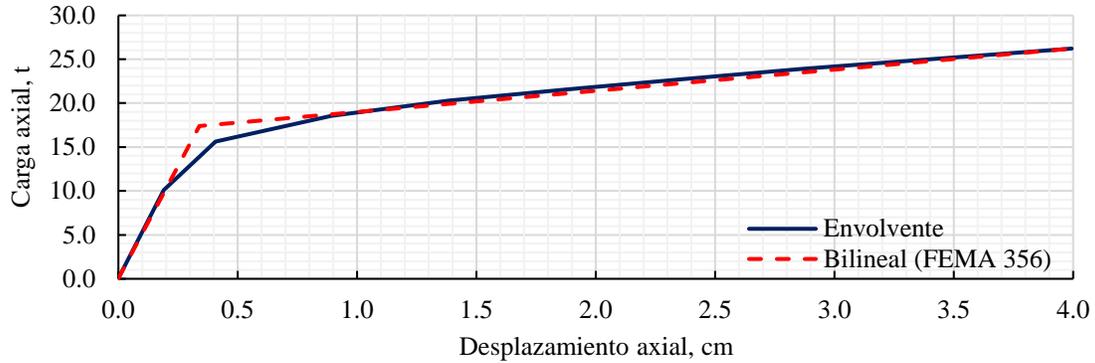


Figura 34. Obtención de curva bilineal

Al momento de analizar el comportamiento de las placas laterales se observó que, a desplazamientos verticales mayores al de fluencia, se presenta un comportamiento no lineal geométrico en dichos elementos, esto es debido a que se presenta una rotación en su base.

En la Figura 23 se muestra el arreglo instrumental de la primera prueba experimental, se puede apreciar que se emplearon tres CDP, cada uno orientado a un eje de estudio. Por su parte, en la Figura 35 se muestra la gráfica que relaciona el desplazamiento vertical del dispositivo (medido por el CDP y por el actuador) y el desplazamiento horizontal de la placa lateral izquierda, se logra observar que existe una relación parabólica entre el desplazamiento vertical del dispositivo y el desplazamiento lateral presente en el extremo superior de la placa lateral. Así mismo, se observan deformaciones residuales en el dispositivo las cuales se presentaron en los últimos ciclos de carga de la prueba experimental (ductilidades mayores a 8.0).

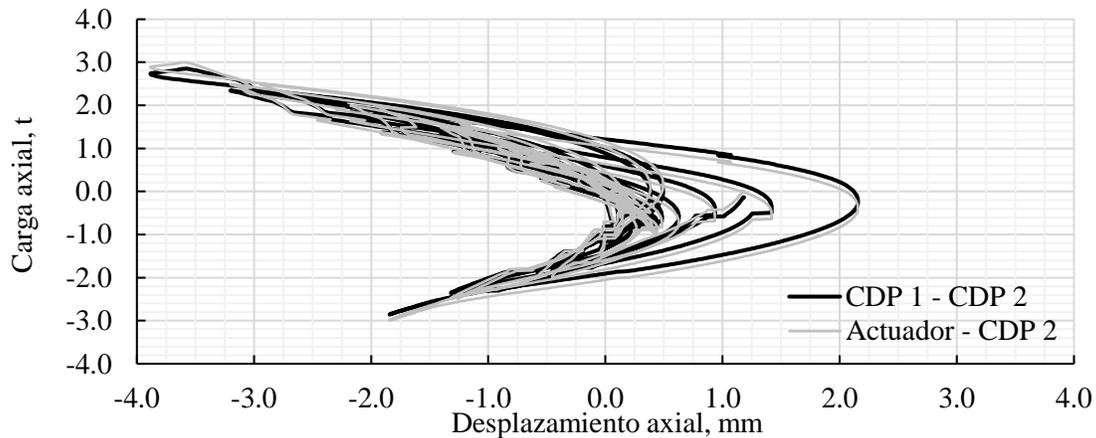


Figura 35. Relación entre el desplazamiento lateral y el desplazamiento vertical

CAPÍTULO 4. PRUEBA EXPERIMENTAL EN UN MARCO DE CONCRETO REFORZADO

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA

Se realizó una prueba experimental en un marco de concreto reforzado rehabilitado con el dispositivo de disipación de energía propuesto, evaluando su aportación al comportamiento global de la estructura. El marco en donde se instaló el dispositivo fue ensayado con anterioridad, llevándolo a distorsiones de entrepiso mayores a las de diseño, por lo que su resistencia lateral era considerablemente mínima.

En la Figura 36a se muestra la geometría del marco ensayado, se aprecia que el marco tiene 230 cm de ancho y 235 cm de alto. Así mismo, en la Figura 36b se muestran las secciones empleadas, las columnas cuentan con una sección transversal de 20.0 cm x 12.0 cm y la trabe con una sección de 30.0 cm x 12.0 cm. Por su parte, la losa tuvo unas dimensiones de 45.0 cm x 10.0 cm. La cimentación del marco se resolvió con una zapata de 50.0 cm x 80.0 cm x 300.0 cm.

Para todos los elementos se empleó un concreto con una resistencia a la compresión de 155 kg/cm² y un módulo de elasticidad de 193,870 kg/cm². Para el acero de refuerzo longitudinal se empleó varilla corrugada con un esfuerzo de fluencia nominal de 4,200 kg/cm², mientras que para el acero de refuerzo transversal se empleó acero con un esfuerzo de fluencia nominal de 2.530 kg/cm².

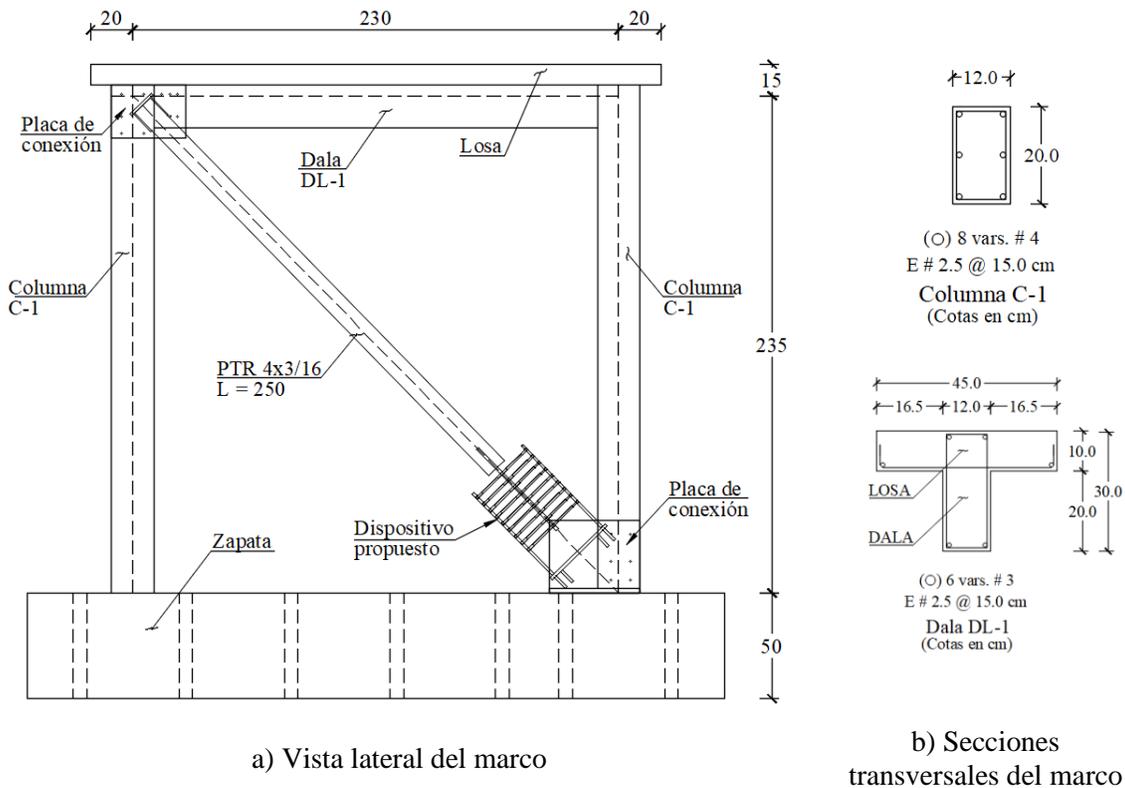


Figura 36. Esquema del marco de concreto reforzado

El dispositivo empleado se colocó en forma diagonal externa al marco con la finalidad de evaluar el comportamiento de una conexión excéntrica en el dispositivo y su influencia en la disipación de energía. Para asegurar un correcto comportamiento entre el marco y el dispositivo se realizó un encamisado con placas tanto en el nodo superior-izquierdo como en el nodo inferior-derecho con dimensiones de 25.0 cm x 35.0 cm y 34.0 cm x 40.0 cm, respectivamente, dichas placas fueron fijadas con anclaje químico y barras de anclaje de acero ASTM A36 de 13 mm de diámetro. En el espacio que se dejó entre las placas de conexión y el marco se colocó mortero de baja contracción con un espesor menor a 1 cm con el objetivo de mejorar la transferencia de esfuerzos entre ambas superficies. El emplacado, tanto del nodo superior-izquierdo como del nodo inferior-derecho, se realizó con placa de 13 mm de espesor con dimensiones de 25.0 cm x 35.0 cm y 34.0 cm x 40.0 cm, respectivamente.

En la Figura 37 muestra un esquema del arreglo experimental realizado para el ensayo. Se puede apreciar como el marco de concreto se fijó a la losa de reacción del laboratorio. La carga lateral fue aplicada con un actuador hidráulico, el cual en uno de sus extremos se conectó al muro de reacción y en el otro una trabe metálica, misma que transfirió la carga lateral al espécimen. A la trabe metálica se le aplicó una carga gravitacional de 15 t, de la cual 1.5 t fue debido al peso propio del arreglo experimental y 13.5 t como carga adicional aplicada al centro de la trabe metálica.

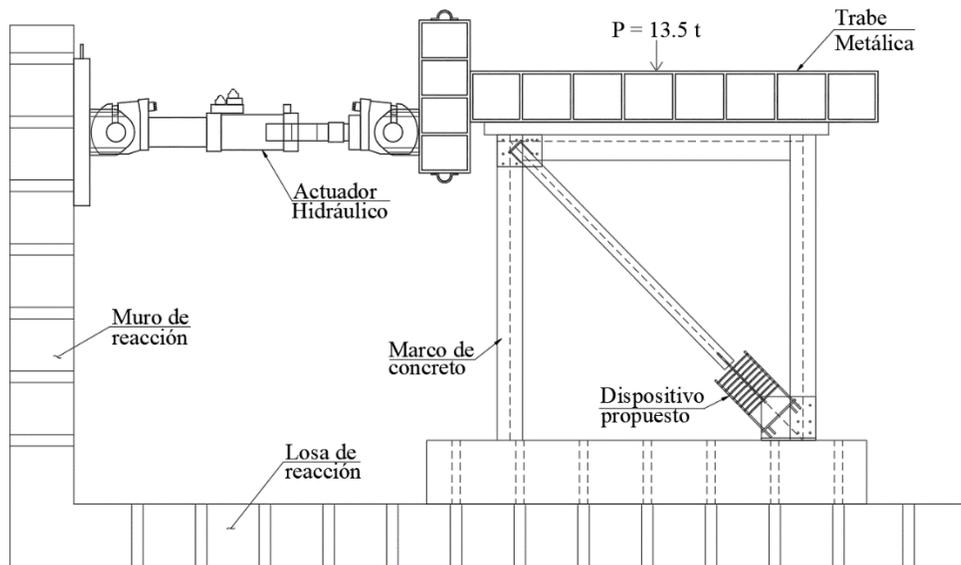


Figura 37. Esquema del arreglo experimental

En la Figura 38a se aprecia la aplicación del mortero de baja contracción que rellena el espacio entre la columna y la placa de conexión, es posible también observar el dissipador conectado a dicho elemento. Es importante mencionar que el dispositivo se conectó solamente al elemento vertical (columna) debido a que este tenía la suficiente resistencia. Por su parte, en la Figura 38b se observa el arreglo experimental momentos antes del inicio de la prueba. Se observa que el sistema dispositivo-contraventeo convencional se pintó de color naranja, mientras que el emplacado de los nodos y conexiones se pintó de color negro. Por su parte, el marco de concreto y la losa se pintó de blanco y la zapata de color azul.

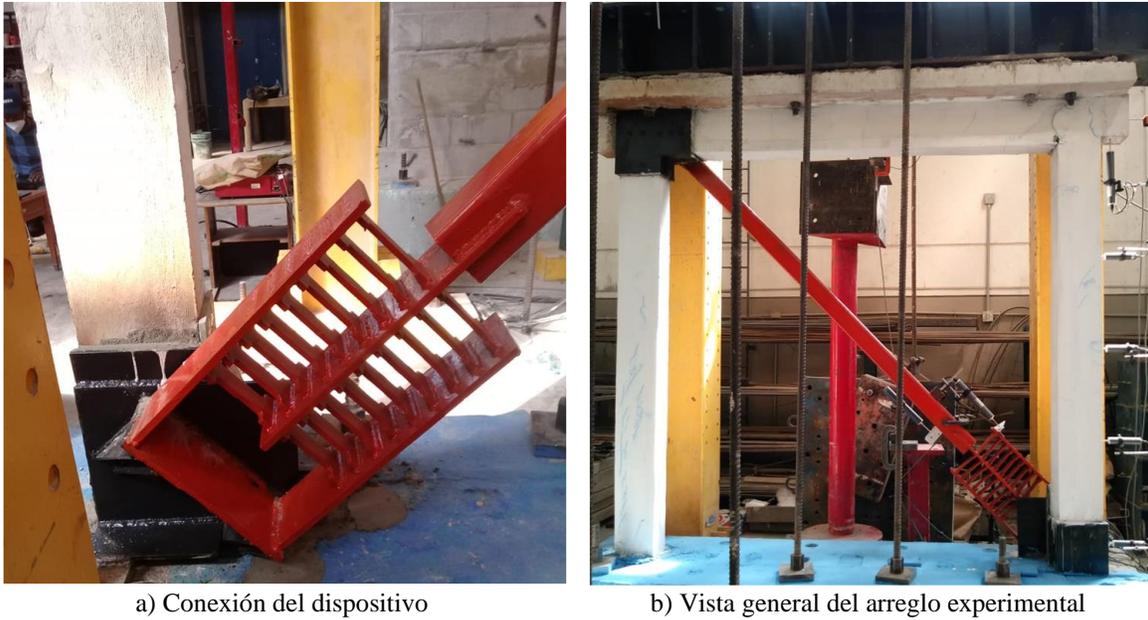


Figura 38. Reporte fotográfico del ensayo

4.2 GEOMETRÍA DEL DISPOSITIVO ENSAYADO

La geometría del dispositivo ensayado se muestra en la Tabla 3 y Tabla 4. Se aprecia que el dispositivo tuvo unas dimensiones de 43.0 cm x 14.0 cm x 30.0 cm. Para conectar el dispositivo al nodo superior se empleó un contraventeo convencional 10.16 cm x 10.16 cm x 0.32 x 0.32 cm. La geometría se obtuvo de un modelo numérico inicial, con el cual se estimaron las dimensiones para fabricar un dispositivo con una carga de fluencia de 15 toneladas. El contraventeo convencional se diseñó para que trabajara en su rango elástico en todo momento de la prueba.

Tabla 3. Características de las placas laterales

Prueba	P_{v1} , cm	P_{vr1} , cm	P_{vs} , cm	P_{vb} , cm	P_{va} , cm	P_{vr2} , cm	Espesor, cm
Prueba 01	54.00	1.30	3.00	16.00	14.00	10.10	1.27

Tabla 4. Características de las placas dentadas

Prueba	# de placas	P_{dl} , cm	P_{da} , cm	P_{d1} , cm	P_{d2} , cm	P_{d3} , cm	P_{d4} , cm	Espesor, cm
Prueba 01	9	10.00	33.00	3.50	10.00	6.00	5.00	0.95

4.3 INSTRUMENTACIÓN

En la Figura 39 se muestra el croquis de la instrumentación empleada en el ensayo, se puede apreciar que en total se colocaron seis galgas extensiométricas en cada columna del marco. Adicionalmente se instalaron dos celdas de carga, la primera colocada junto al actuador hidráulico, mientras que la segunda se colocó en el punto de aplicación de la carga. Finalmente, se muestra la ubicación de los 12 CDP, distribuidos en todo el espécimen ensayado.

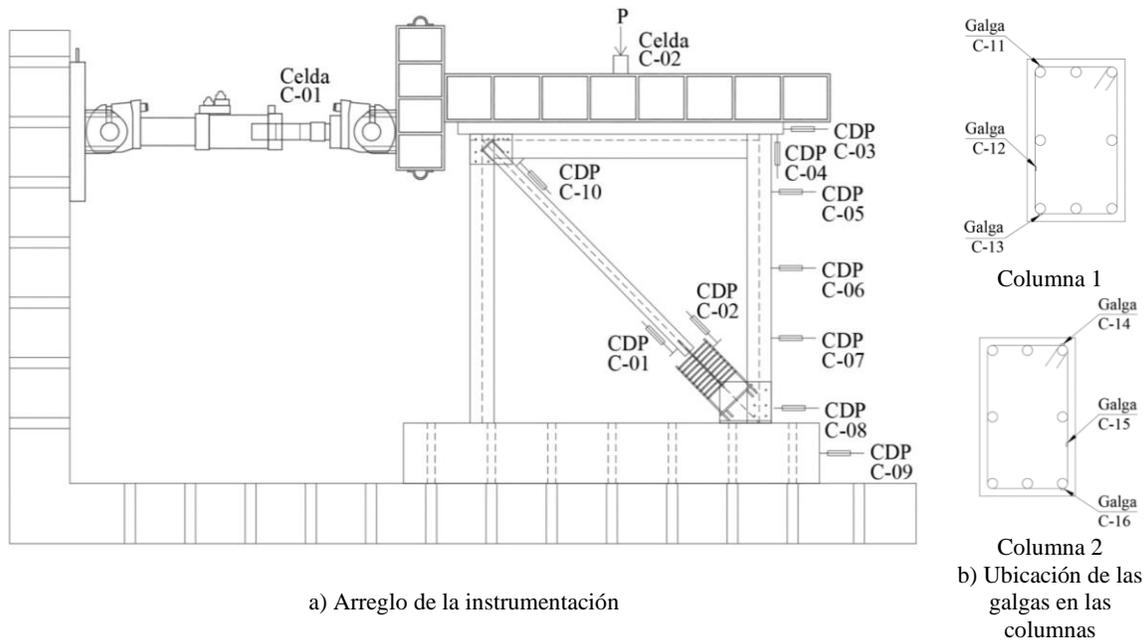


Figura 39. Croquis de la instrumentación empleada

4.4 PROTOCOLO DE CARGA

La prueba fue realizada aplicando dos protocolos, el primero controlado por carga, mientras que el segundo fue controlado por desplazamiento, ambos protocolos siguieron las recomendaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC 341, 2016) y fueron aplicados de manera cuasi-estática. Los protocolos tanto de carga como de desplazamiento se muestran en la Figura 40, aplicados con un actuador MTS con capacidad de ± 100 t y carrera de ± 100 cm.

A continuación, se describen las características de dichos protocolos:

- Protocolo 1: Se realizó una prueba inicial para comprobar que todos los componentes estaban correctamente instalados. Se aplicaron dos ciclos de desplazamiento axial de 2.7 cm y dos ciclos de desplazamiento de 5.0 cm.
- Protocolo 2: Se realizó la aplicación del protocolo de desplazamientos de acuerdo con múltiplos de la distorsión de diseño del marco de concreto, la distorsión de diseño seleccionada fue de 1.0% (el desplazamiento de 2.7 cm equivale a una distorsión de entrepiso de 1.0%). Se observa que se aplicaron 10 ciclos de desplazamiento antes de llegar a la distorsión de diseño. Al llegar a dicho punto se continuó con incrementos para conocer el nivel de deformación máximo soportado. De forma similar se midió el número de ciclos que se podían aplicar sin tener inestabilidad. El número de ciclos mayores o iguales a la distorsión de diseño que se lograron aplicar fueron 26, por lo que se cumplió con el mínimo requerido (AISC, 2016).

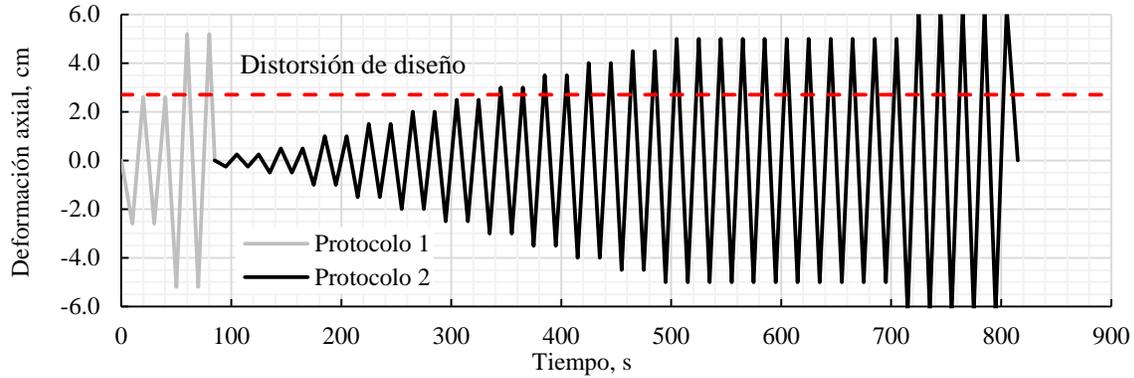


Figura 40. Protocolo de desplazamiento

4.5 RESULTADOS

4.5.1 CURVA DE HISTÉRESIS

En la Figura 41 se muestran las curvas de histéresis obtenidas de la prueba experimental, se logra apreciar que para el primer protocolo el dispositivo se comportó de forma elástica lineal. Con el segundo protocolo se presentó un comportamiento estable, obteniendo curvas de histéresis amplias y constantes. Se obtuvo una carga de fluencia de 10 t a un desplazamiento de 0.8 cm (distorsión de 0.3%). Por su parte, la carga máxima a compresión fue de 19.5 t y el desplazamiento máximo de 6.25 cm (distorsión de 2.5%). Por lo anterior se concluye que el sistema logró acomodar una ductilidad mayor a 7.8. Se puede observar que en la Figura 41b la curva de histéresis presenta un deslizamiento en los valores de carga cuando son cercanos a cero. Lo anterior se debe a que el mortero que fue empleado para rellenar el espacio entre las placas de conexión y las columnas del marco no penetró correctamente, debido a que el espacio era muy reducido. Se recomienda para futuros anclajes de este tipo dejar un espacio de por lo menos 2 cm de separación para una colocación adecuada del mortero.

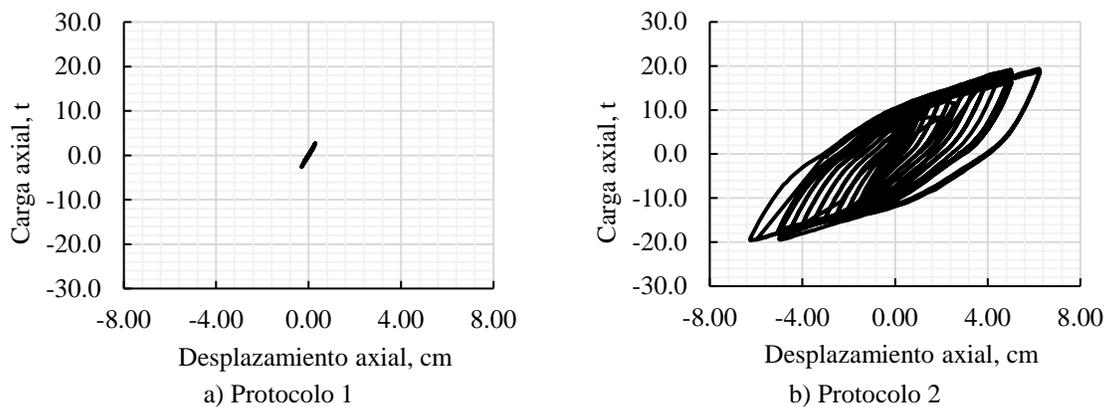


Figura 41. Curva de histéresis de la prueba

La prueba experimental mostró que el dispositivo fluye a una distorsión de entrepiso de 0.3%. Por lo anterior y para evitar problemas de fatiga en el dispositivo (al fluir a distorsiones bajas) al momento

de implementarlo en proyectos estructurales, se requiere diseñar el dispositivo para que fluya a un desplazamiento axial mayor.

De manera ilustrativa, en la Figura 42 se muestra el estado final del dispositivo después de la prueba experimental. Se observa que, para distorsiones menores al 2.0% (Figura 42a) el comportamiento del dispositivo es estable. Por su parte, para distorsiones mayores al 2.0% (Figura 42b) se presenta una fluencia de la placa central al momento de comprimir el dispositivo. Es importante mencionar que esta plastificación de la placa lateral se presentó a un desplazamiento de 6 cm, lo que representa una distorsión de entrepiso de 2.5%, la cual supera lo permitido por las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020), por lo que, para el diseño de los dispositivos a implementarse en una rehabilitación estructural, es importante diseñar la placa central con una geometría que evite su pandeo.

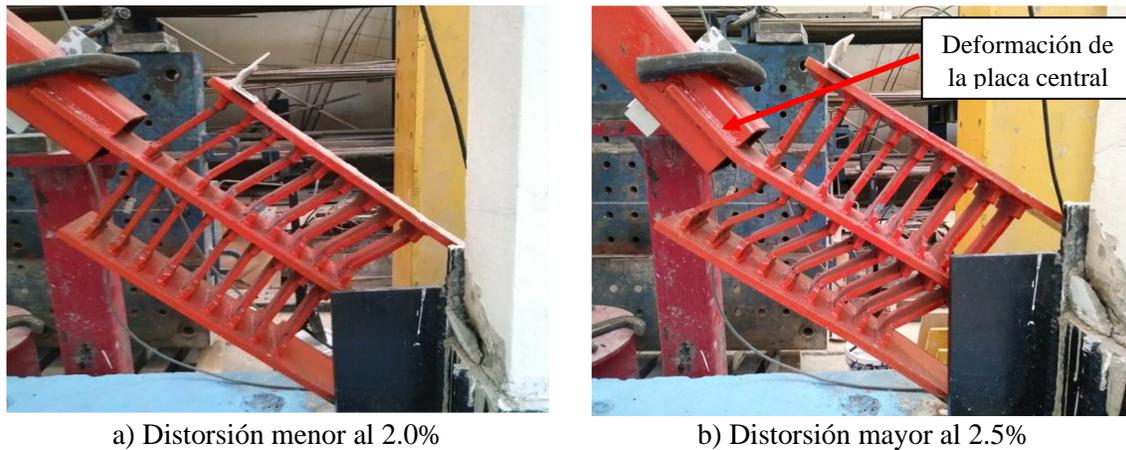


Figura 42. Estado final de la prueba

4.5.2 CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA Y DUCTILIDAD ACUMULADA

Se calculó tanto la energía disipada como la ductilidad acumulada empleando las ecuaciones (1) y (2) de acuerdo con las recomendaciones de Uang et al. (2003). En la Figura 43 se muestra la energía disipada y ductilidad acumulada. Se puede observar que en ambas pruebas se superó el valor mínimo de ductilidad acumulada que recomienda AISC (AISC, 2016). Para poder comparar contra un evento sísmico ocurrido en la Ciudad de México se muestra la demanda de ductilidad acumulada de un oscilador de un grado de libertad sujeto al movimiento sísmico de SCT componente Este-Oeste del 19 de septiembre de 1985 para un oscilador de un grado de libertad con periodo de 1.0s, ductilidad de 4.0, relación de amortiguamiento de 5.0% y comportamiento elastoplástico perfecto. Se puede ver que la demanda de ductilidad acumulada es de 61.9, lo que es alrededor de cinco veces inferior a la capacidad de disipación de los dispositivos.

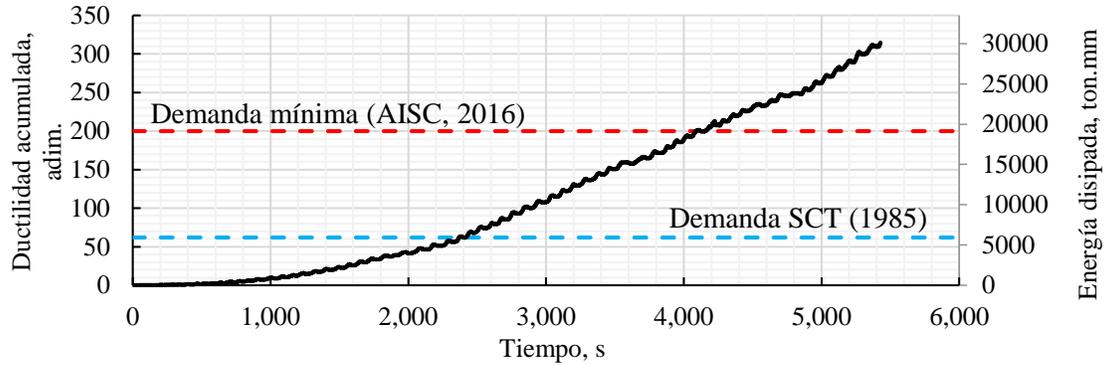


Figura 43. Energía disipada y ductilidad acumulada del marco rehabilitado

4.5.3 APORTACIÓN DEL DISPOSITIVO AL COMPORTAMIENTO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

Para poder conocer la aportación que tuvo el dispositivo fue necesario conocer la capacidad lateral inicial del marco ensayado, para ello se realizó un modelo numérico en el programa ETABS tal como se muestra en la Figura 44, donde se muestra tanto la vista en 3D del marco como su vista frontal.

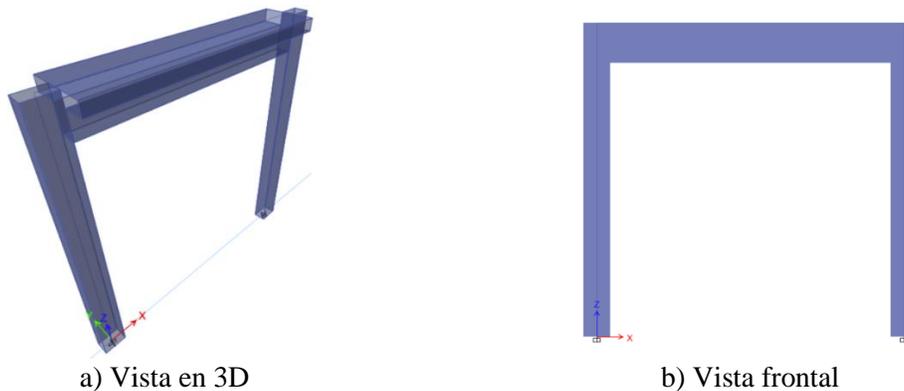


Figura 44. Modelo numérico del marco de concreto

Para conocer la capacidad lateral del marco de concreto se realizó un análisis estático no lineal siguiendo las recomendaciones de ASCE 41 (ASCE, 2013) y de las Normas Técnicas Complementarias del 2021 (NTC, 2020). En la Figura 45 se muestra la curva carga lateral-deformación lateral del marco de concreto, también conocida como curva de capacidad. Se puede observar que la estructura cuenta con una baja resistencia lateral, teniendo un valor cercano a las 2.8 toneladas y una rigidez lateral de 585 kg/cm para un desplazamiento objetivo de 6 cm.

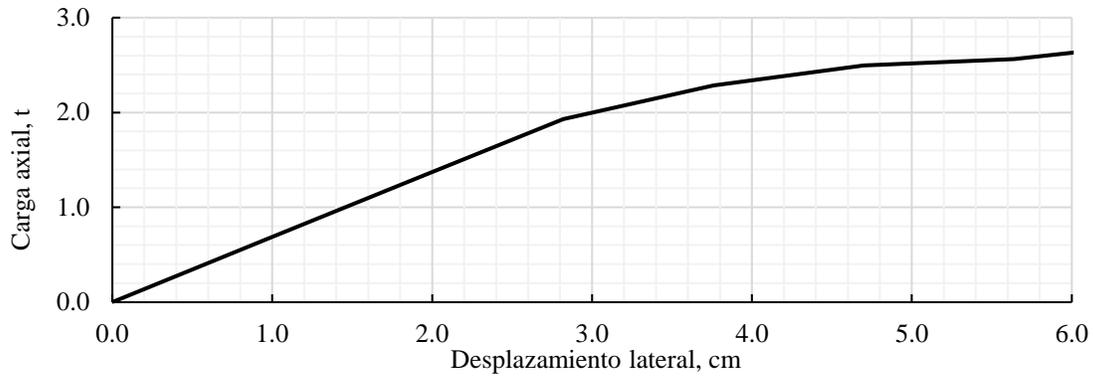


Figura 45. Curva de capacidad del marco de concreto

Después de conocer la resistencia lateral del marco por sí sola, se modeló el dispositivo para conocer su aportación a la resistencia lateral, tal como se muestra en la Figura 46 en donde se observa la modelación del dispositivo con un elemento continuo color verde. La modelación de los disipadores de energía se realizó por medio de resortes tipo “Link Plastic (Wen)” (ETABS, 2022). Se consideró que la rigidez tuvo un valor de 12,500 kg/cm, el desplazamiento de fluencia fue de 0.8 cm y finalmente, la carga de fluencia y la pendiente post-fluencia fue de 10,000 kg y 4.0%, respectivamente.

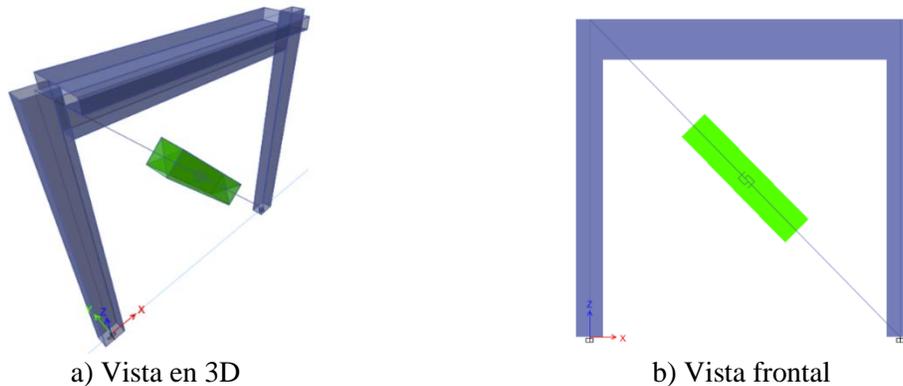


Figura 46. Modelo numérico del marco de concreto rehabilitado con el dispositivo

Posterior a la modelación numérica, se realizó un análisis estático no lineal bajo las mismas condiciones que el modelo del marco de concreto. En la Figura 47 se muestra la curva carga lateral-deformación lateral del marco de concreto reforzado con el dispositivo propuesto, se puede observar que la estructura incrementa su resistencia lateral de 2.8 t a 18.1 t, lo que representa un incremento de aproximadamente 6.4 veces. Por su parte, la rigidez incrementó de 585 kg/cm a 10,633 kg/cm, lo que representa un incremento de aproximadamente 18 veces.

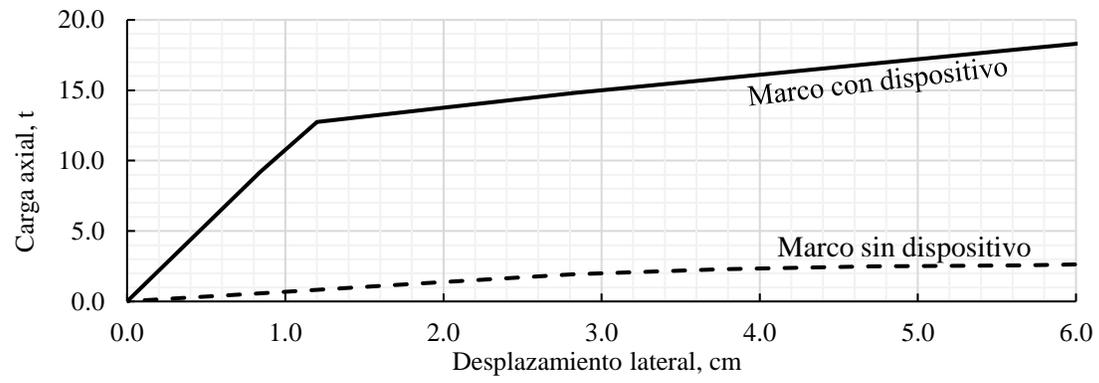


Figura 47. Curva de capacidad del marco de concreto rehabilitado

CAPÍTULO 5. CARACTERIZACIÓN DEL DISPOSITIVO

5.1 PLANTEAMIENTO DE ECUACIÓN

Del análisis de las pruebas experimentales se concluyó que el dispositivo presenta un comportamiento a flexión de las placas dentadas. La caracterización que se desarrolló en el presente trabajo considera la fluencia de las placas dentadas. La placa central y el contraventeo convencional se diseñan para que en todo momento presente un comportamiento elástico. Por su parte, las placas laterales presentan una rotación ante deformaciones verticales muy grandes.

La carga resistente del disipador, P_{yD} , se calcula de acuerdo con la ecuación (3):

$$P_{yD} = \begin{cases} K_D d_i n; & d_i \leq d_{yD} \\ K_D d_{yD} n + K_D (d_i - d_{yD}) \alpha n; & d_i > d_{yD} \end{cases} \quad (3)$$

donde

- d_i es el desplazamiento axial del dispositivo
- d_{yD} es el desplazamiento de fluencia de las placas dentadas cuando el dispositivo se carga axialmente
- K_D es la rigidez de la placa dentada en dirección del desplazamiento axial del dispositivo
- n es el número de placas dentadas
- α es el coeficiente post-fluencia, con un valor recomendado de 0.03.

Para obtener la rigidez del disipador se emplea la siguiente ecuación:

$$K_{Dis} = K_D n \quad (4)$$

Finalmente, el desplazamiento de fluencia del disipador se obtiene con la ecuación (5):

$$d_{yD} = \frac{P_{yD}}{K_{Dis}} \quad (5)$$

5.1.1 PLACAS DENTADAS

Tanto d_{yD} como P_{yD} están en función de las propiedades de las placas dentadas, por lo que es necesario conocer sus propiedades mecánicas y geométricas.

Dado que la placa dentada tiene una sección variable, se propuso obtener un ancho equivalente tal como se muestra en la Figura 48. Primero, se aprecia en línea discontinua negra el contorno de la placa original. Después, en rojo, se muestra el ancho de las placas lateral y central. Finalmente, en verde se muestra el ancho equivalente de la placa dentada.

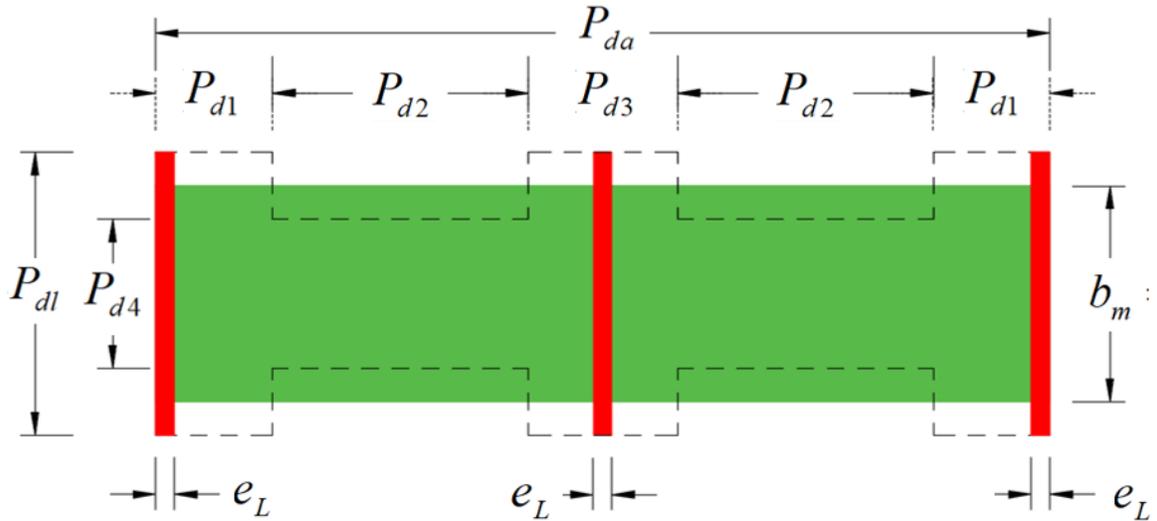


Figura 48. Ancho equivalente en placa dentada

Para obtener las propiedades de la placa con ancho equivalente, b_m , se empleó un promedio pesado considerando el ancho de cada sección y su longitud, de esta forma se llegó a la ecuación (6):

$$b_m = \frac{2(P_{dl})(P_{d1} - e_L) + (P_{dl})(P_{d3} - e_L) + 2(P_{d4})(P_{d2})}{P_{da} - 3e_L} \quad (6)$$

donde

- P_{dl} es el ancho de la placa dentada en sus extremos
- P_{d1} es la longitud de los extremos en la placa dentada
- P_{d2} es la longitud de la zona débil de la placa dentada
- P_{d3} es la longitud de la zona central de la placa dentada
- P_{d4} es el ancho de la placa dentada en la zona débil
- P_{da} es el largo de la placa dentada
- e_L es el espesor de las placas laterales y central

El momento de inercia de la placa dentada, I_D , se obtiene de acuerdo con la ecuación (7):

$$I_D = \frac{b_m e_D^3}{12} \quad (7)$$

donde

- e_D es el espesor de la placa dentada

La rigidez de media placa dentada se obtiene de acuerdo con la ecuación (8):

$$K_D = \frac{12EI_D}{\left(\frac{P_{da} - 3e_L}{2}\right)^3} \quad (8)$$

donde

E es el módulo de elasticidad del acero

El módulo de sección de la placa dentada, Z_D , se obtiene con la ecuación (9):

$$Z_D = \frac{b_m e_D^2}{6} \quad (9)$$

El momento de fluencia de la placa dentada, M_{yD} , se obtiene con la ecuación (10):

$$M_{yD} = \sigma Z_D \quad (10)$$

donde

σ es el esfuerzo de fluencia del acero

Por otro lado, el comportamiento de la placa dentada se asimila a una viga doblemente empotrada con una carga concentrada al centro del claro, para dicho caso se sabe que el valor del momento de fluencia de la placa en sus extremos se obtiene con ayuda de la ecuación (11):

$$2M_y \theta = V_y d_y \quad (11)$$

donde

M_y es el momento plástico de la viga

θ es la rotación plástica de la viga

V_y es la carga de fluencia de la viga

d_y es el desplazamiento de fluencia de la viga

El desplazamiento de fluencia de la viga en función de la longitud se puede expresar de la siguiente manera:

$$d_y = L \tan \theta \quad (12)$$

donde

L es la longitud de la viga

Para rotaciones pequeñas se considera que $\tan \theta \approx \theta$, por lo que al sustituir la ecuación (12) en la ecuación (11) y despejando la carga de fluencia de la viga se obtiene lo siguiente:

$$V_y = \frac{2M_y}{L} \quad (13)$$

La carga de fluencia de la viga se puede calcular de acuerdo con la ecuación (14):

$$V_y = K_v d_y \quad (14)$$

donde

K_v es la rigidez de la viga

Igualando la ecuación (13) y (14) y despejando el desplazamiento de fluencia se obtiene:

$$d_y = \frac{2M_y}{K_v L} \quad (15)$$

Adecuando los términos de la ecuación (15) a las propiedades de la placa dentada se obtiene que el desplazamiento de fluencia de la placa dentada es igual a:

$$d_{yD} = \frac{2M_{yD}}{K_D L_D} \quad (16)$$

donde

$$L_d = \frac{Pda - 3e_L}{2} \quad (17)$$

5.2 MODELACIÓN NUMÉRICA

Se realizaron dos tipos de modelación numérica del dispositivo en el programa ETABS (2022). En la primera modelación consideraron explícitamente todos los elementos que conforman el dispositivo. La segunda modelación se realizó por medio de un resorte equivalente usando el modelo *Plastic Wen*, disponible en el programa.

En la Figura 49a se muestra una vista de la primera modelación del dispositivo, se puede observar la modelación de las placas laterales, las placas dentadas y la placa central. El modelo se empotró en la base de las placas laterales, mientras que la carga vertical para el análisis se aplicó en la placa central. Los elementos se modelaron por medio de fibras, considerando un mallado de 20 elementos en su ancho y 5 elementos en su alto. El comportamiento no lineal se consideró por medio de articulaciones plásticas concentradas.

En la Figura 49b se muestra la vista deformada del dispositivo al finalizar el análisis, se puede observar que se crearon articulaciones plásticas tanto en la base de las placas laterales como en la zona débil de las placas dentadas. Es importante mencionar que la plastificación de las placas dentadas se presentó de manera simultánea.

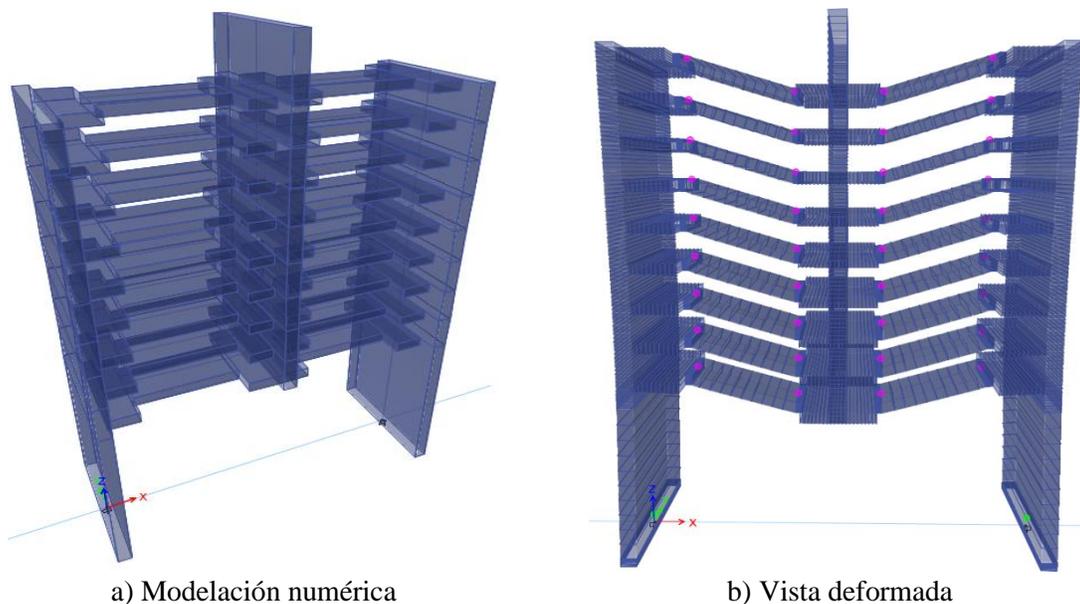


Figura 49. Modelación completa del dispositivo

Se propone una forma de modelación simplificada en un programa comercial por medio de un resorte equivalente usando el modelo *Plastic Wen*, considerando una pendiente post-fluencia de 4.0% y un exponente de fluencia de 3.0. En la Figura 50 se muestra una vista de la modelación con un resorte equivalente. Se consideró un empotramiento en su base y la carga se aplicó en su nodo superior. La rigidez, carga de fluencia y desplazamiento de fluencia se obtuvieron de acuerdo con las ecuaciones 3, 6 y 7. Se consideró que la rigidez tuvo un valor de 62,657 kg/cm, el desplazamiento de fluencia fue de 0.28 cm y finalmente, la carga de fluencia y la pendiente post-fluencia fue de 18,042 kg y 3.5%, respectivamente.

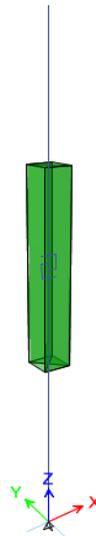


Figura 50. Modelación con un resorte equivalente

En la Figura 51 se muestra la comparación entre las dos formas de modelación del dispositivo y la envolvente experimental obtenida en las pruebas de laboratorio, se puede apreciar que el comportamiento es muy similar para ambos casos. Al calcular la energía disipada para los tres casos se observa que para la envolvente experimental tiene una energía disipada de 82.65 t-cm, para la modelación explícita se tiene un valor de 83.97 t-cm. Finalmente, para la modelación con el resorte equivalente el valor es de 84.53 t-cm. Los datos anteriores representan una variación del 1.59% y del 2.27%, respectivamente.

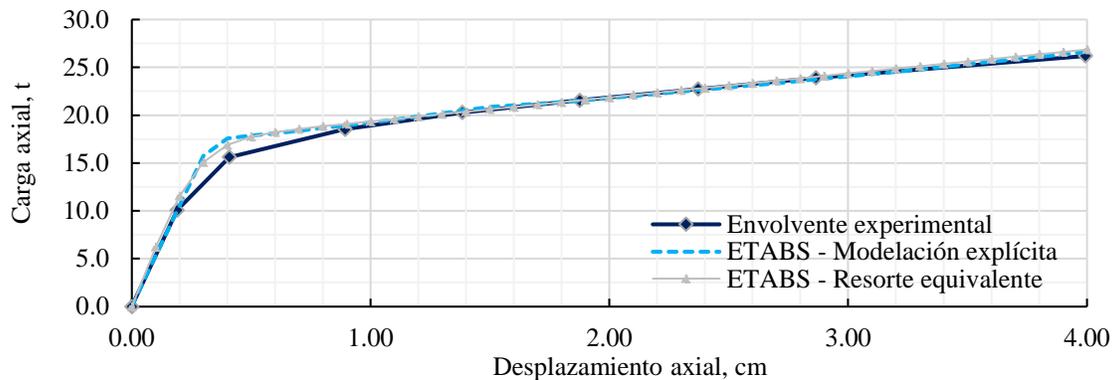


Figura 51. Resultados de la modelación numérica

5.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En la Figura 52 se muestra la comparación de los resultados obtenidos por medio de los diferentes procedimientos desarrollados para caracterizar al dispositivo. En línea continua color azul marino se muestra la envolvente experimental obtenida en las pruebas de laboratorio. En línea discontinua color azul claro se muestra la modelación explícita del dispositivo y en línea continua color gris se muestra la modelación por medio de un resorte equivalente. Ambas modelaciones se realizaron en el software ETABS (2022). Finalmente, en línea discontinua color rojo se muestra la curva de capacidad del dispositivo obtenida por medio de las ecuaciones propuestas en el presente trabajo.

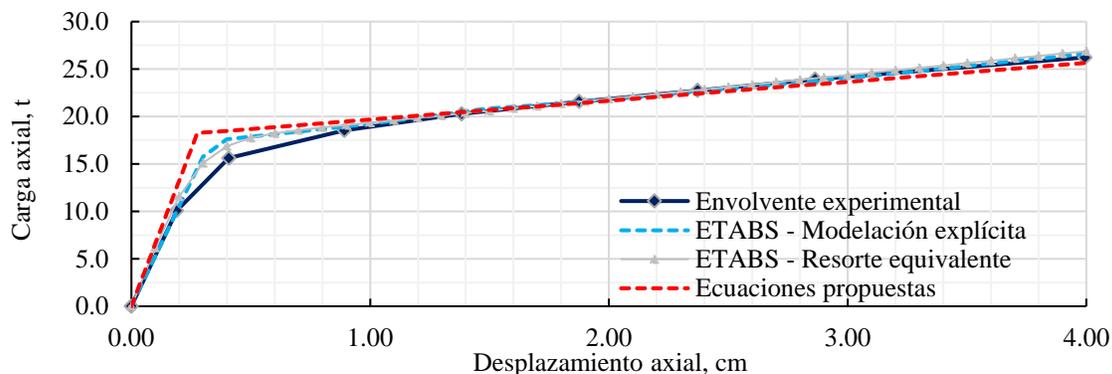


Figura 52. Curva de capacidad del dispositivo

En la Tabla 5 se muestra la energía disipada del dispositivo y el error obtenido en función del procedimiento que se realizó. Se puede apreciar que el error para el caso de la modelación en el programa ETABS (2022) es menor al 2.27%, mientras que el error obtenido mediante la ecuación propuesta es de 1.86%. Lo anterior nos hace ver que los procedimientos desarrollados presentan resultados con una gran confiabilidad (error menor al 2.3%). Es importante mencionar que, para la obtención de los resultados con la ecuación propuesta, se consideró una pendiente post-fluencia del 3.0%.

Tabla 5. Energía disipada del dispositivo

Procedimiento	Energía disipada, t-cm	Error, %
Envolvente experimental	82.65	-
Curva bilineal (Fema 356)	82.65	0.00%
Modelación implícita (ETABS)	83.97	1.59%
Resorte equivalente (ETABS)	84.53	2.27%
Ecuación propuesta	84.21	1.86%

CAPÍTULO 6. IMPLEMENTACIÓN DEL DISPOSITIVO EN LA REHABILITACIÓN DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR

Como parte del desarrollo del dispositivo se buscó implementar en la rehabilitación de una estructura, buscando conocer las ventajas debidas a su uso. En este capítulo, se presenta la implementación del dispositivo en la rehabilitación de un edificio dañado en el sismo del 19 de septiembre del 2017.

6.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El edificio rehabilitado denominado “Condominio Grand Insurgentes” se encuentra ubicado en Av. Insurgentes Norte #1260, colonia Capultitlán, en la alcaldía Gustavo A. Madero, Ciudad de México. De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020) el edificio se encuentra en suelo tipo IIIa, tal como se muestra en la Figura 53.

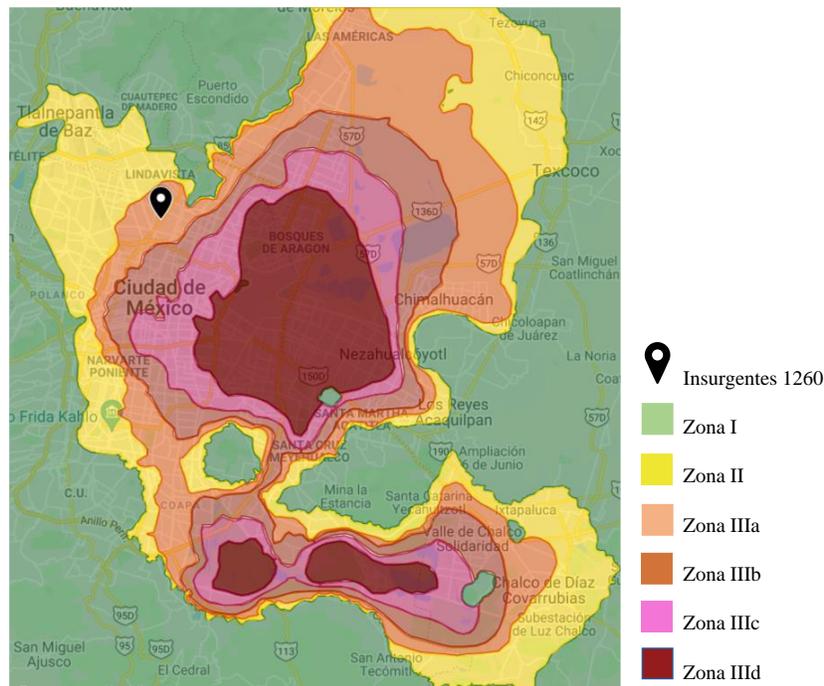


Figura 53. Ubicación del edificio

La estructura rehabilitada cuenta con dos sótanos, planta baja, doce niveles de departamentos y un nivel de azotea. En su totalidad el edificio cuenta con 168 departamentos. El uso del inmueble es de vivienda. En la Figura 54 se muestra la planta arquitectónica de cada nivel, donde se puede apreciar una configuración irregular en ambas direcciones. En la Figura 54a se muestra la distribución de los sótanos, mientras que en la Figura 54b y Figura 54c se muestra la planta baja y planta tipo, respectivamente.

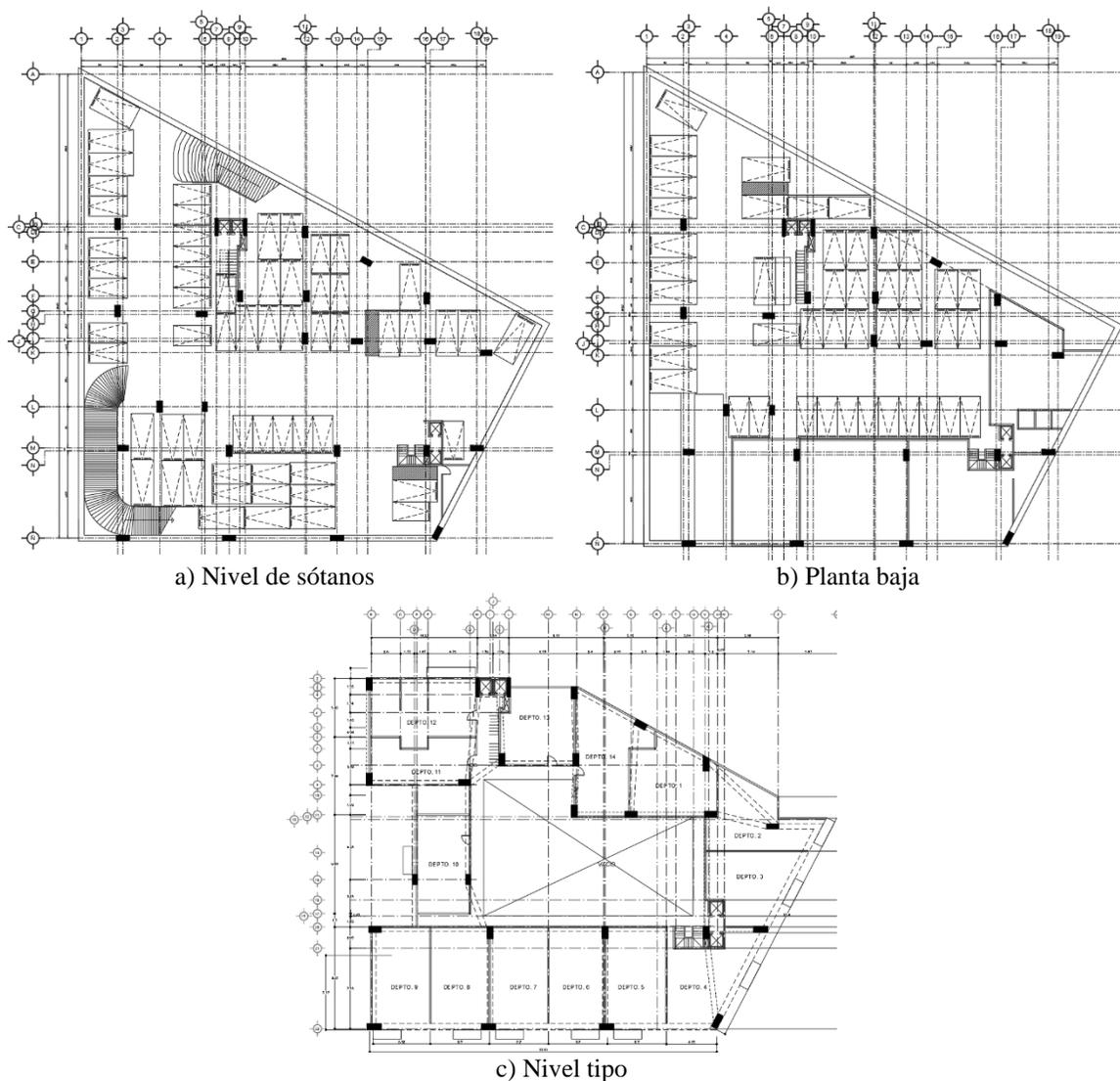


Figura 54. Distribución en planta del inmueble (adaptada de Fernández, 2020)

El proyecto estructural original se resolvió bajo las consideraciones y especificaciones establecidas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004 y de las Normas Técnicas Complementarias correspondientes. Se consideró un factor de comportamiento sísmico (Q) con un valor de 4. La cimentación se resolvió con pilas de sección constante ligadas entre sí por traveses y una losa de concreto armado. La superestructura consta de marcos de concreto reforzado de ductilidad alta. El sistema de piso está conformado por una losa aligerada apoyada perimetralmente en las traveses. Se consideró que todos los muros estarían desligados a la estructura.

El material empleado para todos los elementos estructurales es un concreto con una resistencia nominal a la compresión de 250 kg/cm^2 , 350 kg/cm^2 y 450 kg/cm^2 . Por su parte, el acero de refuerzo cuenta con un esfuerzo a la fluencia nominal de $4,200 \text{ kg/cm}^2$.

6.2 REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA PREVIO AL REFUERZO

Se realizó una revisión de la estructura de acuerdo con lo solicitado en las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020). Para ello fue necesario recopilar la información disponible, consultando la memoria de diseño y los planos originales (MyT, 2011). Posteriormente, fue necesario realizar tanto un levantamiento, así como la realización de pruebas a los materiales para conocer sus propiedades reales (Fernandez, 2020).

6.2.1 CONDICIONES GENERALES

En la Tabla 6 se muestran las consideraciones generales del proyecto original (MyT, 2011), así como las consideraciones para la revisión con la nueva versión de las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020). Se puede apreciar que los valores que presentan un cambio importante son: el espectro de diseño, los factores de resistencia y los factores de reducción de inercia.

Tabla 6. Comparación entre parámetros de diseño y revisión

Grupo	Parámetro	Proyecto original (MyT, 2011)	Revisión actual (NTC,2020)
Norma de referencia	Versión de las NTC	2004	2021
Espectro de diseño	Zona sísmica	II	IIIa
	Coficiente sísmico (c)	0.64 g	1.01 g
	a0	0.08 g	0.29 g
	Ta	0.2 s	0.8 s
	Tb	1.35 s	1.8 s
	Factor de comportamiento sísmico (Q)	4.0	4.0
	Factor de irregularidad	0.8	0.7
Carga viva máxima	Carga de estacionamiento	250 kg/m ²	250 kg/m ²
	Carga de habitación	170 kg/m ²	190 kg/m ²
	Carga de azotea	100 kg/m ²	100 kg/m ²
Carga viva reducida	Carga de estacionamiento	100 kg/m ²	100 kg/m ²
	Carga de habitación	90 kg/m ²	100 kg/m ²
	Carga de azotea	70 kg/m ²	70 kg/m ²
Reducción de momento de inercia	Vigas y muros	0.5I	0.5I
	Columnas agrietadas	I	0.7I
Factores de resistencia	Flexión	0.9	0.9
	Cortante	0.8	0.75
	Transmisión de flexión y cortante en losas y zapatas	0.7	0.65
	Torsión	0.8	0.75
	Flexocompresión	0.8	0.75
	Aplastamiento	0.7	0.65
Distorsiones de entrepiso	Distorsiones permisibles de entrepiso	0.030	0.020*
Interacción suelo estructura	¿Se consideró en el análisis?	No	Si
Modelo numérico	Programa	ECOgcW3	ETABS

**Nota: Aunque las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020) menciona que la distorsión máxima de entrepiso para un sistema de marcos de concreto es de 0.030, se seleccionó una distorsión máxima de 0.020 ya que el sistema sismorresistente está resuelto con marcos de concreto y disipadores de energía.*

Los espectros tanto elástico como de diseño empleados tanto en el proyecto original (MyT, 2011), como en la revisión con la versión vigente de las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020) se muestran en la Figura 55. Se observa que el espectro empleado en el proyecto original tiene una meseta de 0.64g, mientras que el espectro empleado para la revisión actual tiene una meseta de 1.01g. Para el cálculo del espectro elástico se consideró que $r = 1.33$ y $a_0 = 0.08$.

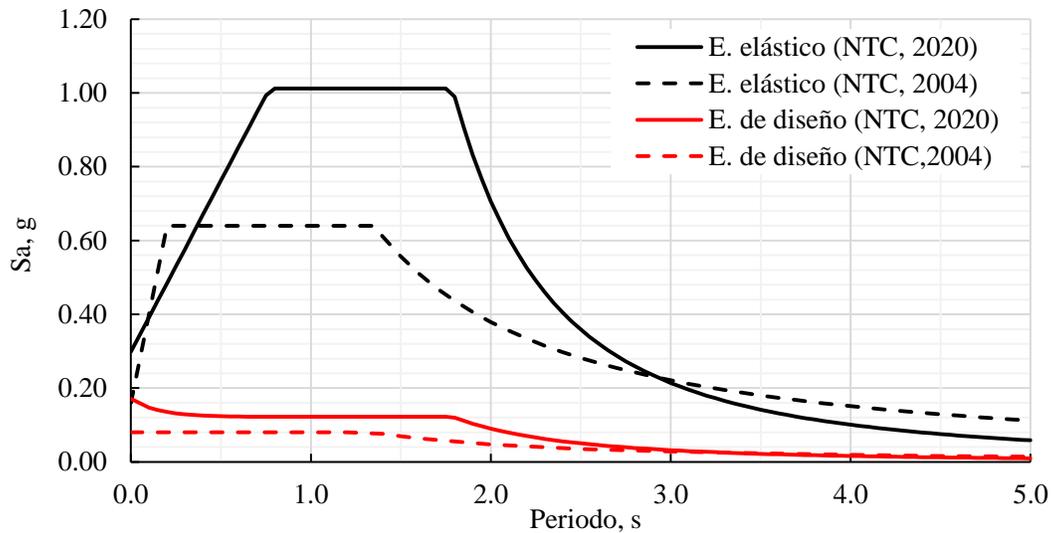


Figura 55. Espectros empleados

En la Figura 56 se muestra una vista de los modelos numéricos desarrollados. Para el proyecto original el modelo se realizó en el programa ECOgcW3, mientras que para la revisión actual se empleó el programa ETABS. Es importante mencionar que la interacción suelo-estructura para el diseño original no fue considerada, puesto que se modelaron apoyos empotrados. Por su parte, el modelo numérico desarrollado si consideró dichos efectos de acuerdo con lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020).

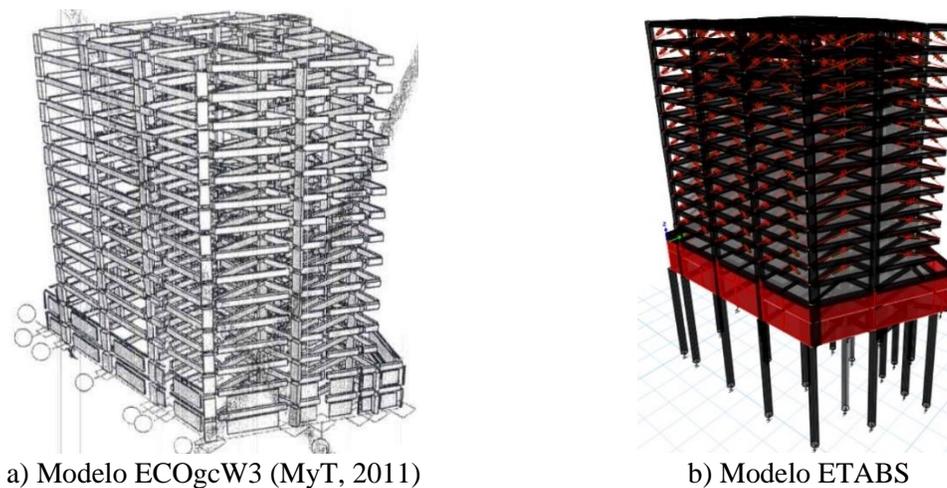


Figura 56. Modelos numéricos desarrollados

6.2.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Las secciones de las columnas se muestran en la Tabla 7, mientras que las secciones de las trabes y de los muros de concreto se presentan en la Tabla 8 y Tabla 9, respectivamente. Finalmente, en la Tabla 10 se muestra el sistema de piso que conforma cada nivel de la estructura.

Tabla 7. Elementos tipo columna (adaptado de MyT, 2011)

Sección, cm	Material	Niveles
60.0 x 140.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Sótano 2 a nivel 1
60.0 x 120.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Sótano 2 a nivel 1
50.0 x 100.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Sótano 2 a nivel 1
35.0 x 185.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Sótano 2 a nivel 1
50.0 x 120.0	Concreto de 450 kg/cm ²	Nivel 1 a nivel 8
50.0 x 100.0	Concreto de 450 kg/cm ²	Nivel 1 a nivel 8
35.0 x 185.0	Concreto de 450 kg/cm ²	Nivel 1 a nivel 8
50.0 x 110.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Nivel 8 a azotea
50.0 x 80.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Nivel 8 a azotea
35.0 x 185.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Nivel 8 a azotea

Tabla 8. Elementos tipo trabe (adaptado de MyT, 2011)

Sección, cm	Material	Niveles
35.0 x 75.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Sótano 2 a planta baja
50.0 x 75.0	Concreto de 450 kg/cm ²	Nivel 1 a nivel 7
40.0 x 75.0	Concreto de 450 kg/cm ²	Nivel 1
30.0 x 75.0	Concreto de 450 kg/cm ²	Nivel 1
50.0 x 50.0	Concreto de 450 kg/cm ²	Nivel 2 a nivel 7
50.0 x 60.0	Concreto de 450 kg/cm ²	Nivel 2 a nivel 7
25.0 x 75.0	Concreto de 450 kg/cm ²	Nivel 2 a nivel 7
40.0 x 50.0	Concreto de 450 kg/cm ²	Nivel 2 a nivel 7
30.0 x 75.0	Concreto de 450 kg/cm ²	Nivel 2 a nivel 7
40.0 x 70.0	Concreto de 450 kg/cm ²	Nivel 2 a nivel 7
50.0 x 75.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Nivel 8 a azotea
50.0 x 50.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Nivel 8 a azotea
50.0 x 60.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Nivel 8 a azotea
25.0 x 75.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Nivel 8 a azotea
40.0 x 50.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Nivel 8 a azotea
30.0 x 75.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Nivel 8 a azotea
40.0 x 75.0	Concreto de 350 kg/cm ²	Nivel 8 a azotea

Tabla 9. Muros de concreto (adaptado de MyT, 2011)

Espesor, cm	Material	Niveles
50.0.	Concreto de 350 kg/cm ²	Sótano 2 a sótano 1

Tabla 10. Sistema de piso (adaptado de MyT, 2011)

Tipo	Niveles	Espesor, cm	Material
Losa reticular	Sótano 1 a planta baja	25.0	Concreto de 350 kg/cm ²
Losa reticular	Sótano 2	25.0	Concreto de 450 kg/cm ²

Losa maciza	Sótano 1 a planta baja y de nivel 8 a azotea	15.0	Concreto de 350 kg/cm ²
Losa maciza	Nivel 1 a nivel 7	20.0	Concreto de 350 kg/cm ²

6.2.3 PRUEBAS DE MATERIALES

Para conocer las propiedades reales del concreto se realizaron pruebas tanto de esclerómetro como de extracción de núcleos. El esclerómetro empleado es de la marca SilverSchmidt, en la Figura 57 se muestra el momento en el que se realizaron las pruebas de resistencia tanto en las traveses como en las columnas. En total se realizaron 54 pruebas, 30 de ellas en columnas y los 24 restantes se realizaron en las traveses principales.



a) Prueba en columna C-6 de sótano 2



b) Prueba en trabe T-11 en sótano 1

Figura 57. Prueba de resistencia a compresión con esclerómetro (adaptada de Fernandez, 2020)

El proyecto original estipuló que de sótano 2 a planta baja se tiene un concreto de 350 kg/cm², de planta baja al nivel 8 se tiene un concreto de 450 kg/cm² y finalmente, del nivel 8 al nivel de azotea se tiene nuevamente un concreto de 350 kg/cm². Por lo anterior, se realizaron tres grupos para comparar la resistencia obtenida de las pruebas contra la resistencia nominal en función del nivel en que se encuentre. El grupo 1 consta de todos los elementos del sótano 2 y sótano 1, mientras que el grupo 2 está conformado por los elementos desde planta baja hasta el nivel 8. Finalmente, el grupo 3 incluye elementos del nivel 9 hasta la azotea.

La prueba con el esclerómetro para el grupo 1 mostró un promedio de 491.2 kg/cm², para el grupo 2 y 3, respectivamente, los valores promedios fueron de 518.1 kg/cm² y 529.7 kg/cm². Las pruebas de resistencia a compresión de núcleos de concreto se realizaron en los laboratorios LANC, S. C. (Lanc, 2018), siguiendo las normas NMX-C-169 ONNCE-2009 y NMX-C083-ONNCE-2014. Se extrajeron once muestras de las cuales siete fueron en columnas y las cuatro restantes fueron en traveses. Se emplearon dos tamaños de cilindro de aproximadamente 7.65 cm de diámetro y una altura de 15 cm y de 5.0 cm de diámetro por una altura de 10 cm de alto.

El promedio de las pruebas de extracción de corazones de concreto para el grupo 1 es de 392.5 kg/cm², mientras que para el grupo 2 y 3 el promedio de dichas pruebas es de 447.5 kg/cm² y 369.6 kg/cm², respectivamente. En la Figura 58 se muestra el momento en el que se realizaron las pruebas de resistencia tanto en columnas como en traveses, así mismo se muestran los núcleos de concreto extraídos.



a) Extracción de núcleo de concreto en columna



b) Extracción de núcleo de concreto en trabe



c) Núcleos de concreto

Figura 58. Núcleos de concreto para prueba de compresión (adaptada de Fernandez, 2020)

El resumen de los valores obtenidos en las pruebas de resistencia se presenta en la Tabla 11. Para los grupos 1 y 3 la resistencia nominal es la que presenta el valor mínimo. Por ello, para dichos niveles el valor de la resistencia del concreto se consideró de 350 kg/cm². Por su parte, para el grupo 2 el valor mínimo se presenta en la prueba realizada al núcleo de concreto, la diferencia respecto a la resistencia nominal de tan solo de 0.6%, por lo que se consideró que los valores de resistencia son los que se estipularon en el proyecto original.

Tabla 11. Resumen de valores obtenidos de la resistencia del concreto (adaptada de Lanc, 2018)

Grupo	Nivel	Prueba con esclerómetro, kg/cm ²	Prueba de laboratorio, kg/cm ²	Resistencia nominal, kg/cm ²
1	Sótano 2 a Sótano 1	491.3	392.5	350.0
2	Planta baja a nivel 8	518.1	447.5	450.0
3	Nivel 9 a azotea	529.7	369.6	350.0

Por su parte, para comprobar el acero de refuerzo con el que cuentan las columnas se realizó pruebas de escaneo empleando una máquina tipo Profescop. En la Figura 59 se muestra el momento en el que se realizó el escaneo del acero de refuerzo para la columna C-11.



Figura 59. Escaneo de acero de refuerzo (adaptada de Fernandez, 2020)

En la Tabla 12 se muestra la comparación entre el acero de refuerzo de las columnas considerado en el proyecto original (MyT, 2011) y el acero de refuerzo resultado del escaneo (Fernandez, 2020). Se aprecia que en el 72% de los escaneos el acero de refuerzo es igual o mayor que el considerado en el proyecto estructural original. Por lo anterior se consideró que el acero de refuerzo mostrado en el proyecto original se emplearía en los análisis.

Tabla 12. Escaneo de acero de refuerzo en columnas (adaptada de Fernandez, 2020)

Columna	Acero de refuerzo del proyecto original (MyT, 2011)	Acero de refuerzo resultado del escaneo (Fernandez, 2020)
C-2	28 # 12	30 # 12
C-4	8 # 12 y 19 # 10	8 # 12 y 18 # 10
C-5	26 # 10	26 # 10
C-6	8 # 12 y 14 # 10	8 # 12 y 14 # 10
C-7	18 # 10	18 # 10
C-8	22 # 10	22 # 10
C-9	20 # 8	22 # 8
C-10	23 # 10	23 # 10
C-11	26 # 8	22 # 8
C-12	20 # 8	20 # 8
C-13	4 # 10 y 40 # 8	8 # 10 y 40 # 8

6.2.4 VIBRACIÓN AMBIENTAL

Se realizaron dos vibraciones ambientales al edificio: la primera en su estado previo al refuerzo, mientras que la segunda fue posterior al refuerzo. Ambas vibraciones ambientales se emplearon para calibrar el modelo numérico y para conocer las propiedades dinámicas de la estructura. Para la orientación de la vibración se consideró que la fachada de la calle Poniente 116 es la dirección X, mientras que la fachada de Av. Insurgentes es la dirección Y.

En la Tabla 13 se muestran las características dinámicas de la estructura antes y después del refuerzo. Se puede observar que para ambos casos el modo predominante es en dirección Y, mientras que el segundo modo de vibrar es en dirección X. Es importante mencionar que las vibraciones ambientales se realizaron teniendo una ocupación baja, por lo que la carga viva es mínima.

Tabla 13. Características dinámicas de la estructura antes y después del refuerzo

Modo de vibrar, s	Edificio sin reforzar (Lermo, 2018)		Edificio reforzado (Lermo, 2020)	
	Dirección	Periodo, s	Dirección	Periodo, s
1	Y	0.95	Y	0.90
2	X	0.91	X	0.83
3	Torsión	0.71	Torsión	0.65
4	Y	0.28	Y	0.26
5	X	0.26	X	0.25
6	Torsión	0.21	Torsión	0.20

De acuerdo con la vibración ambiental, el suelo tiene un modo fundamental de vibrar alrededor a 0.80 Hz o de 1.25 s con una amplificación relativa de 8 veces.

6.2.5 PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

Para conocer las propiedades mecánicas del suelo en donde se desplantó la estructura fue necesario realizar estudios de mecánica de suelos (Tecnocontrol, 2004), así como estudios geotécnico, geológico y geofísico (Seismocontrol, 2018). De acuerdo con dichos estudios se consideró que el sitio forma parte de la zona de lago presentando sismos que frecuentemente generan aceleraciones del terreno del orden de 140 cm/s^2 (Seismocontrol, 2018), contando con la primera capa dura a una profundidad de 21 m (Tecnocontrol, 2004).

Se realizó un sondeo profundo tipo mixto combinando el método de penetración estándar con el muestreo inalterado mediante tubos Shelby a una profundidad de 30 m. Así mismo, se realizó un sondeo a cielo abierto hasta una profundidad de 3.95 m. En la Tabla 14 se muestran las condiciones estratigráficas del sitio en donde se desplanta la estructura estudiada, se puede apreciar que el estrato duro se encuentra a partir de los 21 m de profundidad.

Tabla 14. Condiciones estratigráficas del sitio (adaptado de Tecnocontrol, 2004)

Estrato	Profundidad, m	Estratigrafía	No. de golpes por cada 30 cm de avance
1	0.00 a 0.60	Material de relleno a base de limo arenoso, color café con tono oscuro, en estado compacto, con gravas y gravillas, pedacería de tabique rojo.	22
2	0.60 a 3.40	Arcilla muy limosa arenosa color café con tono gris verdoso, en estado semi suave. (CL)	2 a 12
3	3.40 a 16.40	Arcilla lacustre limosa, color café con tono gris verdoso, rojizo en estado muy suave. (CL-MH)	2 a 12
4	16.40 a 21.00	Arcilla limosa, color café con tono gris verdoso, en estado semi compacto a compacto. (CL-MH)	8 a 45
5	21.00 a 29.90	Limo poco arenoso, color café con tono gris claro, en estado muy compacto. (MH)	>60

6.2.6 EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DEL SISMO DE 19/09/2017

El 19 de septiembre de 2017 a las 13:14:40 horas, se presentó un sismo intraplaca con magnitud de 7.1 Mw cuyo epicentro se localizó a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos. Debido a dicho evento la Ciudad de México sufrió cuantiosos daños en la infraestructura. Dentro de los edificios que sufrieron daños por el sismo del 19 de septiembre del 2017, se encuentra el edificio ubicado en Av. Insurgentes 1260.

De acuerdo con el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A. C. (CIRES) de las 73 estaciones que registraron aceleraciones debidas al sismo, el 31.5% presentó aceleraciones mayores a 120 cm/s^2 y el 67.1% presentó aceleraciones entre 50 cm/s^2 y 120 cm/s^2 . En la Figura 60 se presenta el mapa de las estaciones acelerométricas para el sismo del 19 de septiembre de 2017, se observa que la estación más cercana al edificio denominada LV17 y ubicada en el Parque deportivo Av. Lindavista, aproximadamente a 2 km de distancia, presentó una aceleración máxima de 123 cm/s^2 .

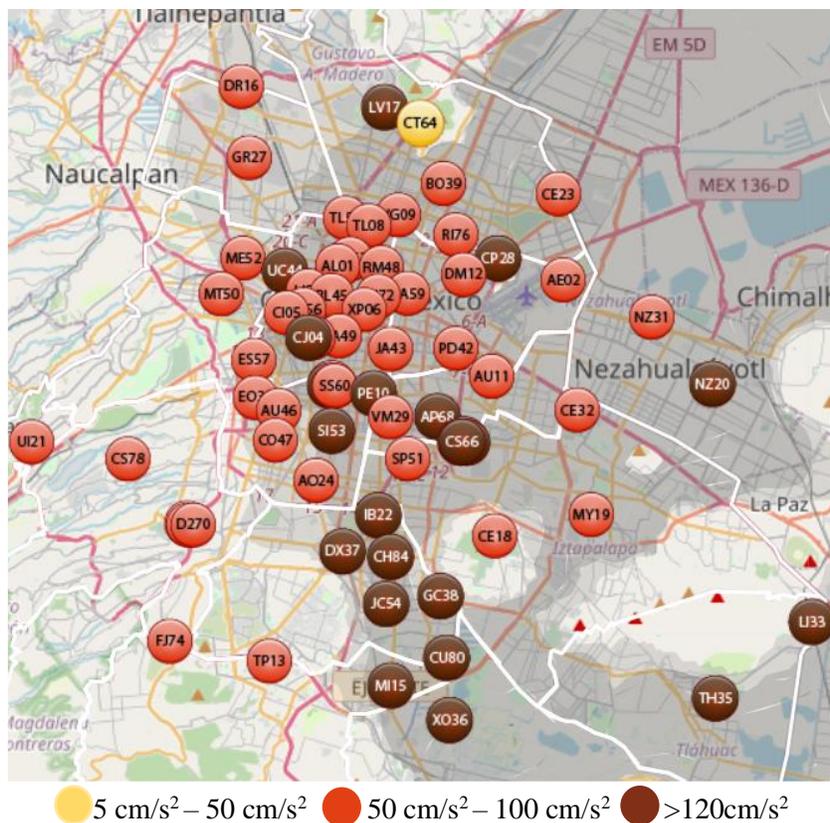


Figura 60. Estaciones acelerométricas para el sismo 19/09/2017 (adaptada de CIRES, 2021)

Derivado de una revisión posterior al sismo se observaron daños en los muros de mampostería como consecuencia de una ineficiente junta constructiva entre la superestructura y dichos elementos. En la Figura 61a se observa la fachada principal del edificio previo al sismo, por su parte en la Figura 61b se muestra el estado posterior al sismo, se observa el daño en el perímetro de los muros de mampostería, concentrándose en los niveles del 1 al nivel 6.



a) Estado de la fachada previo al sismo



b) Estado de la fachada posterior al sismo

Figura 61. Daño en la estructura derivado del sismo del 19 de septiembre de 2017

Los daños presentes en los muros de mampostería fueron desprendimiento de acabados, daño por cortante, tensión diagonal pura, deslizamiento del muro, agrietamiento vertical presente en la intersección de dos muros de mampostería. Se identificó una ineficiencia estructural debido a la falta de una junta constructiva entre el muro de mampostería y la superestructura.

6.2.7 MODELO NUMÉRICO

Se realizó un modelo numérico en el programa ETABS, basándose en la información recopilada por medio de memorias de cálculo, estudios, vibración ambiental y pruebas de laboratorio. A continuación, se describen las consideraciones tomadas para la realización del modelo numérico:

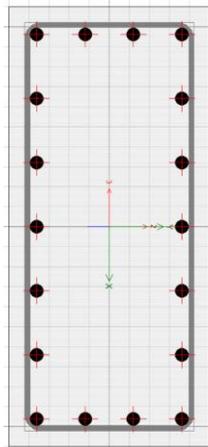
- **Modelación de elementos estructurales**

Para la modelación de los elementos estructurales tipo se utilizó la herramienta “Section Designer”, la cual permite modelar secciones complejas a partir de subsecciones regulares (triangulares, rectangulares y trapezoidales) llamadas fibras.

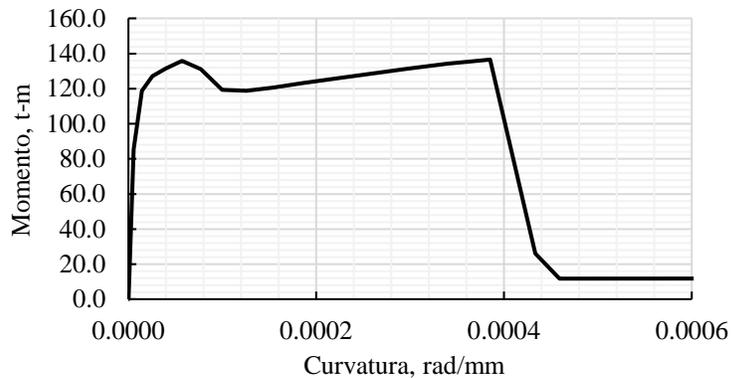
Los elementos tipo fibra son elementos finitos de área predefinida cuyo comportamiento es definido por el modelo constitutivo del material componente. Se eligieron las fibras por varias razones (NIST, 2017):

- Permiten modelar el comportamiento no lineal de secciones no convencionales cuyo comportamiento ha sido poco estudiado.
- Permiten realizar análisis más precisos que otro tipo de modelos.
- Permiten modelar el comportamiento no lineal de materiales componentes como concreto confinado, concreto no confinado, y acero.

A manera de ejemplo, en la Figura 62a se muestra la columna C-02 modelada por medio de fibras, mientras que en la Figura 62b se muestra su curva momento-rotación obtenida del programa empleado.



a) Modelación de columna por medio de fibras



b) Curvatura momento-rotación de la columna

Figura 62. Modelación de elementos tipo columna (adaptado de ETABS, 2022)

Por su parte, los elementos estructurales tipo trabe y pilotes de punta se modelaron por medio de barras. Los muros de concreto, losas de concreto y el sistema de piso fueron modelados con la herramienta “Shell thin” con un espesor equivalente.

Derivado de la vibración ambiental y de la revisión post-sísmica debido al sismo del 19 de septiembre de 2017 se concluyó que si bien, en el proyecto original los muros de mampostería estarían completamente desligados de la estructura, al momento de realizar la construcción se presentaron deficiencias en su junta constructiva, por lo que para términos del comportamiento global dichos elementos si aportan rigidez y resistencia lateral al sistema. Por lo anterior, se realizó su modelación por medio de un resorte equivalente del tipo “Multilinear Plastic”, con una rigidez efectiva lineal de 5.11 t/mm, considerando un tipo de histéresis tipo Pivot, con valores de α_1 y α_2 igual a 2.0, mientras que β_1 , β_2 y η tienen valores de 0.7, 0.7 y 0.5, respectivamente. La modelación de la mampostería por medio de un resorte equivalente se basó en los resultados experimentales obtenidos en “Modelación no lineal de muros de mampostería confinada” (Guerrero, 2020).

En la Figura 63 se puede observar una vista del modelo numérico. En la Figura 63a se muestra una vista en 3D de la estructura y en la Figura 63b se observa la fachada principal. En las imágenes las trabes y el sistema de piso se muestran en color gris, en color negro se muestran las columnas de concreto y las pilas de punta. Para el caso de los muros de concreto se pueden observar en color azul. Finalmente, en color rojo se muestra la modelación de los muros de mampostería.

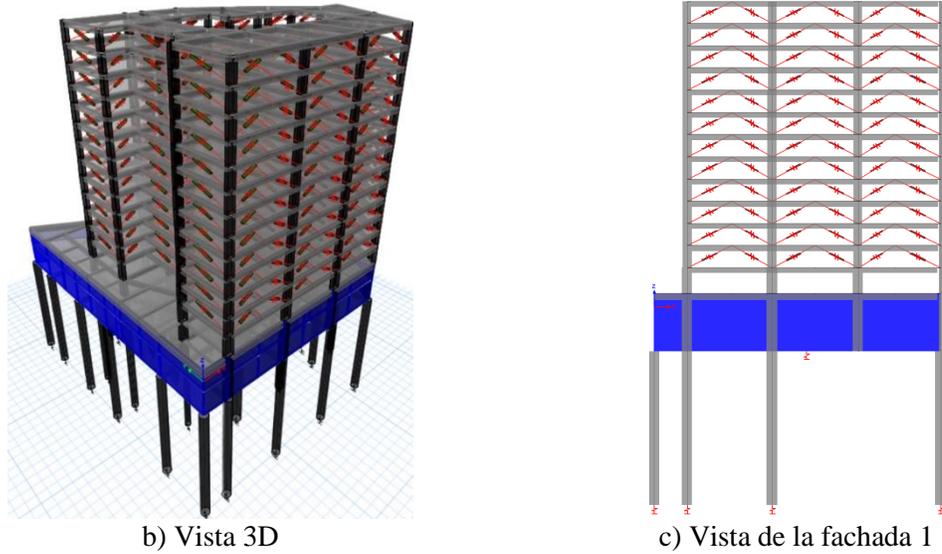


Figura 63. Modelo numérico de la estructura previo al refuerzo

- **Patrones y combinaciones de carga**

Los patrones considerados para el análisis siguen las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020), tal como se muestra en la Tabla 15.

Tabla 15. Cargas consideradas en el modelo numérico

Descripción	Entrepiso, kg/m ²			
	Sótano 1 y 2	Planta baja	Nivel 1 – 12	Azotea
Carga muerta adicional (SCM)	250	250	190	190
Carga Viva Máxima (CVMax)	250	250	190	100
Carga Viva Accidental (CVIns)	100	100	100	70

El espectro de diseño empleado para la revisión de la estructura en las condiciones previas al refuerzo es el mostrado en la Figura 55, el cual tiene un coeficiente sísmico de 0.12 g. Las combinaciones de diseño empleadas en el análisis se muestran en la Tabla 16, donde PP es el peso propio de la estructura, SCM es la sobrecarga muerta de la estructura, CVMax es la carga viva máxima, CVIns es la carga viva instantánea, Sx es la carga lateral debida al sismo en dirección X y Sy es la carga lateral debida al sismo en dirección Y.

Tabla 16. Combinaciones de diseño

Combinación	Descripción
NTC-01	1.3 PP + 1.3 SCM + 1.5 CVMax
NTC-02	1.0 PP + 1.0 SCM + 1.0 CVIns + 1.0 Sx
NTC-03	1.0 PP + 1.0 SCM + 1.0 CVIns + 1.0 Sy
NTC-04	1.1 PP + 1.1 SCM + 1.1 CVIns + 1.1 Sx + 0.33 Sy
NTC-05	1.1 PP + 1.1 SCM + 1.1 CVIns + 1.1 Sx - 0.33 Sy
NTC-06	1.1 PP + 1.1 SCM + 1.1 CVIns - 1.1 Sx + 0.33 Sy
NTC-07	1.1 PP + 1.1 SCM + 1.1 CVIns - 1.1 Sx - 0.33 Sy
NTC-08	1.1 PP + 1.1 SCM + 1.1 CVIns + 0.33 Sx + 1.1 Sy
NTC-09	1.1 PP + 1.1 SCM + 1.1 CVIns + 0.33 Sx - 1.1 Sy
NTC-10	1.1 PP + 1.1 SCM + 1.1 CVIns - 0.33 Sx + 1.1 Sy
NTC- 11	1.1 PP + 1.1 SCM + 1.1 CVIns + 0.33 Sx - 1.1 Sy

- **Interacción suelo-estructura (ISE)**

La interacción suelo-estructura se consideró de acuerdo con lo estipulado en el capítulo 8 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (NTC,2020). En dichas normas se propone calcular las propiedades equivalentes de un oscilador de remplazo, mismas que están en función de las rigideces y amortiguamientos dinámicos empleando el periodo de vibrar, el amortiguamiento y el factor de comportamiento sísmico. Dicho análisis se considera solo en los ejes ortogonales de la estructura, por lo que se calcula el cortante basal para sus modos fundamentales. Finalmente, la respuesta de la estructura sin considerar los efectos de interacción suelo-estructura se multiplican por el cociente del cortante basal del oscilador de remplazo.

Para poder considerar la interacción suelo-estructura se deben conocer las siguientes características del suelo: el periodo del suelo (T_s), el peso volumétrico del suelo (γ_s), la densidad del suelo (ρ_s), la profundidad de la segunda capa dura del sitio donde se desplanta la estructura (H_s), el coeficiente de Poisson del suelo (ν_s), la velocidad efectiva de las ondas de corte (V_s), el módulo de rigidez al corte del suelo (G_s) y el porcentaje de amortiguamiento crítico del suelo (ζ_s). Dichos valores fueron obtenidos del estudio de mecánica de suelos (Tecnocontrol, 2004), así como estudios geotécnico, geológico y geofísico (Seismocontrol, 2018).

En la Tabla 17 se muestran las propiedades de los resortes de punta empleados para poder modelar la interacción suelo-estructura.

Tabla 17. Propiedades de los resortes de ISE (adaptado de García, 2021)

Dirección de resorte	Elemento	Rigidez, t/mm
Rotacional en X	-	238.70
		117.78
Rotacional en Y	-	215.60
		290.75
Vertical	Pila (diámetro de 1.0 m)	115.94
	Pila (diámetro de 1.2 m)	119.62
	Pila (diámetro de 1.4 m)	122.76
	Pila (diámetro de 1.6 m)	125.47
	Muro (espesor de 1.38 m)	122.49

A manera de ejemplo, en la Figura 64 se muestra la fachada 1 de la estructura con la modelación de la ISE. Se aprecia en color gris la superestructura, muros de concreto y los pilotes de punta, mientras que en círculos con línea discontinua color azul se muestran los resortes equivalentes para la ISE, tanto los rotacionales como los verticales.

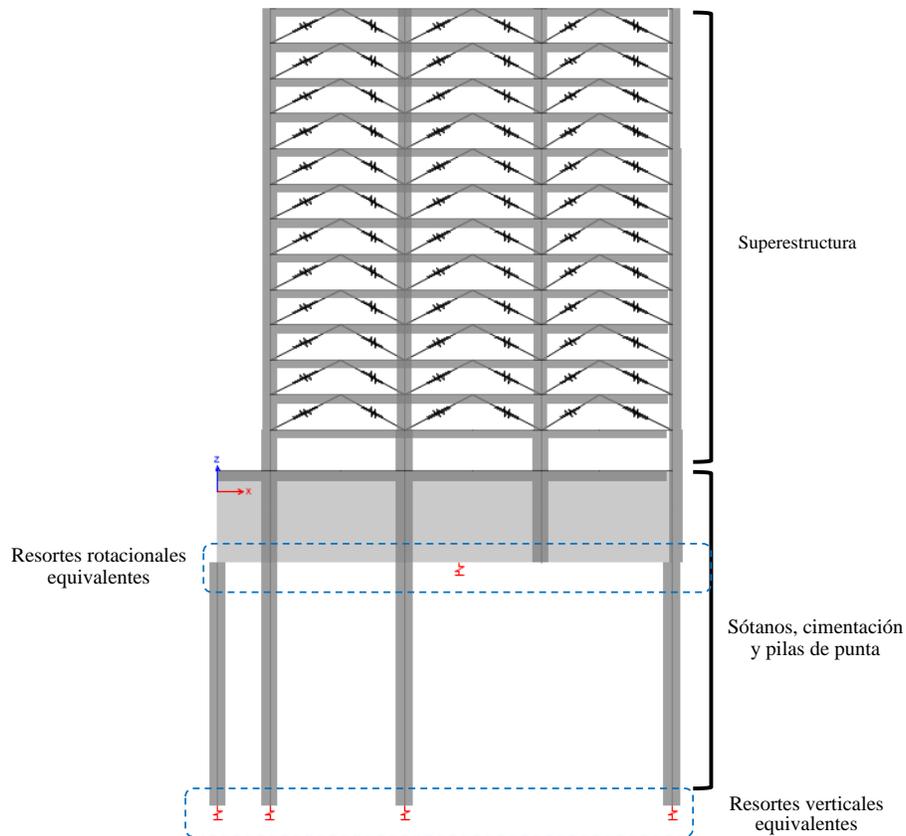


Figura 64. Modelación de la ISE (adaptado de García, 2021)

- **Análisis dinámico no lineal paso a paso**

Ya que México es un país altamente sísmico, es recomendable realizar análisis que contemplen las acciones sísmicas posibles a las que estará sometida la estructura en su vida útil. Metodologías como el Análisis dinámico no lineal o el Análisis dinámico incremental (IDA) apoyan al ingeniero para conocer el rendimiento estructural bajo cargas sísmicas.

- Estudio del comportamiento de la estructura ante diferentes intensidades de registros sísmicos.
- Mejor comprensión de la variación de las propiedades físicas y el comportamiento de la estructura (degradación de rigidez, distorsiones máximas de entrepiso, fuerzas aplicadas y sus patrones).
- Estimación de la capacidad dinámica de la estructura.
- Mejor comprensión de las implicaciones estructurales ante intensidades sísmicas poco frecuentes.

Para entender el comportamiento no lineal del edificio, se realizó un Análisis Dinámico No Lineal de acuerdo con las recomendaciones vigentes en la Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020). Para realizarlo fue necesario obtener el espectro elástico, los espectros de peligro uniforme, los espectros de diseño y los acelerogramas sintéticos. Dicha información fue obtenida del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID, 2021).

En la Figura 65 se muestra la información que se obtuvo del SASID para la ubicación de la estructura (Latitud 19.477423, Longitud -99.133110). Se aprecia que el periodo dominante del suelo es $T_s = 1.1s$, el coeficiente sísmico elástico en la zona de la meseta es 992 cm/s^2 , mientras que el resto de los coeficientes de diseño tienen los siguientes valores: a_0 es igual a 293 cm/s^2 . T_a y T_b es igual a $0.8 s$ y $1.8 s$, respectivamente. El factor de hiperestaticidad (k_1) es de 1.25 , mientras que el grupo de importancia es B . Finalmente el factor de irregularidad y el factor k es de 0.7 y 0.373 , respectivamente. Se puede apreciar a su vez los espectros de diseño para diferentes valores de comportamiento sísmico.

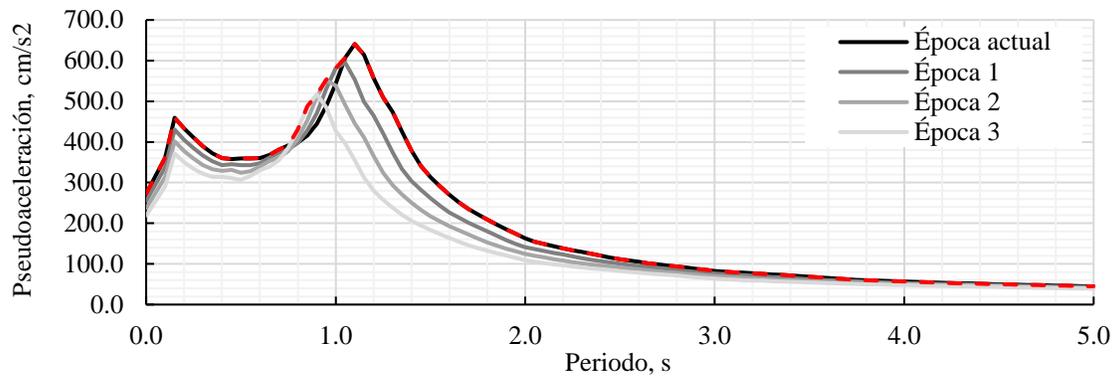
Una vez que se cuenta con los espectros de referencia, la herramienta SASID (SASID, 2021) brinda los espectros de peligro uniforme y los acelerogramas sintéticos con los cuales se realiza el Análisis Dinámico No Lineal.



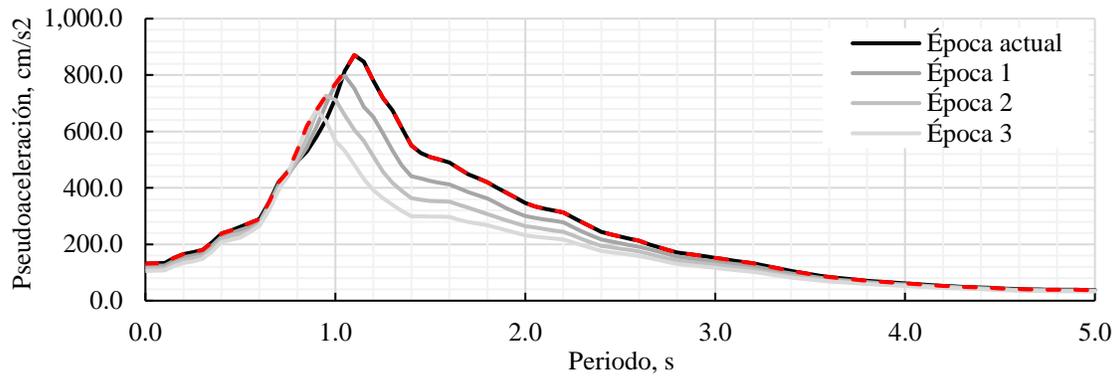
Figura 65. Obtención de información para el análisis dinámico no lineal (SASID, 2021)

Los espectros de peligro uniforme (EPU) se muestran en la Figura 66. Se puede observar que se clasifican de acuerdo con la fuente sísmica: subducción y profundidad intermedia. Para cada fuente sísmica se tienen cuatro espectros de peligro uniforme de cuatro diferentes épocas, esto debido a la rigidización del suelo de la Ciudad de México como consecuencia de la extracción de agua subterránea. En línea discontinua color rojo se muestra la envolvente para los cuatro espectros.

Los acelerogramas sintéticos al igual que los EPU están clasificados de acuerdo con la fuente sísmica, para los acelerogramas de subducción se tienen 8 parejas, mientras que para los acelerogramas de profundidad intermedia se tienen 4 parejas. A los acelerogramas sintéticos, se les realizó primero una corrección de línea base normal. Después un filtro tipo pasa-banda para un intervalo de frecuencias entre 0.1 y 20 Hz (considerando un número de polos igual a 8). Y, finalmente, se aplica un taper cosenoidal del 5% a la señal. En la Tabla 18 se muestra la información de los acelerogramas sintéticos.



a) Profundidad intermedia



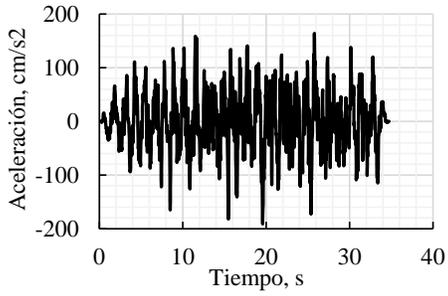
b) Subducción

Figura 66. Espectros de peligro uniforme para ambas fuentes

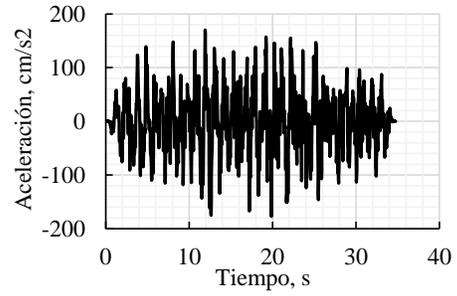
Tabla 18. Acelerogramas sintéticos obtenidos de SASID (2021)

Registro	Fuente sísmica	Puntos	Aceleración máxima, de canal 1, cm/s ²	Aceleración máxima de canal 2, cm/s ²
1	Profundidad intermedia	32,768	196.0	185.0
2	Profundidad intermedia	32,768	175.0	162.0
3	Profundidad intermedia	32,768	188.0	180.0
4	Profundidad intermedia	32,768	152.0	168.0
5	Subducción	32,768	172.0	166.0
6	Subducción	32,768	166.0	137.0
7	Subducción	32,768	158.0	204.0
8	Subducción	32,768	173.0	171.0
9	Subducción	32,768	128.0	133.0
10	Subducción	32,768	158.0	160.0
11	Subducción	32,768	121.0	140.0
12	Subducción	32,768	142.0	132.0

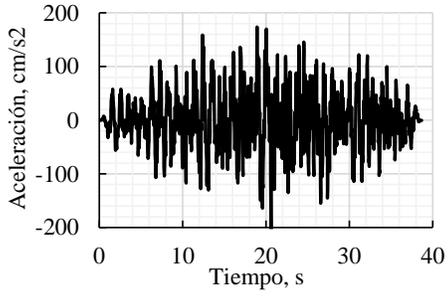
En la Figura 67 muestran las 12 parejas de acelerogramas sintéticos empleados en el análisis dinámico no lineal.



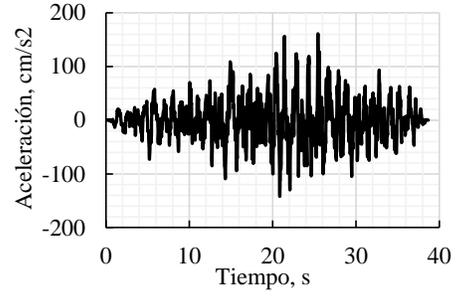
a) Registro 1, dirección X



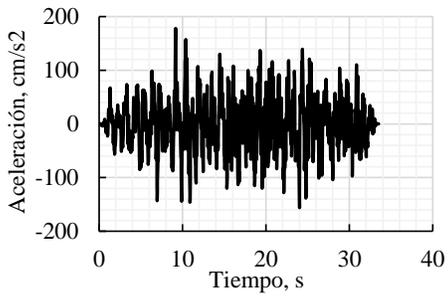
b) Registro 1, dirección Y



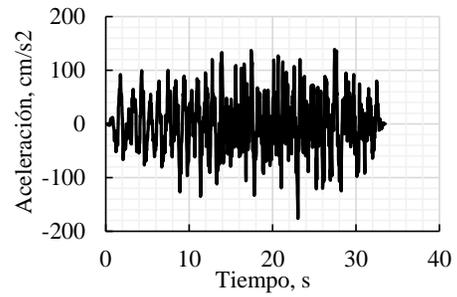
c) Registro 2, dirección X



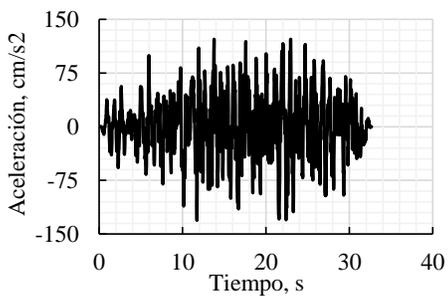
d) Registro 2, dirección Y



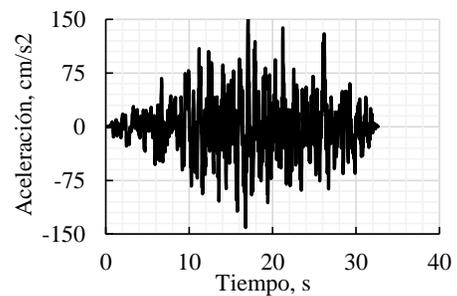
e) Registro 3, dirección X



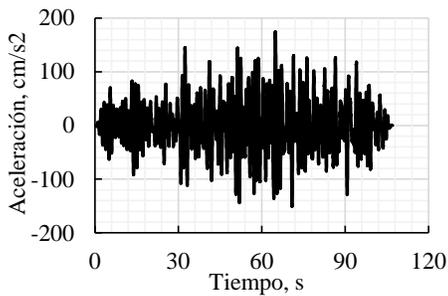
f) Registro 3, dirección Y



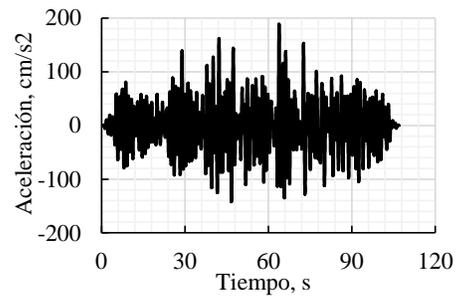
g) Registro 4, dirección X



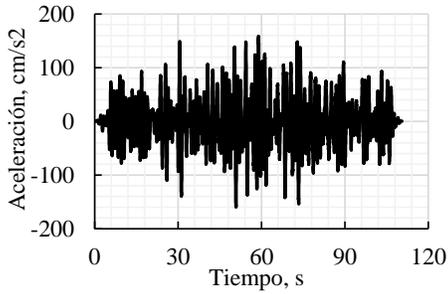
h) Registro 4, dirección Y



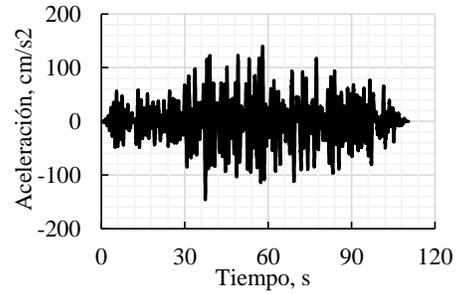
i) Registro 5, dirección X



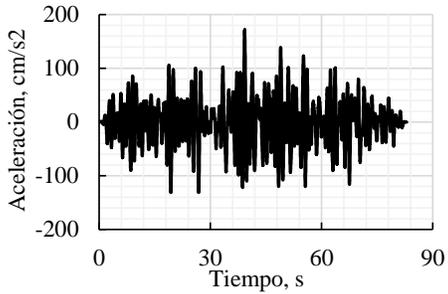
j) Registro 5, dirección Y



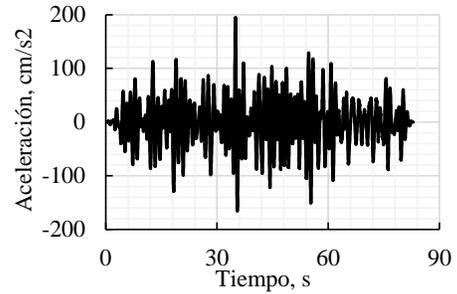
k) Registro 6, dirección X



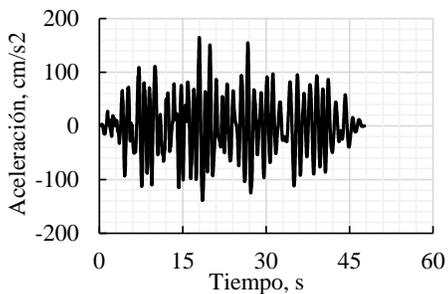
l) Registro 6, dirección Y



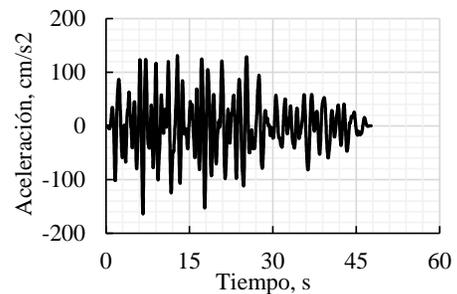
m) Registro 7, dirección X



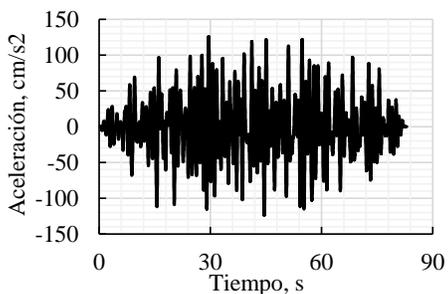
n) Registro 7, dirección Y



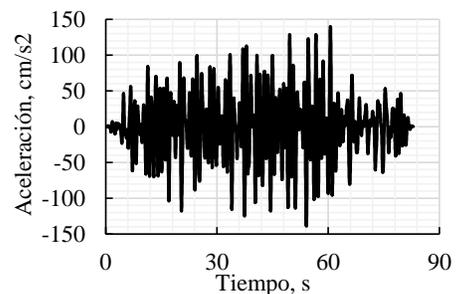
o) Registro 8, dirección X



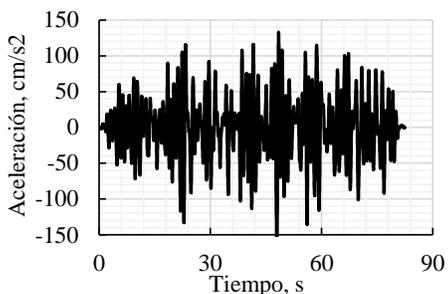
p) Registro 8, dirección Y



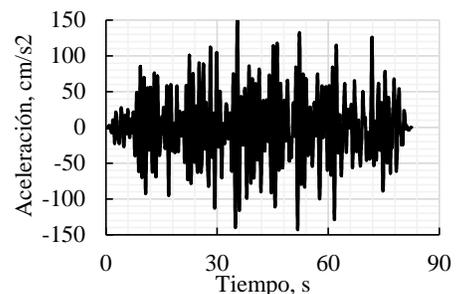
q) Registro 9, dirección X



r) Registro 9, dirección Y



s) Registro 10, dirección X



t) Registro 10, dirección Y

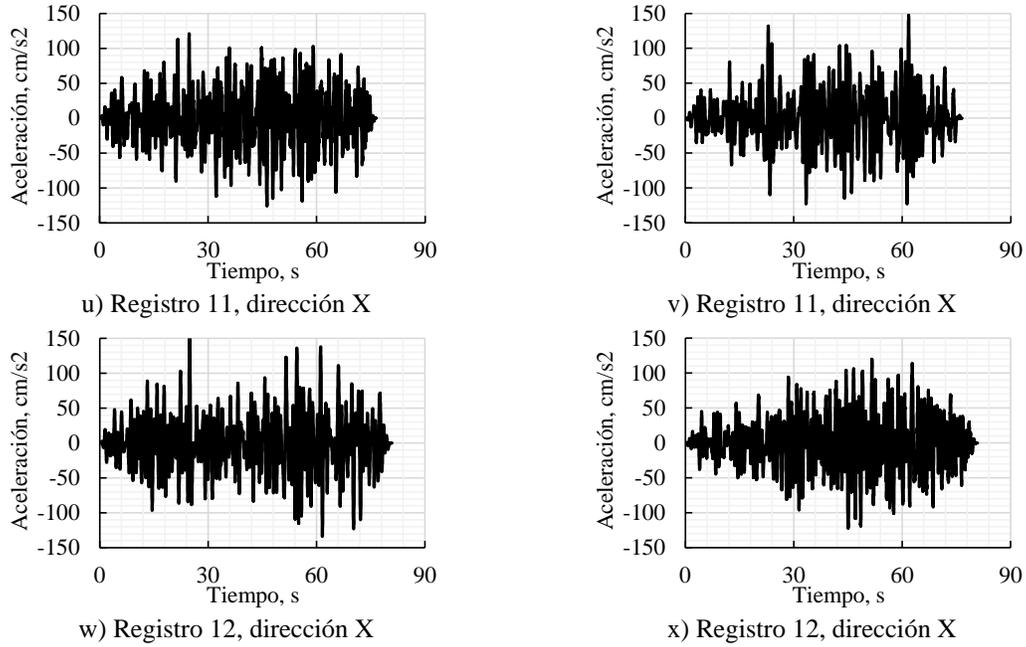


Figura 67. Acelerogramas sintéticos obtenidos de SASID (2021)

La Figura 68 muestra los espectros de pseudo-aceleración para cada pareja de acelerogramas sintéticos (línea gris) y el promedio de todos (línea negra).

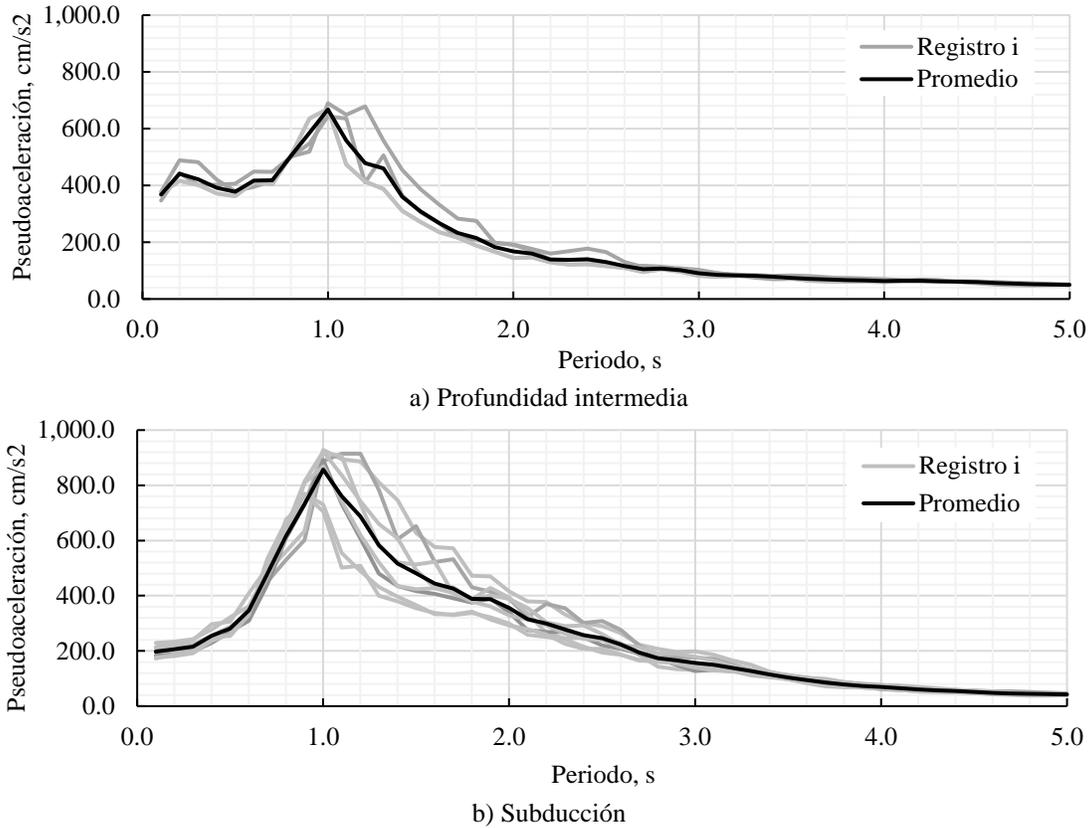


Figura 68. Espectros de pseudo-aceleración para acelerogramas sintéticos

De acuerdo con los requerimientos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC, 2020), el promedio de los espectros de pseudo-aceleración, deben ser similares a la envolvente de los cuatro espectros de peligro uniforme (EPU) para un intervalo de 0.1 y 1.5 veces el periodo fundamental de vibración de la estructura. Debido a que la estructura tiene un periodo fundamental igual a 0.96 s, el intervalo de interés se ubica entre 0.09 s y 1.44 s. En la Figura 69 se muestra la comparación entre los EPU de cada época y el promedio de los espectros de pseudo-aceleración, se puede observar que para el intervalo de interés los espectros son similares.

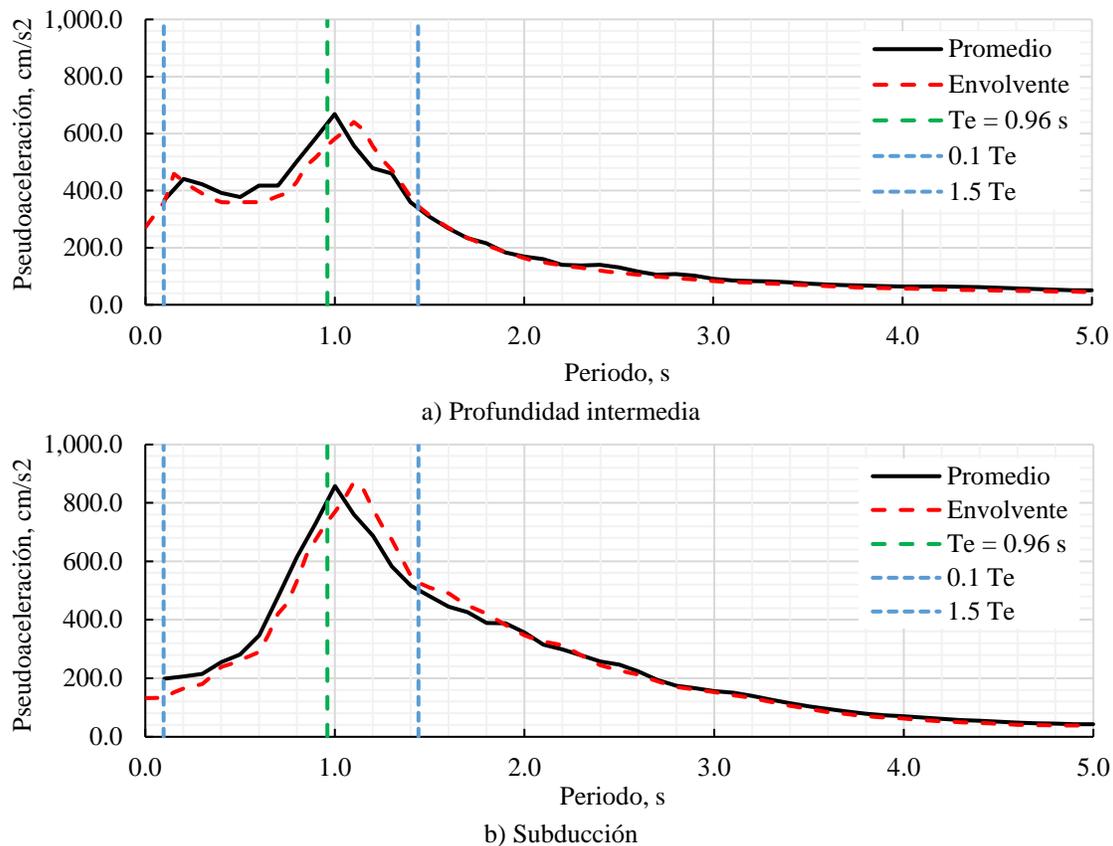


Figura 69. Comparación de EPU y espectro de pseudo-aceleración promedio

6.2.8 RESULTADOS

A continuación, se muestran los resultados del análisis para la estructura previo al refuerzo.

- **Modos de vibrar**

Los modos de vibrar de la estructura se muestran en la Figura 70. Se aprecia que el primer modo de vibrar es en dirección Y con un valor de 0.96 s. Por su parte, el segundo modo tiene un valor de 0.89 s. Finalmente, el tercer modo de vibrar es en forma torsional con un valor de 0.74 s.

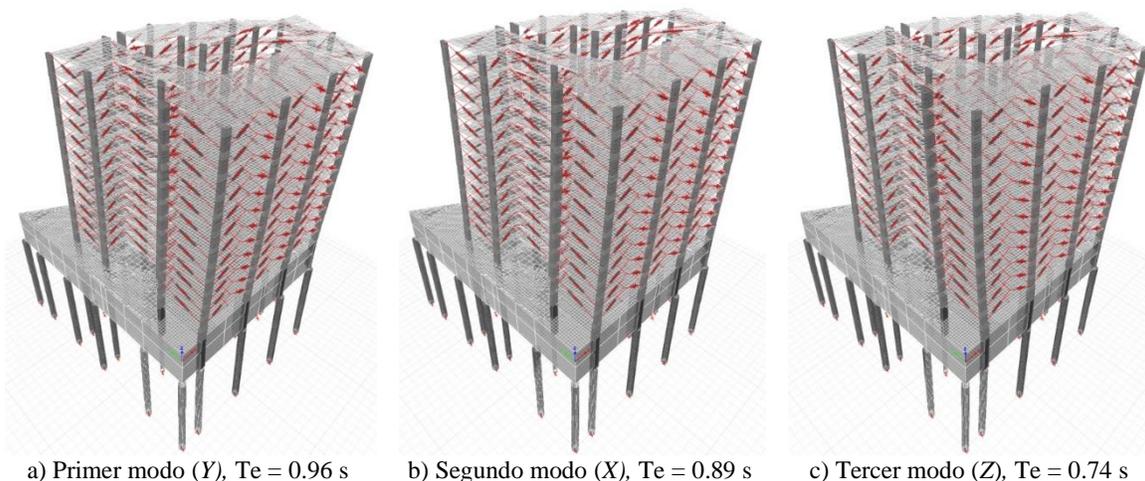


Figura 70. Modos de vibrar de la estructura

Por su parte, en la Tabla 19 se muestra la comparación entre los modos de vibrar obtenidos en el modelo numérico y los obtenidos en la vibración ambiental (Lermo, 2018). Se observa que las diferencias en los primeros tres modos de vibrar son menores al 5%, mientras que para los segundos modos de vibrar la variación oscila entre 0% y 12.5%

Tabla 19. Comparación entre los modos de vibrar obtenidos

Modo	Periodo, s (Modelo numérico)	Periodo, s (Lermo, 2018)	Variación
1	0.96	0.95	1.0%
2	0.89	0.91	2.1%
3	0.74	0.71	4.0%
4	0.28	0.28	0.0%
5	0.27	0.26	3.7%
6	0.24	0.21	12.5%

- **Revisión de la capacidad de los elementos estructurales**

Se realizó una revisión de la capacidad de los elementos estructurales tanto trabes como columnas con la herramienta de diseño que cuenta el programa ETABS y siguiendo lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020). En la Figura 71 se muestra en código de colores la relación entre la demanda y la capacidad de los elementos estructurales, en color cian se muestra los elementos que tienen una relación entre 0.40 y 0.50, los elementos que se presentan en color verde cuentan con una relación entre 0.51 y 0.70. Por su parte, los elementos que tienen una relación entre 0.71 y 0.90 se muestran en color amarillo. Para la relación entre 0.91 y 1.00 los elementos se presentan en color morado. Finalmente, todos los elementos que tienen una relación entre la demanda y capacidad mayor a la unidad se presentan en color rojo.

Del total de columnas se encontró que el 34.9% superan su capacidad. Por su parte, el 32.0% tienen una relación entre 0.71 y 1.00. El resto de las columnas equivalente al 33.1% presentan una relación que oscila entre el 0.40 y 0.70.

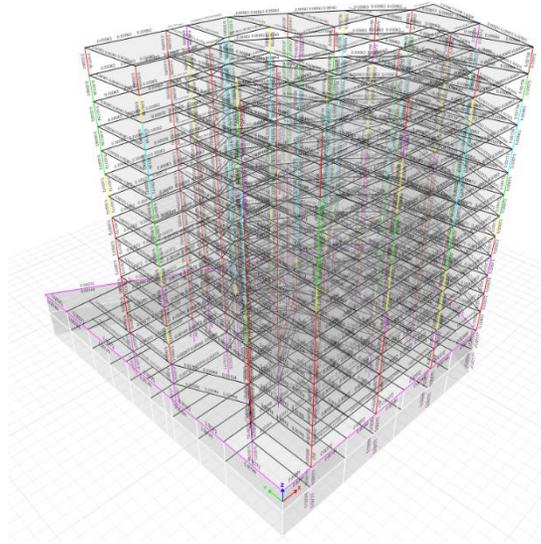


Figura 71. Revisión de la capacidad estructural de los elementos

- **Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso**

Se realizó la revisión de los desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso siguiendo lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020). En la Figura 72a se muestran las curvas de desplazamiento lateral de la estructura en ambas direcciones de estudio, se aprecia que el desplazamiento máximo es de 72.9 cm y 83.9 cm en dirección X y Y, respectivamente. Por su parte, en la Figura 72b se muestra las curvas de distorsión de entrepiso, se observa que la distorsión máxima es de 2.49% y 2.68%, excediendo la distorsión permisible de acuerdo con la reglamentación vigente en 1.24 y 1.34 veces en dirección X y Y, respectivamente.

Para la obtención de los desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso se consideró un factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 4.0, mientras que el factor de sobre-resistencia se consideró de 2.0.

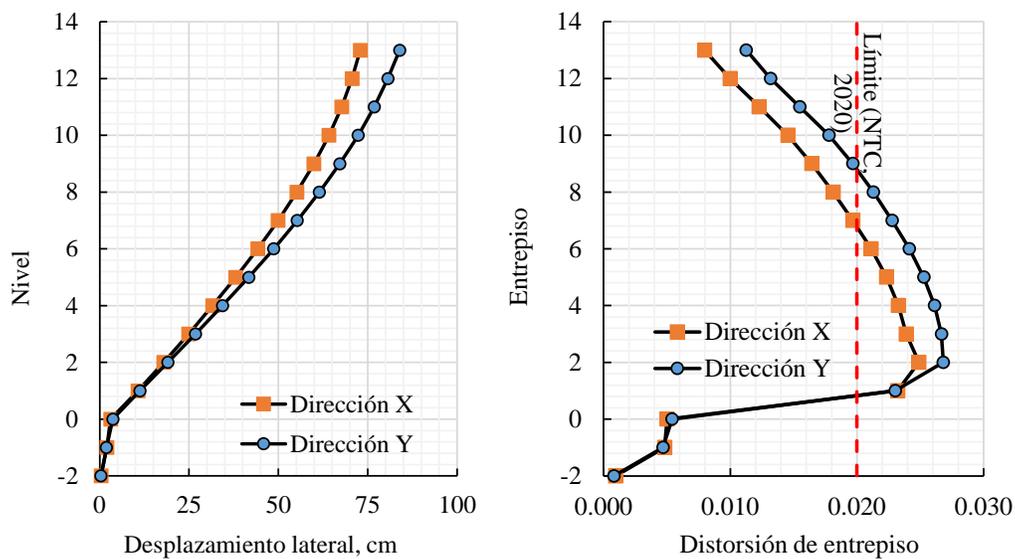


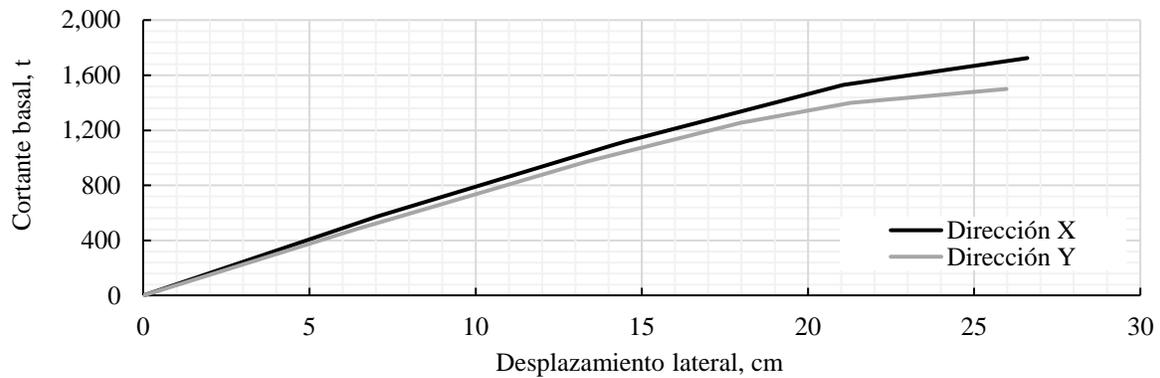
Figura 72. Revisión de desplazamientos y distorsiones laterales

- **Curva de capacidad**

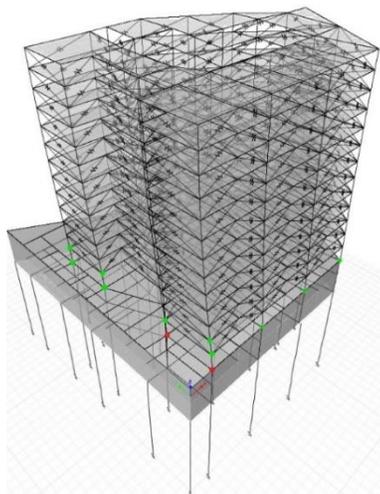
Para conocer la capacidad de deformación de la estructura, se realizó un análisis estático no lineal empleando un patrón de cargas proporcional a la forma modal de acuerdo con la dirección de análisis.

Para poder representar el comportamiento no lineal de las secciones se utilizaron articulaciones que representaron la relación entre la carga axial y el momento en el elemento (tipo “Fiber-P-M2-M3”), cortante en ambas direcciones del elemento (“Shear V2” y “Shear V3”). Estas permiten simular la influencia que tienen las cargas aplicadas en los elementos estructurales, tomando en cuenta los efectos de flexión, cortante y carga axial. Las articulaciones plásticas se ubicaron al 5% y 95% de la longitud de cada elemento.

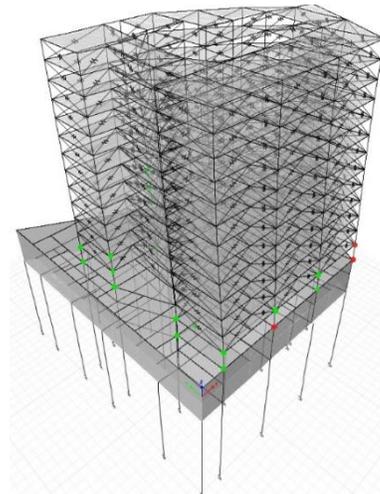
En la Figura 73a se muestra la curva de capacidad de la estructura. Se aprecia que el desplazamiento máximo es de 26.6 cm y 25.9 cm a un cortante máximo de 1,725 t y 1505 t en dirección X y Y, respectivamente. De acuerdo con el desplazamiento lateral obtenido, la estructura no sería capaz de soportar la demanda sísmica. La condición final del análisis estático no lineal se muestra en la Figura 73b y Figura 73c, se aprecian articulaciones plásticas como círculos color verde y rojo, se observa que la estructura tiene un comportamiento frágil a momento en las columnas de planta baja y del primer nivel, ya que a niveles bajos de deformación lateral (menos del 1.0% de distorsión de entrepiso) ya presentan articulaciones plásticas.



a) Curva de capacidad



b) Estado final del análisis en dirección X



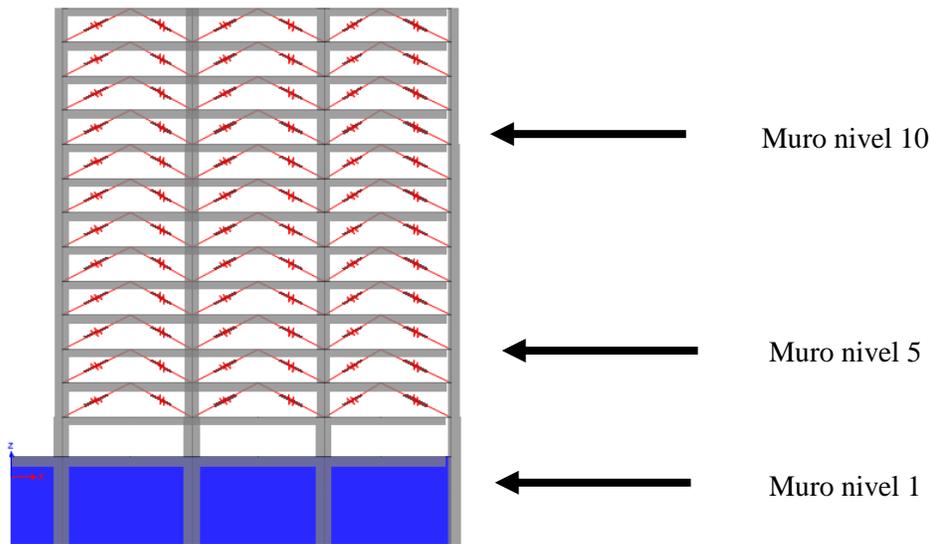
c) Estado final del análisis en dirección Y

Figura 73. Curva de capacidad de la estructura previo al refuerzo

- **Análisis dinámico no lineal**

Debido a que la estructura fue diseñada con un coeficiente de aproximadamente menor al que se realizó la revisión, la estructura original no es capaz de soportar los niveles de demanda sísmica. Para poder conocer a que porcentaje del espectro de diseño actual la estructura es capaz de soportar, se escalaron los acelerogramas sintéticos hasta presentar una distorsión máxima de entrepiso menor a la permitida en las Normas Técnicas Complementarias (2.0% de distorsión de entrepiso) y hasta que la estructura fue capaz de tener la resistencia necesaria para dicho escenario. Al escalar los acelerogramas sintéticos se observó que escalando los acelerogramas sintéticos al 25%, la estructura original es capaz de soportar dichas demandas.

En la Figura 74 se muestran curvas de histéresis de tres de los muros de mampostería de la fachada 1 que presentaron mayor daño en el sismo del 19 de septiembre de 2017. En la Figura 74a se muestra la ubicación de los muros evaluados, mientras que en la Figura 74b se muestran sus curvas de histéresis. Se observa que para el muro del primer nivel el desplazamiento axial es de 4.1 mm, presentando un comportamiento dentro de su intervalo lineal. Por su parte para los muros del nivel 5 y nivel 10 el comportamiento presentó inclusión en su intervalo no lineal, teniendo desplazamientos axiales máximos de 20.8 mm y 17.2 mm, respectivamente. Al incurrir en el intervalo no lineal de la mampostería se esperarían daños mayores en dichos elementos, lo cual fue confirmado en la evaluación post-sísmica que se le realizó al edificio, encontrando que los mayores daños fueron del nivel 1 al 6.



a) Ubicación de los muros de mampostería

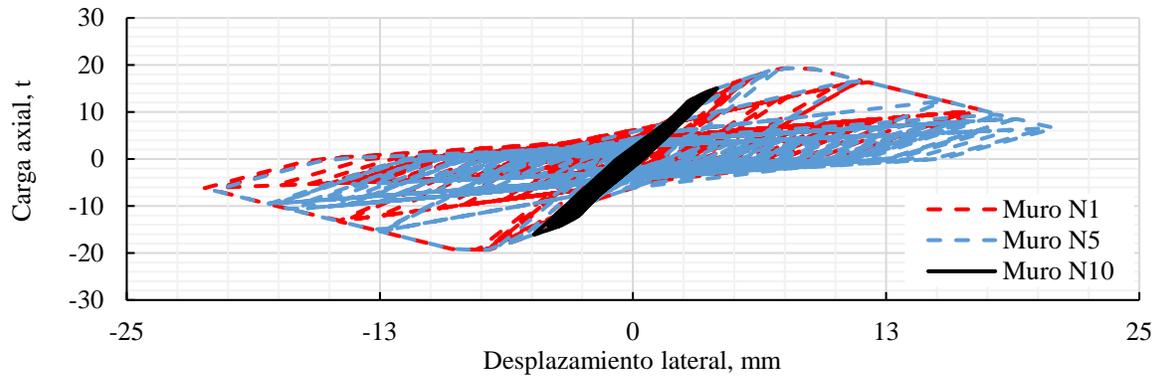


Figura 74. Histéresis de muros de mampostería

6.3 REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL

Para cumplir con los requisitos del reglamento de construcción, fue necesario reforzar la estructura para controlar las distorsiones de entrepiso, así como brindar la capacidad suficiente a los elementos estructurales. Por lo anterior, fue necesario realizar un refuerzo en diferentes partes del edificio para poder cumplir satisfactoriamente con lo solicitado. Los elementos intervenidos fueron los siguientes: columnas, disipadores de energía, muros de mampostería y cimentación.

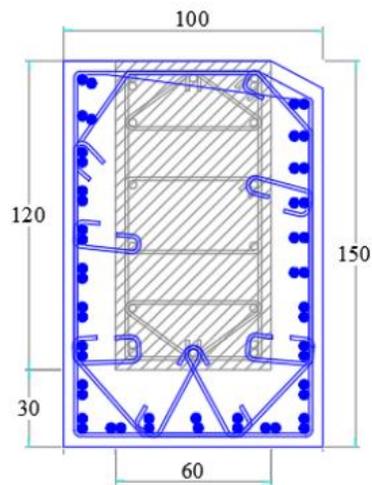
6.3.1 COLUMNAS

Derivado de la revisión de la capacidad de los elementos estructurales, se concluyó que más del 34.9% de las columnas requerían un refuerzo para incrementar su capacidad ante las demandas inducidas por el sismo de diseño. Por ello, se emplearon tres diferentes tipos de refuerzo: incremento de secciones transversales, emplacado de columnas, refuerzo con ángulos y soleras y capiteles. Dicho refuerzo se realizó en su mayoría en las columnas perimetrales del edificio, debido a que son los elementos estructurales que presentaron un incremento en su carga axial debido a que en ellos se conectaron los dispositivos disipadores de energía.

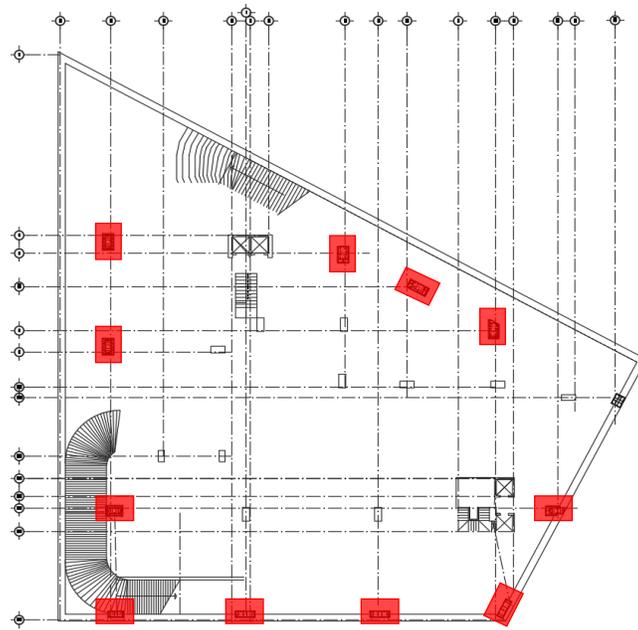
- **Incremento de secciones transversales**

Se incrementó las secciones transversales de las columnas del nivel de sótano 2 a planta baja. Los incrementos oscilan de 20 cm a 50 cm por lado y el empleo de al menos 24 varillas del número 12. El concreto empleado es de 350 kg/cm².

A manera de ejemplo de la Figura 75 se muestran algunos incrementos de sección para las columnas. Se observa del lado izquierdo (Figura 75a) en color gris la columna original y en color azul el incremento debido al refuerzo estructural. Por su parte, en la Figura 75b se muestra la ubicación de las columnas que presentan este tipo de refuerzo encerradas en un rectángulo color rojo.



a) Columna C-6

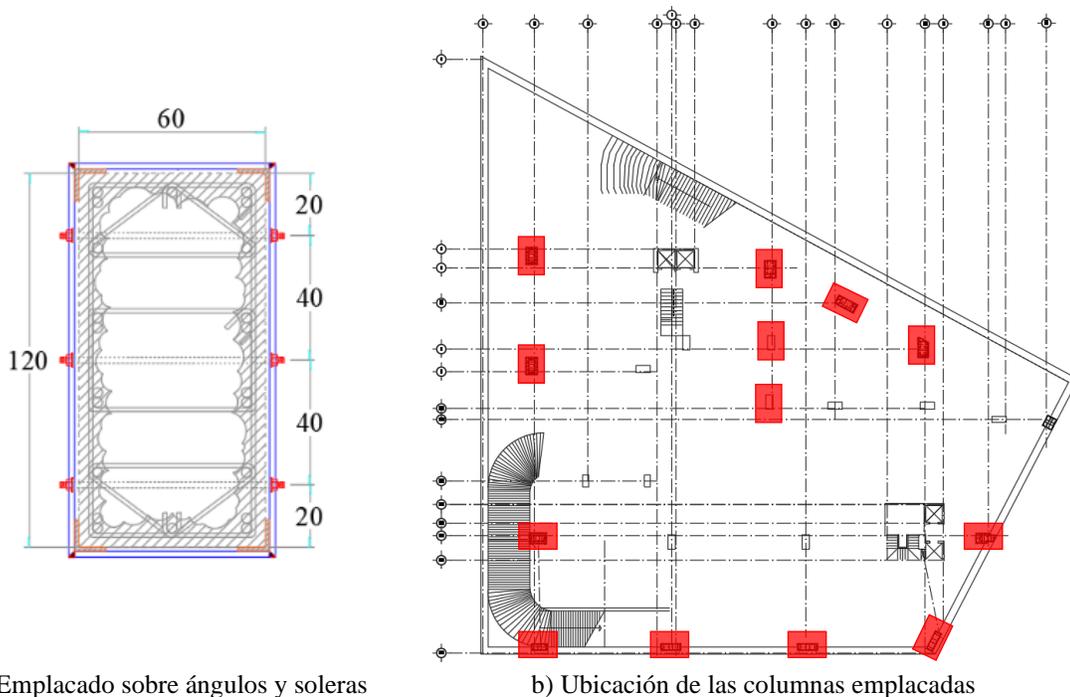


b) Ubicación de las columnas con incremento de sección

Figura 75. Incremento de secciones transversales en columnas

- **Emplacado de columnas**

Se reforzaron columnas por medio de un emplacado de acero con espesor de 1.9 cm y un esfuerzo de fluencia de 3,515 kg/cm² del nivel 1 al nivel 2. Se realizaron dos formas de emplacado: la primera sobre un refuerzo previo de ángulos y soleras y el segundo fue directamente sobre las caras de la columna. En la Figura 76a se muestra un ejemplo de una columna emplacada sobre ángulos y soleras, se observa que las placas (color azul) descansan sobre los ángulos (color naranja) que a su vez descansan sobre la cara de la columna. Por su parte, en la Figura 76b se muestra la ubicación de las columnas intervenidas con este método.



a) Emplacado sobre ángulos y soleras

b) Ubicación de las columnas emplacadas

Figura 76. Emplacado de columnas

- **Refuerzo con ángulos y soleras**

Las columnas restantes perimetrales se reforzaron con ángulos y soleras. La sección de los ángulos es LI 4" x 1/2", mientras que las soleras fueron de 1" x 1/4" y de 4" x 1/2". Para ambos casos el acero estructural cuenta con un esfuerzo a la fluencia de 2,530 kg/cm² y cumplen con la norma ASTM-36. Entre las soleras y la columna se agregó concreto de baja compactación para garantizar una correcta distribución de esfuerzos entre los ángulos, las soleras y la columna de concreto. En la parte superior e inferior de la columna se colocaron ángulos es LI 4" x 1/2" conectados a anclajes tipo HILTI-Z con un diámetro de 1/2" y profundidad de 4" x 1/2" con un adhesivo HILTI-HY200.

En la Figura 77a se muestra la vista frontal de una columna intervenida con ángulos y soleras, en color azul se muestran los ángulos de sección LI 4" x 1/2", mientras que en color verde y color amarillo se muestran las soleras de 1" x 1/4" y de 4" x 1/2". En color rojo se muestran los conectores empleados para conectar el refuerzo de la columna con el sistema de piso y las traveses de concreto. Finalmente, en la Figura 77b se muestra la ubicación de las columnas reforzadas con este método en rectángulos color rojo.

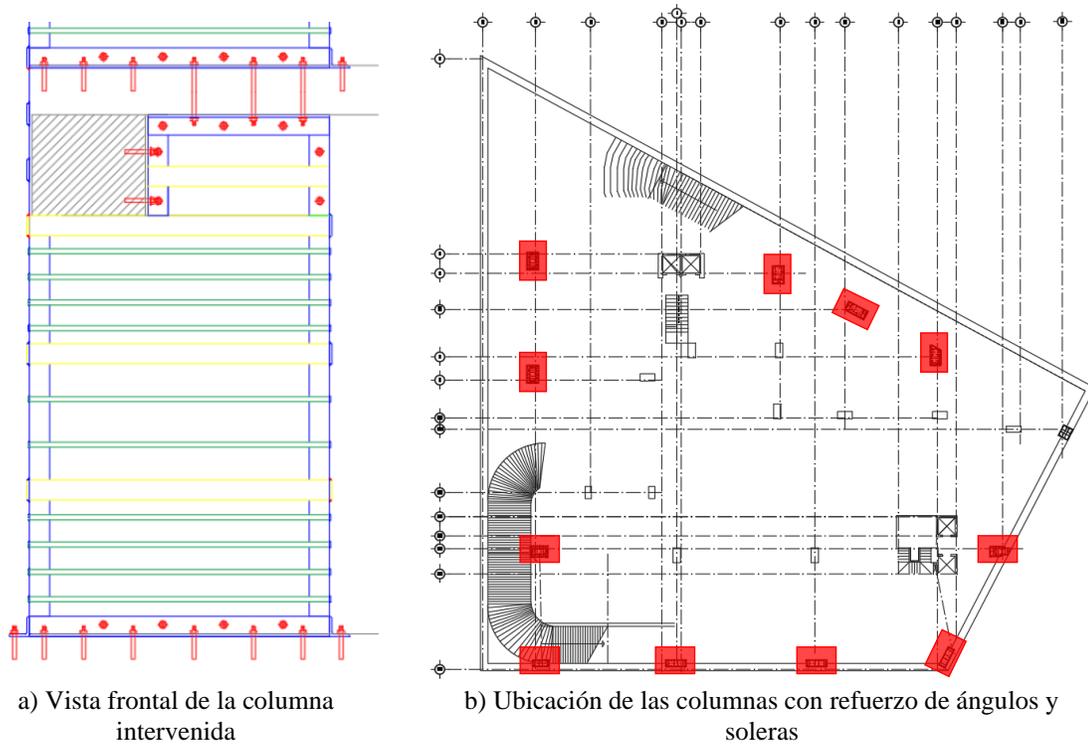
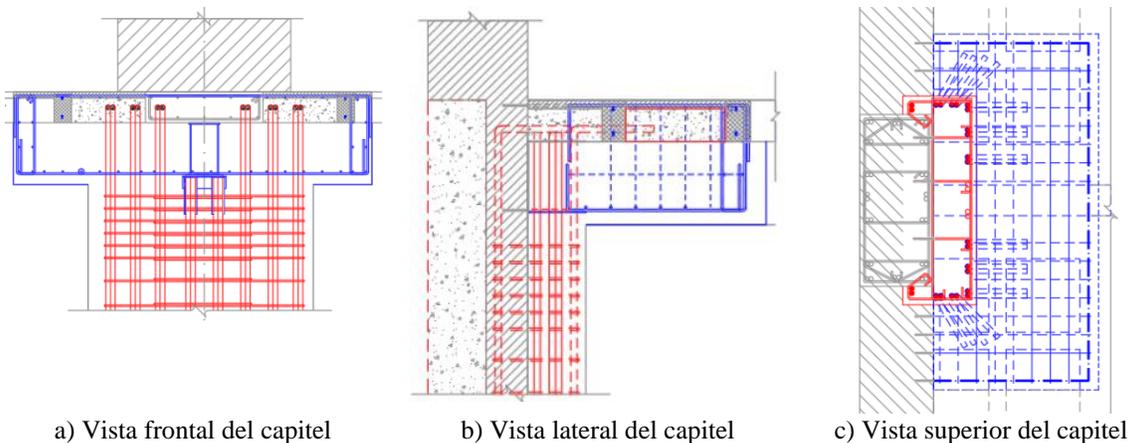
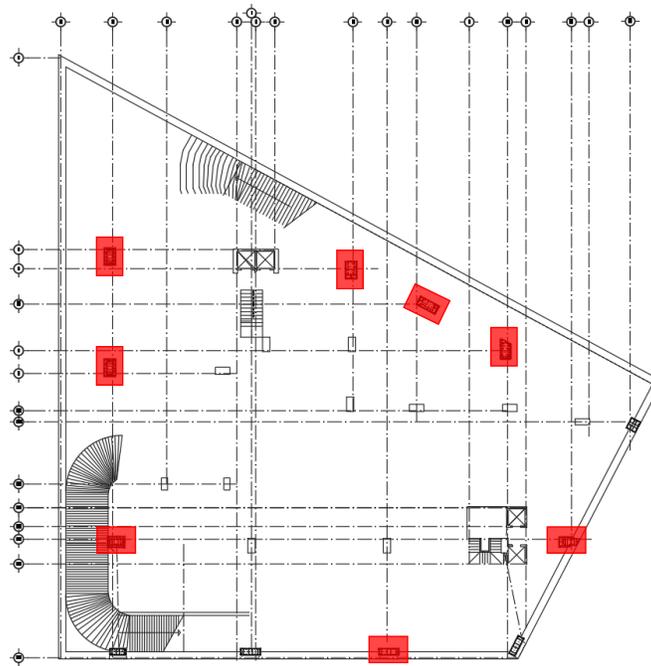


Figura 77. Encamisado con ángulos y soleras

- **Capiteles**

Para tener una correcta transferencia de las cargas de losa a las columnas se realizaron la fabricación de 16 capiteles de 75 cm de espesor con parrillas tanto en su parte superior como en su parte inferior de varillas del número 4 a cada 15 cm. El concreto empleado en todos los capiteles es de 350 kg/cm². Los capiteles fueron fabricados en el nivel de sótano 1 y sótano 2. En la Figura 78 se muestran los detalles de los capiteles elaborados. En color azul se muestra el armado correspondiente al capitel, mientras que en color rojo se muestra el acero de refuerzo correspondiente al incremento de la sección de las columnas y en color gris se muestra la estructura original. En la Figura 78a se muestra la vista frontal, en la Figura 78b se muestra su vista lateral y en la Figura 78c se muestra la vista superior. La ubicación de los capiteles se puede observar en la Figura 78d en rectángulos color rojo.



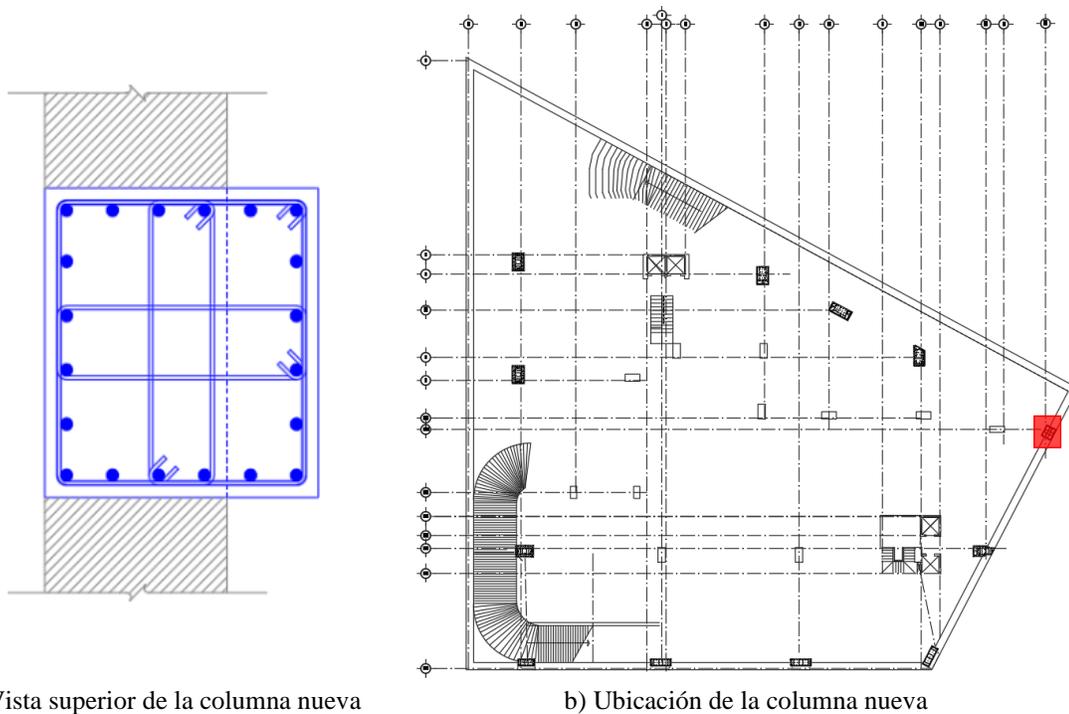


d) Ubicación de los capiteles

Figura 78. Refuerzo con capiteles

- **Columna adicional**

Se construyó una columna en todo lo alto del edificio para eliminar el problema. La sección de la columna fue de 100.0 cm x 90.0 cm con 20 varillas del número 12 y 4 estribos el número 4 a cada 24 cm. En la Figura 79 se muestra el detalle de la columna nueva. La vista superior se muestra en la Figura 79a, se observa en color azul el armado correspondiente a la columna y en color gris el muro de concreto existente. Por su parte, en la Figura 79b se muestra su ubicación en un rectángulo color rojo.



a) Vista superior de la columna nueva

b) Ubicación de la columna nueva

Figura 79. Construcción de columna nueva

6.3.2 DISIPADORES DE ENERGÍA

El sistema empleado para controlar los desplazamientos laterales y las distorsiones de entrepiso se resolvió por medio de 70 disipadores histeréticos (mismos que se proponen en el presente trabajo) ubicados en los marcos perimetrales del edificio y conectados de forma excéntrica. Esto último se debe a que la configuración arquitectónica presenta espacios de uso muy reducidos. En la Tabla 20 se muestran las propiedades de los disipadores empleados.

Tabla 20. Propiedades de los disipadores empleados

ID	Tipo	Cantidad	Capacidad de deformación, cm	Carga de fluencia, t	Rigidez, t/mm
1	30/2	10	2.0	33.0	9,000
2	50/4	14	4.0	55.0	7,500
3	50/5	28	8.0	55.0	3,750
4	80/4	6	4.0	88.0	12,000
5	80/8	12	8.0	88.0	6,000

En la Figura 80 se muestra el refuerzo de las crujeas perimetrales con los disipadores de energía, se puede observar que las diagonales libran dos niveles con la finalidad de disminuir la cantidad de disipadores empleados. En color azul se muestra el sistema de disipadores con sus conexiones y brazos de extensión, mientras que en color rojo se muestra la columna nueva y en color gris se muestra la estructura original.

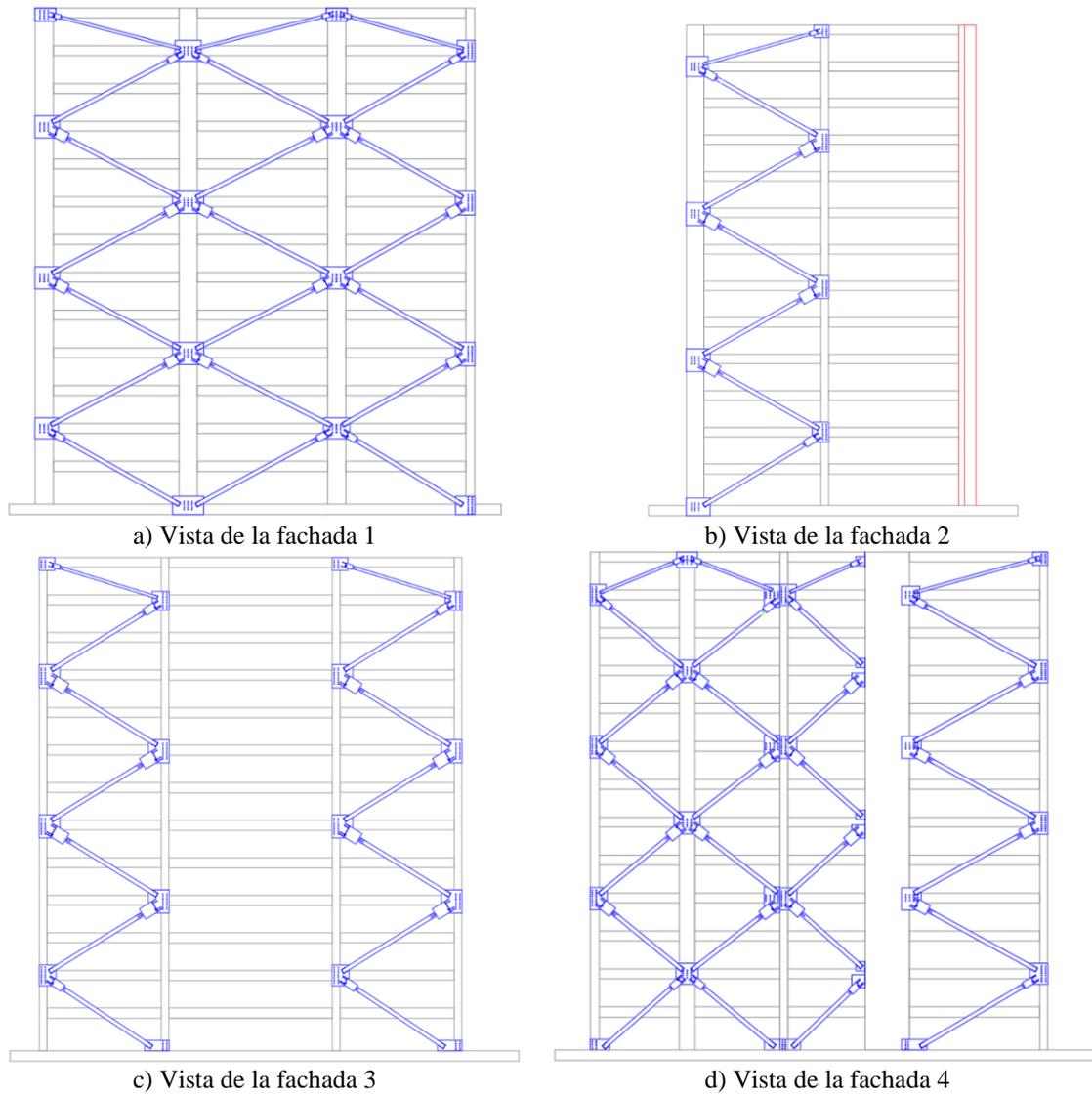


Figura 80. Refuerzo en crujiás perimetrales con disipadores de energía

En la Tabla 21 se muestra la lista de los perfiles tipo HSS empleados para conectar la parte superior del disipador con el nivel correspondiente. Se aprecia que los perfiles más empleados son los del tipo OR 12" x 1/2". En promedio las extensiones tuvieron una longitud de 934.7 cm.

Tabla 21. HSS requeridos por los disipadores

Disipador	HSS requerido	Cantidad	Longitud promedio, cm
30/2	8" x 1/4"	10	847.7
50/4	12" x 3/8"	6	936.3
50/8	12" x 1/2"	12	945.8
80/4	12" x 3/8"	14	962.8
80/8	12" x 1/2"	28	981.3

6.3.3 MUROS DE MAMPOSTERÍA

Como el proyecto de diseño estructural original consideraba el desligado de los muros de mampostería, estos fueron desligados de la superestructura con una junta constructiva de poliestireno de alta densidad en el todo su perímetro y restringiendo su falla fuera de plano con ángulos del tipo LI 2" x 3/8" y placas de 15.0 cm x 20.0 cm, tal como se muestra en la Figura 81 en donde la estructura original se muestra en color gris, el muro de mampostería se muestra en color rojo. La junta de construcción, así como los ángulos y placas para evitar una falla fuera de plano se muestran en color azul.

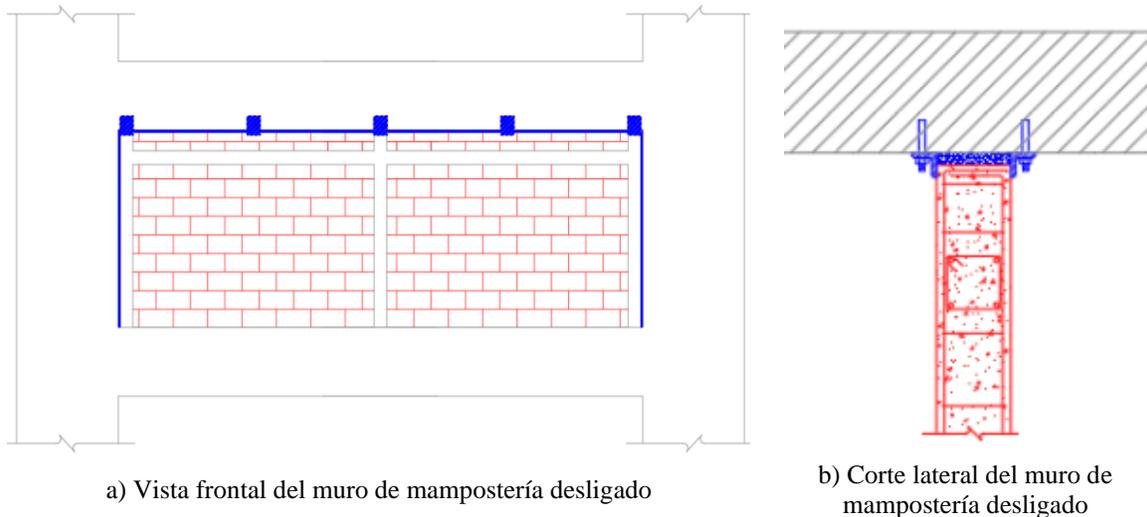


Figura 81. Desligado de muros de mampostería

6.3.4 CIMENTACIÓN

El refuerzo de la cimentación se realizó con la construcción de 11 dados de secciones variables y 6 pilotes seccionados desplantados a una profundidad de 26 m, con un diámetro de 50 cm y un armado de 8 varillas del número 8 y estribos del número 3 a cada 20 cm. En la Figura 82 se muestra el refuerzo a la cimentación, se aprecia en la Figura 82a y Figura 82b la vista tanto superior como lateral de un dado tipo. En color azul se muestra el armado del dado, mientras que en color rojo se muestra el acero de refuerzo debido al incremento en la sección de la columna y en color gris se muestra la estructura original. Finalmente, en la Figura 82c se muestra la ubicación tanto de los dados como de los pilotes nuevos. En rectángulo rojo se puede apreciar la ubicación de los dados, mientras que en círculo azul se muestra la de los pilotes.

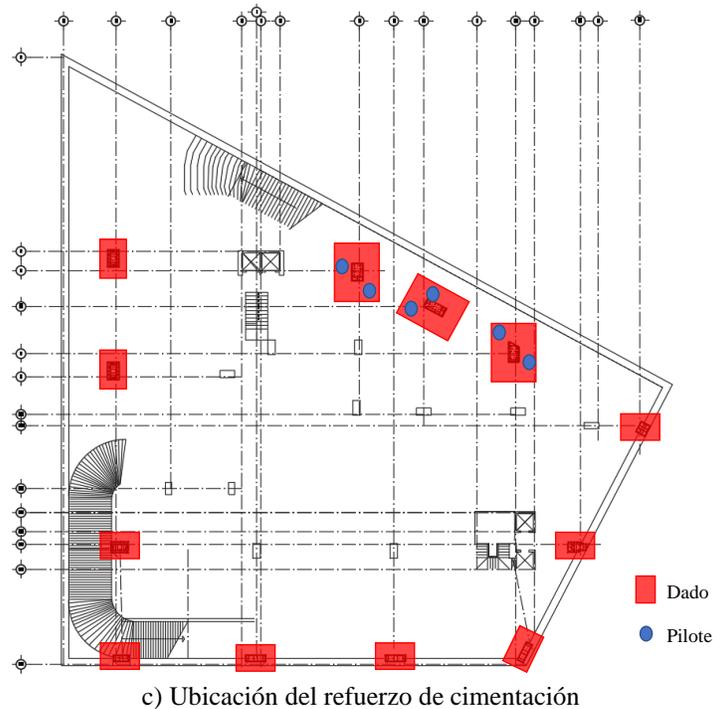
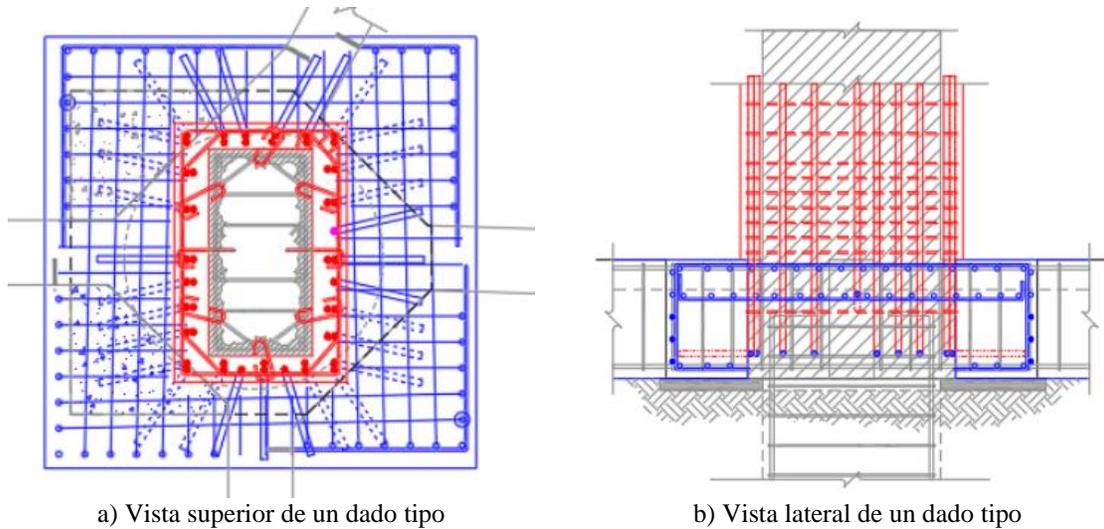


Figura 82. Refuerzo en cimentación

6.4 MODELO NUMÉRICO

Para poder realizar el análisis a la estructura reforzada fue necesario adecuar el modelo original al proyecto de rehabilitación, tomando consideraciones de modelación, las cuales se presentan a continuación:

- **Modelación de las secciones reforzadas**

La modelación de las secciones reforzadas se realizó con la herramienta “Section Designer” del programa ETABS debido a que la herramienta permite modelar secciones complejas a partir de

subsecciones regulares. En la Figura 83a se observa el emplacado de la columna C-01, en la Figura 83b se observa el refuerzo con ángulos y posteriormente el emplacado de la columna C-02. Por su parte en la Figura 83c se muestra la modelación del incremento de sección transversal de la columna C-03. En todos los casos en color gris se muestra la sección original, en color azul se muestran las placas de refuerzo y en color naranja se muestran los ángulos empleados. Por su parte el incremento de la sección transversal se muestra en color café claro.

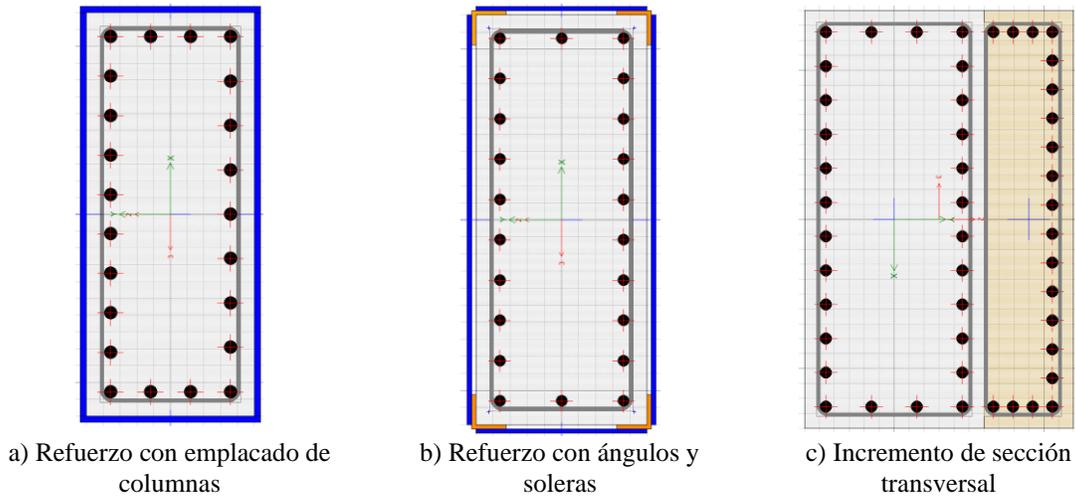


Figura 83. Modelación de las secciones reforzadas

En la Figura 84 se puede observar una vista del modelo numérico que considera el refuerzo estructural. En la Figura 84a se muestra una vista en 3D de la estructura y en la Figura 84b se muestra la vista de la fachada principal. Se observa que en color gris se presenta tanto el sistema de piso junto con las trabes de concreto, en color negro se muestran las columnas de concreto y las pilas de punta. Para el caso de los muros de concreto su modelación se muestra en color azul. Finalmente, en color rojo se muestra tanto la modelación de los muros de mampostería como de los disipadores de energía.

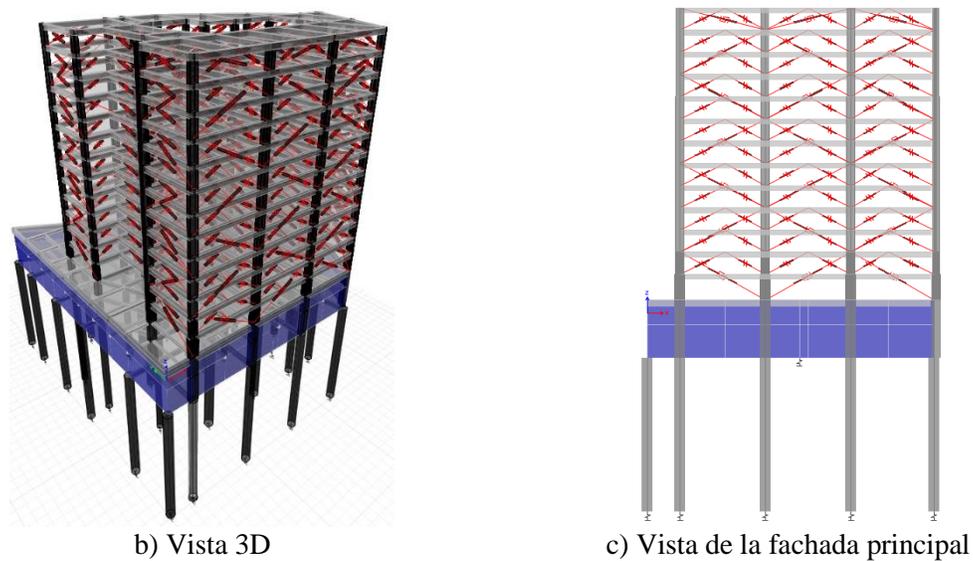


Figura 84. Modelo numérico de la estructura posterior al refuerzo

- **Modelación de los disipadores de energía**

Para la modelación de los disipadores de energía se empleó un resorte del tipo *Plastic Wen* del programa ETABS, el cual muestra una curva de histéresis similar a la que tienen los disipadores en pruebas de laboratorio. Se consideró una relación de rigidez post-fluencia y un exponente de fluencia de 0.03 y 10, respectivamente. La carga de fluencia se consideró de acuerdo con lo mostrado en la Tabla 20, mientras que la rigidez de los resortes se calculó de la siguiente manera:

$$k_{rq} = \frac{1}{\frac{1}{k_{dis}} + \frac{1}{k_{CVC}}} \quad (18)$$

donde:

k_{rq} es la rigidez axial del resorte equivalente.

k_{dis} es la rigidez axial del disipador de acuerdo con la Tabla 20.

k_{CVC} es la rigidez axial del contraventeo convencional, que se calcula con la ecuación 19.

$$k_{CVC} = \frac{A_{CVC}E}{L_{CVC}} \quad (19)$$

donde:

A_{CVC} es el área transversal del contraventeo convencional.

E es el módulo de elasticidad del acero del contraventeo convencional.

L_{CVC} es la longitud del contraventeo convencional, misma que se muestra en la Figura 85.

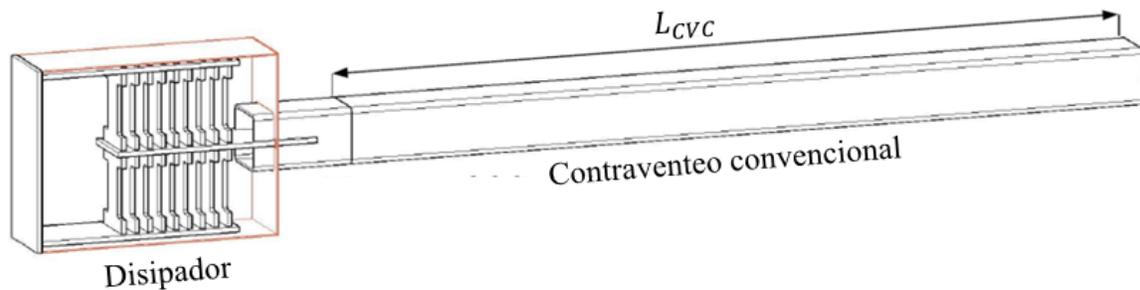


Figura 85. Detalle de la extensión del disipador

6.5 RESULTADOS

A continuación, se muestran los resultados del análisis para la estructura posterior al refuerzo.

- **Modos de vibrar**

Los modos de vibrar de la estructura se muestran en la Figura 86. Se aprecia que el primer modo de vibrar es en dirección Y con un valor de 0.90 s. Por su parte, el segundo modo tiene un valor de 0.81 s. Finalmente, el tercer modo de vibrar es en forma torsional con un valor de 0.67 s.

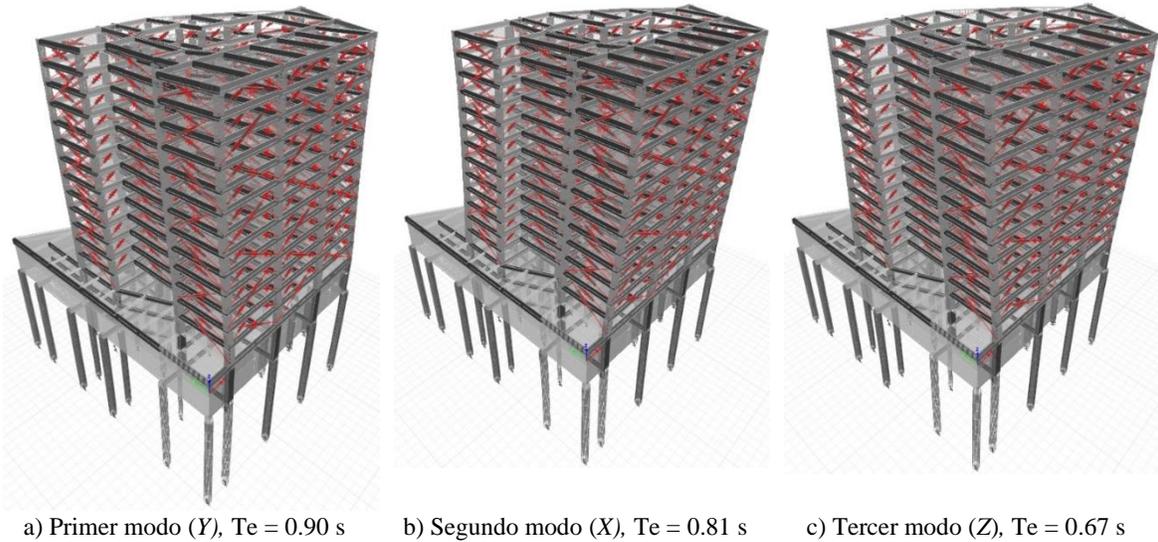


Figura 86. Modos de vibrar de la estructura

Por su parte, en la Tabla 22 se muestra la comparación entre los modos de vibrar obtenidos en el modelo numérico y los obtenidos en la vibración ambiental (Lermo, 2018). Se observa que las diferencias en los primeros tres modos de vibrar son menores al 3%, mientras que para los segundos modos de vibrar la variación oscila entre máxima es del 4.7%.

Tabla 22. Comparación entre los modos de vibrar obtenidos

Modo	Periodo, s (Modelo numérico)	Periodo, s (Lermo, 2018)	Variación
1	0.90	0.90	0.0%
2	0.81	0.83	2.4%
3	0.67	0.65	2.9%
4	0.26	0.26	0.0%
5	0.24	0.25	4.0%
6	0.21	0.20	4.7%

- **Revisión de la capacidad de los elementos estructurales**

Se realizó una revisión de la capacidad de los elementos estructurales tanto traveses como columnas con la herramienta de diseño que cuenta el programa ETABS y siguiendo lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020). En la Figura 87 se muestra en código de colores la relación entre la demanda y la capacidad de los elementos estructurales, en color cian se muestra los elementos

que tienen una relación entre 0.40 y 0.50, los elementos que se presentan en color verde cuentan con una relación entre 0.51 y 0.70. Por su parte, los elementos que tienen una relación entre 0.71 y 0.90 se muestran en color amarillo. Para la relación entre 0.91 y 1.00 los elementos se presentan en color morado. Finalmente, todos los elementos que tienen una relación entre la demanda y capacidad mayor a la unidad se presentan en color rojo. Del total de columnas se encontró que el 20.0% tienen una capacidad que oscila entre 0.91 y 1.00. Por su parte, el 10.2% tienen una relación entre 0.51 y 0.90. El resto de las columnas equivalente al 69.8% presentan una relación que oscila entre el 0.40 y 0.50.

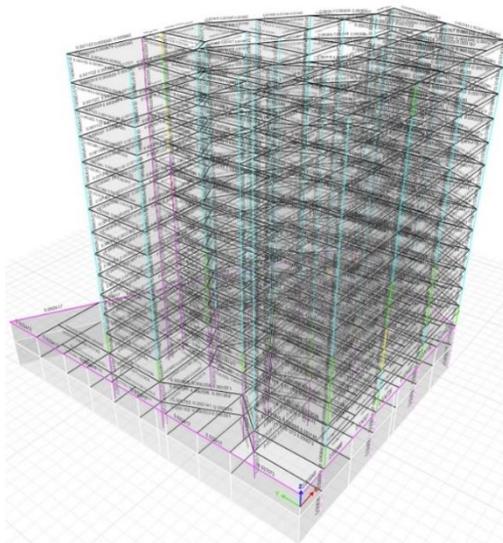


Figura 87. Revisión de la capacidad estructural de los elementos

- **Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso**

Se realizó la revisión de los desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso siguiendo lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2020). En la Figura 88a se muestran las curvas de desplazamiento lateral de la estructura en ambas direcciones de estudio, se aprecia que el desplazamiento máximo es de 59.9 cm y 69.1 cm en dirección *X* y *Y*, respectivamente. Por su parte, en la Figura 88b se muestra las curvas de distorsión de entrepiso, se observa que la distorsión máxima es de 1.98% y 2.18%, excediendo la distorsión permisible en dirección *Y* un 9%. La reducción de distorsiones máximas entre la estructura original y la reforzada fue de 20.4% y 18.6% en dirección *X* y *Y*, respectivamente.

Es importante mencionar que dichos desplazamientos y distorsiones de entrepiso se obtuvieron por un análisis modal espectral, el cual presenta limitaciones al momento de dar resultados cuando se trata de sistemas de protección sísmica, por ello ambos parámetros se compararon con los obtenidos en un análisis dinámico no lineal.

Para la obtención de los desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso se consideró un factor de comportamiento sísmico (*Q*) igual a 4.0, mientras que el factor de sobre-resistencia se consideró de 2.0.

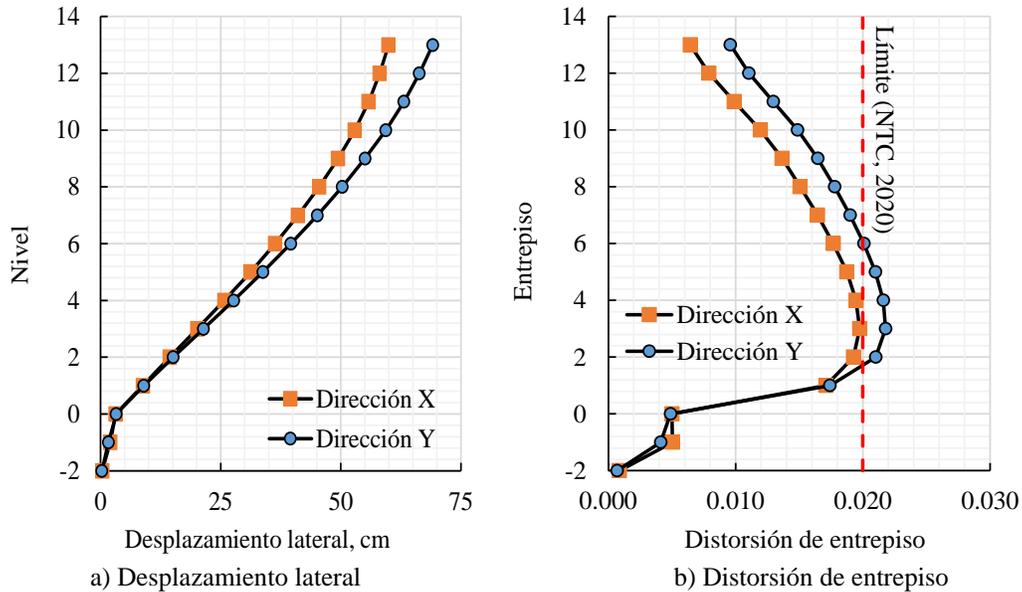
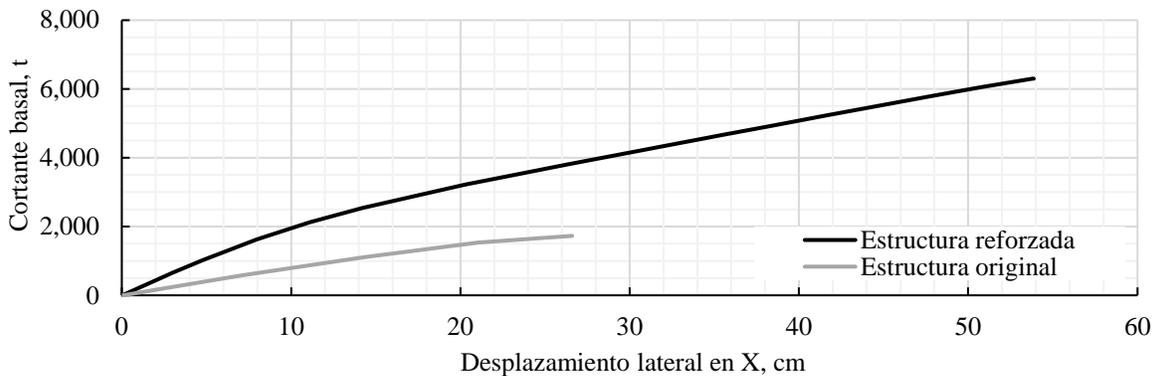


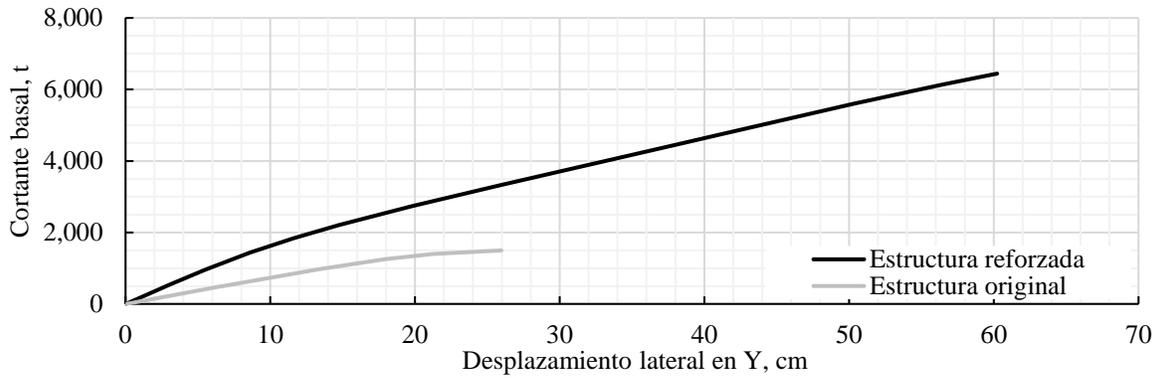
Figura 88. Revisión de desplazamientos y distorsiones laterales

- **Curva de capacidad**

Para conocer la capacidad de deformación de la estructura en su estado posterior al refuerzo, se realizó un análisis estático no lineal empleando un patrón de cargas de acuerdo con la primera forma modal de acuerdo con la dirección de análisis. En la Figura 89 se muestra la curva de capacidad de la estructura en ambas direcciones, comparándola con la de la estructura sin reforzar. En línea continua color negro se muestra la curva de capacidad de la estructura reforzada, mientras que en línea continua color gris se muestra la curva de la estructura original. Se puede observar que se presenta un incremento en la capacidad de deformación lateral de la estructura reforzada en comparación con la estructura original de 2.0 y 2.3 veces en dirección X y Y, respectivamente, así mismo, se presenta un incremento en el cortante basal.



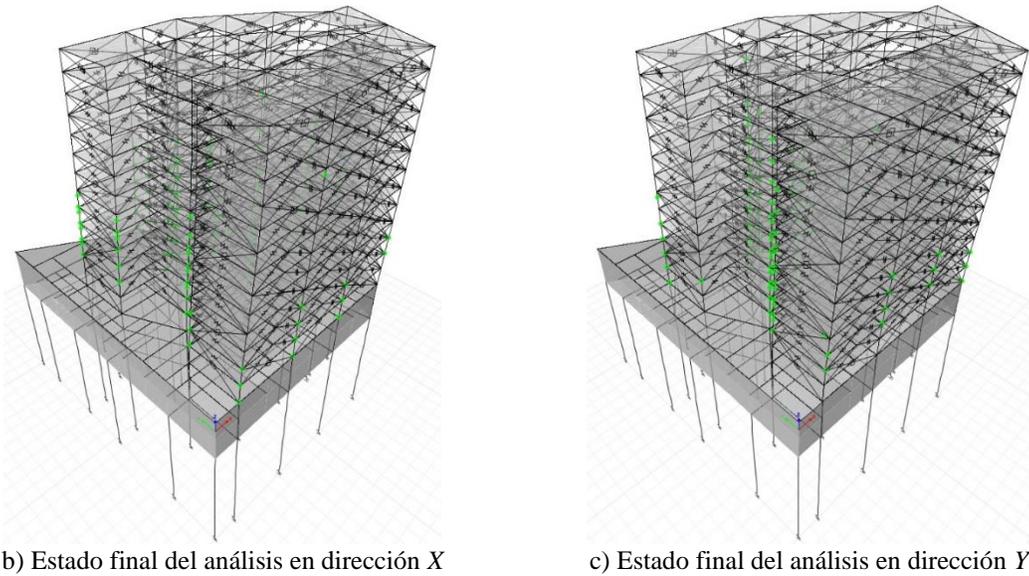
a) Comparación de curvas de capacidad en dirección X



b) Comparación de curvas de capacidad en dirección Y

Figura 89. Curva de capacidad de estructura reforzada

La condición final del análisis estático no lineal para la estructura reforzada se muestra en la Figura 90, se aprecian articulaciones plásticas como círculos color verde, los cuales se distribuyen en todo lo alto del edificio. Se concluye que todos los elementos tienen la capacidad de deformación adecuada y no se presenta un comportamiento frágil como en la estructura original.



b) Estado final del análisis en dirección X

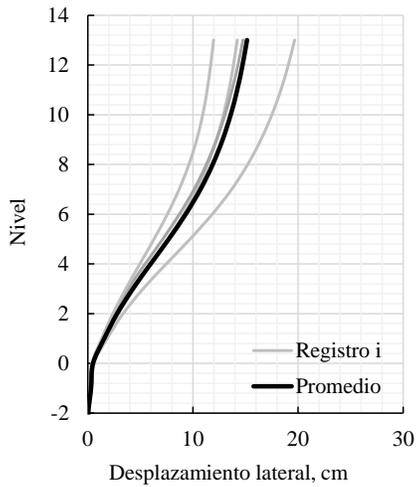
c) Estado final del análisis en dirección Y

Figura 90. Curva de capacidad de la estructura reforzada

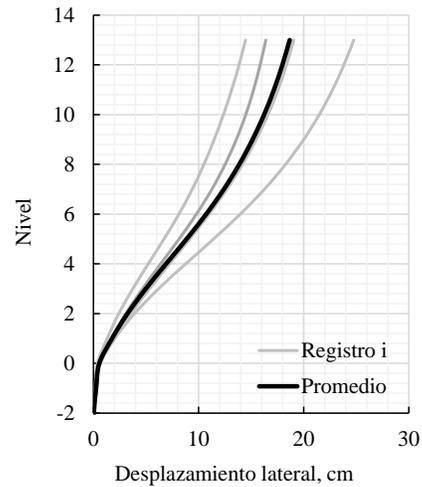
- **Análisis dinámico no lineal**

En la Figura 91 se muestran los desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso para los acelerogramas sintéticos. En línea continua color gris se muestran los desplazamientos y distorsiones de entrepiso para los registros sintéticos, mientras que en línea continua color negro se muestra el promedio de ellos. Se observa que el promedio de los desplazamientos laterales para los acelerogramas de profundidad intermedia es de 15.1 cm y 18.6 cm en dirección X y Y respectivamente. Mientras que para los acelerogramas de subducción fueron de 19.3 cm y 26.0 cm. Por su parte, la máxima distorsión de entrepiso para los acelerogramas de profundidad intermedia se presenta para ambos casos en el nivel 5 con un valor de 0.59% y 0.67% para la dirección X y Y,

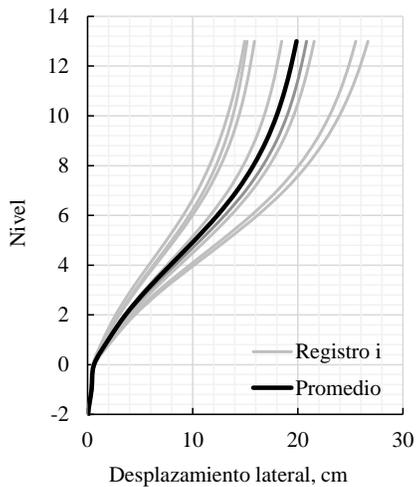
respectivamente. Mientras que para los acelerogramas de subducción las distorsiones máximas son de 0.79% y 0.97%, ubicadas en el nivel 5.



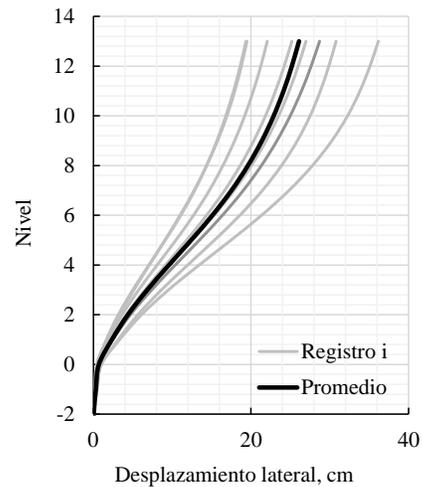
a) Profundidad intermedia en X



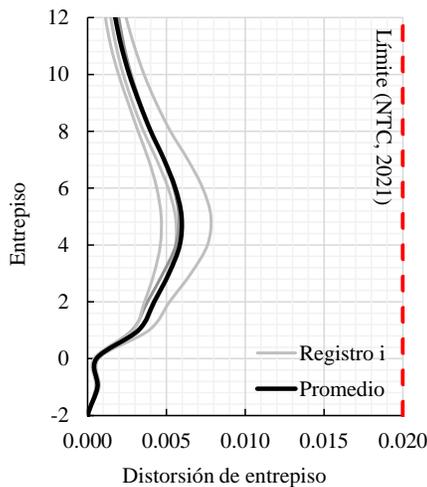
b) Profundidad intermedia en Y



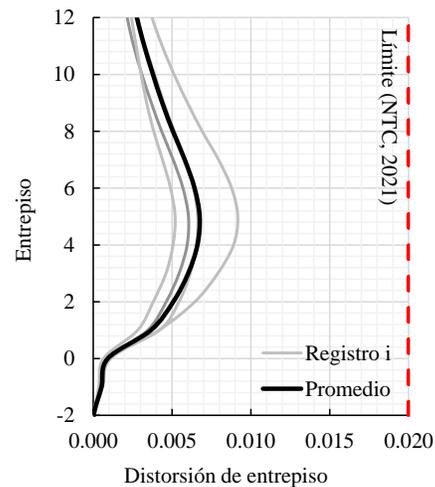
c) Subducción en X



d) Subducción en Y



e) Profundidad intermedia en X



f) Profundidad intermedia en Y

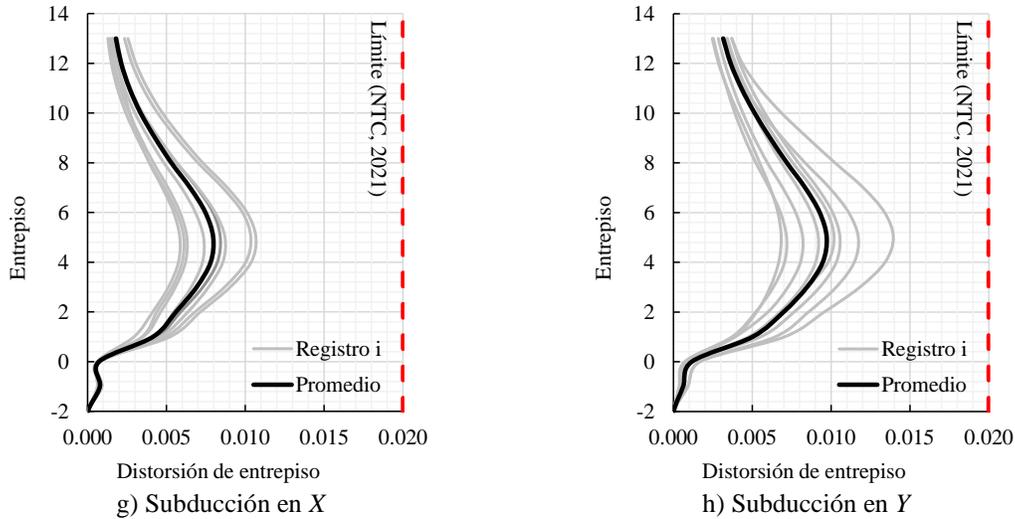


Figura 91. Revisión de desplazamientos y distorsiones laterales

Por su parte, en la Figura 92 se muestran los estados finales del análisis dinámico no lineal paso a paso para una pareja de acelerogramas sintéticos de profundidad intermedia y de subducción. Se puede observar que solamente la pareja de subducción generó articulaciones plásticas en columnas y traveses de planta baja al nivel 4. Por lo anterior se comprueba que la estructura tendrá un buen comportamiento ante el espectro de diseño de las normas vigentes (NTC, 2020).

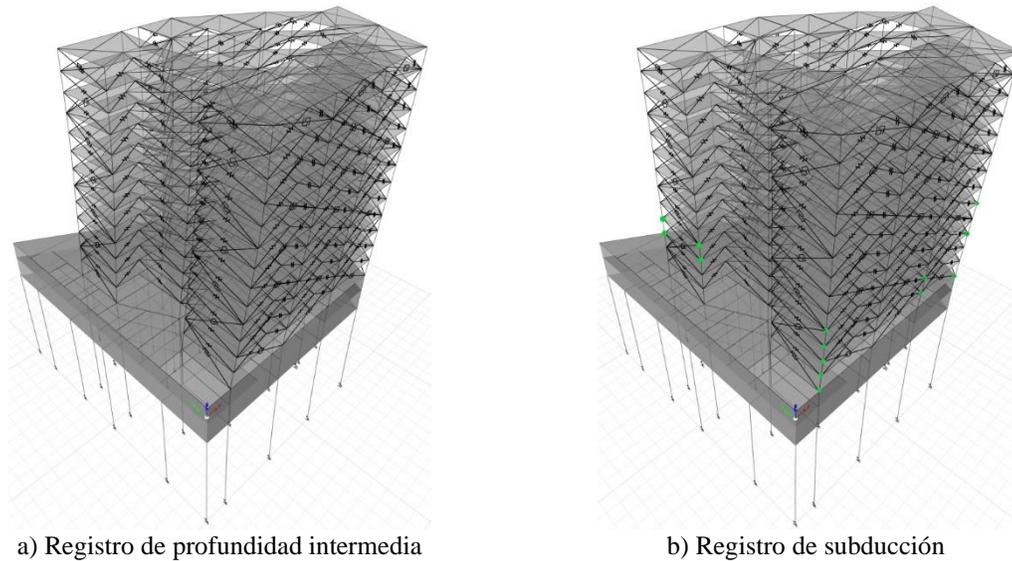
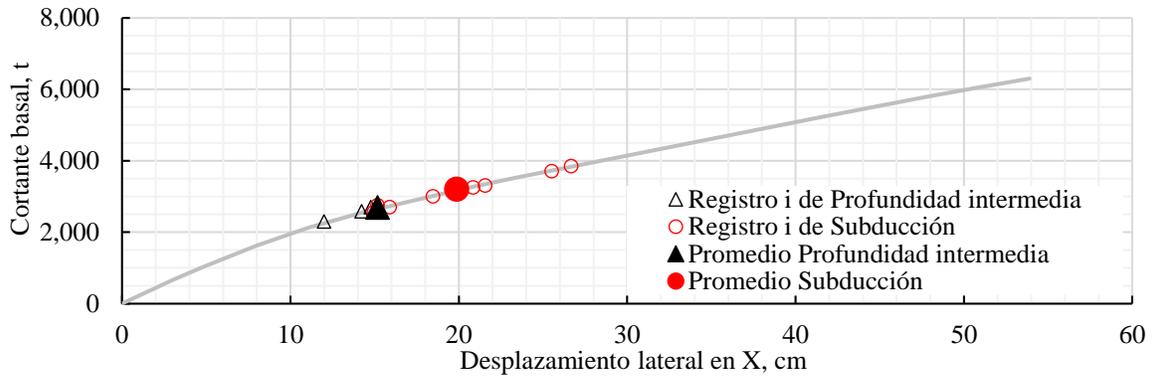
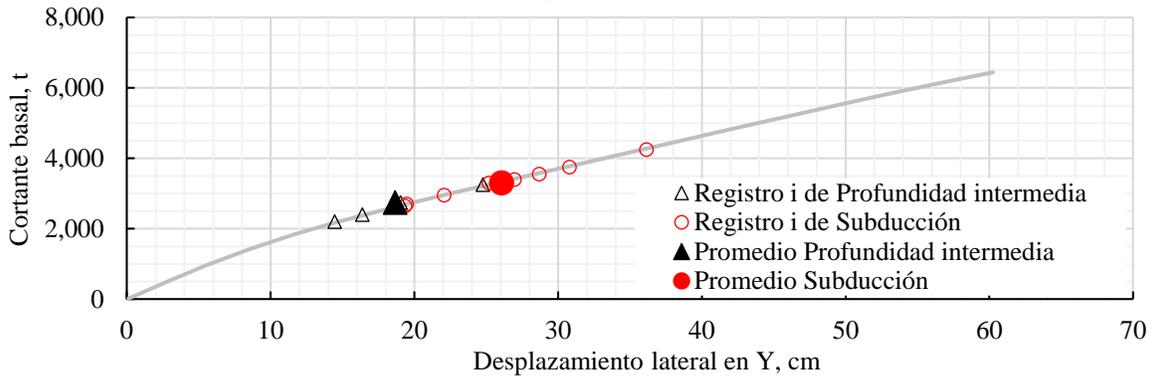


Figura 92. Condiciones finales para estructura reforzada

Las demandas máximas de desplazamiento en la azotea obtenidas del análisis dinámico no lineal y su promedio se superponen en las curvas de capacidad de la estructura reforzada en cada dirección de análisis, dicha información se puede visualizar en la Figura 93. Se observa que el promedio de las demandas laterales para ambas fuentes sísmicas se encuentra por debajo del 45% de la capacidad de deformación; por lo que se espera un comportamiento adecuado de la estructura.



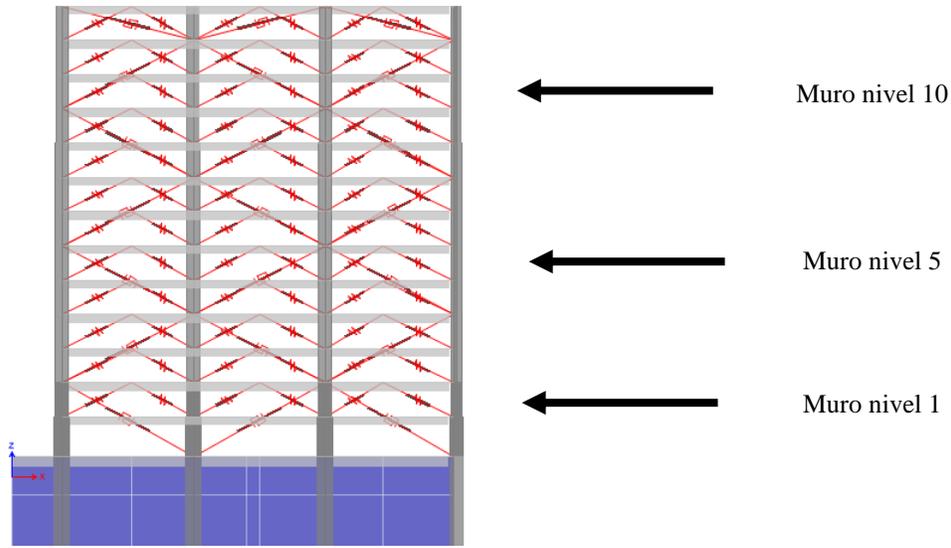
a) Demandas esperadas de desplazamientos laterales en dirección X



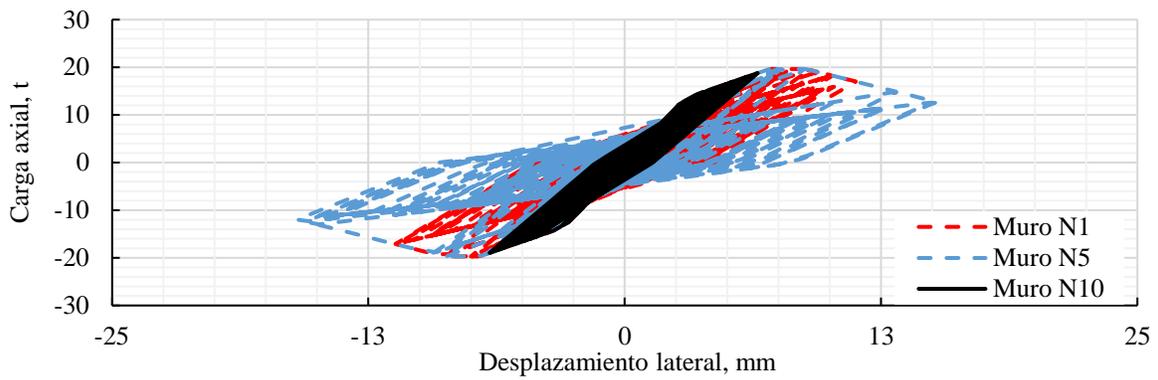
b) Demandas esperadas de desplazamientos laterales en dirección Y

Figura 93. Desempeño de la estructura

En la Figura 94 se muestran curvas de histéresis de tres de los muros de mampostería de la fachada 1 que presentaron mayor daño en el sismo del 19 de septiembre de 2017. En la Figura 94a se muestra la ubicación de los muros evaluados, mientras que en la Figura 94b se muestran sus curvas de histéresis. Se observa que para el muro del primer nivel el desplazamiento axial es de 11.2 mm, presentando un comportamiento dentro de su intervalo lineal. Por su parte para los muros del nivel 5 y nivel 10 el comportamiento presentó inclusión en su intervalo no lineal, teniendo desplazamientos axiales máximos de 15.2 mm y 6.4 mm, respectivamente. Al incurrir en el intervalo no lineal de la mampostería se esperarían daños mayores en dichos elementos en eventos sísmicos futuros.



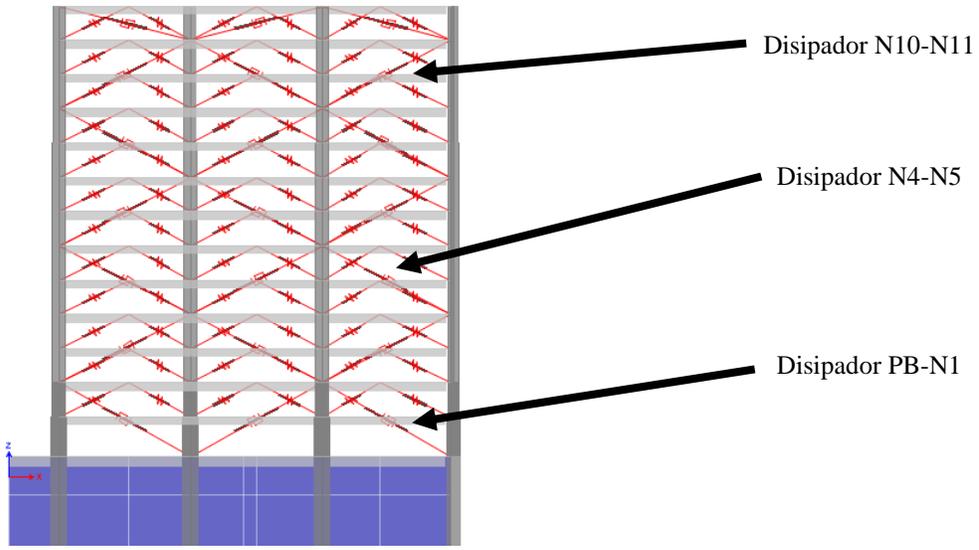
a) Ubicación de los muros de mampostería



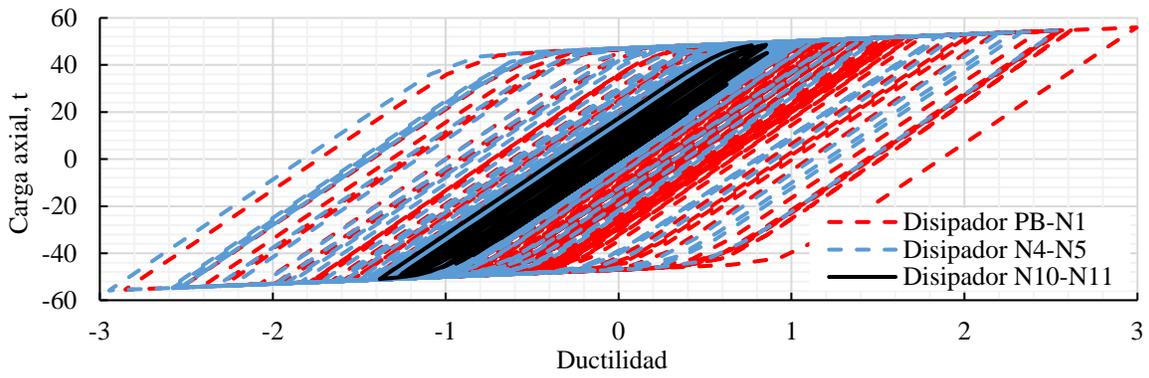
b) Curva de histéresis

Figura 94. Histéresis de muros de mampostería

En la Figura 95 se muestran curvas de histéresis de tres de los disipadores de energía de la fachada 1 que presentaron los desplazamientos axiales más grandes. En la Figura 95a se muestra la ubicación de los disipadores evaluados, mientras que en la Figura 95b se muestran sus curvas de histéresis. Se observa que para el primer disipador se tiene una ductilidad máxima de 0.85, presentando un comportamiento dentro de su intervalo lineal. Por su parte para los disipadores del nivel 4 a 5 y del nivel 10 a 11 el comportamiento presentó inclusión en su intervalo no lineal, teniendo ductilidades máximas de 2.9 y 2.5, respectivamente. Los dispositivos disiparon energía por medio de su comportamiento no lineal de las placas, lo que ayudó al comportamiento global de la estructura, reduciendo desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso aproximadamente en un 20%.



a) Ubicación de los disipadores



b) Curva de histéresis

Figura 95. Histéresis de disipadores de energía

6.6 PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo que se empleó para el proyecto de refuerzo se puede apreciar en la Tabla 23. Se observa que la duración del proyecto fue de 12 meses, de los cuales las actividades con mayor impacto en tiempo fueron las siguientes: la construcción de la columna adicional, el desligado de los muros de mampostería, el refuerzo en columnas con ángulos y soleras y la fabricación de las conexiones necesarias para los disipadores de energía. Por su parte, las actividades con una menor duración fueron: los preparativos para la rehabilitación, la construcción de dados de cimentación, la construcción de capiteles, la fabricación de pilotes y el incremento de sección en las columnas de sótanos.

Tabla 23. Proceso constructivo del edificio

Actividad	Julio 2019	Agosto 2019	Septiembre	Octubre 2019	Noviembre	Diciembre 2019	Enero 2020	Febrero 2020	Marzo 2020	Abril 2020	Mayo 2020	Junio 2020	Julio 2020
Preparativos para la rehabilitación													
Fabricación de pilotes													
Construcción de dados de cimentación													
Construcción de capiteles													
Incremento de sección en columnas													
Emplacado de columnas													
Refuerzo con ángulos y soleras													
Construcción de columna adicional													
Conexiones para disipadores de energía													
Suministro de disipadores de energía													
Instalación de disipadores de energía													
Desligado de muros de mampostería													
Acabado final													

En la Figura 96 se muestra el proceso constructivo de la fabricación de los pilotes y dados de cimentación. Se puede observar el proceso de demolición de la losa de concreto existente para la construcción del dado y pilote en la Figura 96a. Mientras que las pilas prefabricadas se pueden observar en la Figura 96b. El acero de refuerzo del pilote se muestra en la Figura 96c, mientras que el inicio del habilitado del acero del dado en conjunto con el acero del pilote se muestra en la Figura 96d.



a) Demolición del concreto original



b) Pilas prefabricadas



c) Acero de refuerzo del pilote



d) Habilitado entre el acero de refuerzo de las pilas y de los dados

Figura 96. Construcción de pilotes y dados de cimentación (Fernandez, 2020)

En la Figura 97 se muestra el proceso constructivo de los capiteles pertenecientes al sótano 1 y planta baja. En la Figura 97a se muestra el momento en el que se iniciaron el proceso de demolición de la losa existente en la ubicación de los capiteles. En la Figura 97b se muestra la vista inferior del habilitado del acero de refuerzo para los capiteles mientras que en la Figura 97c se muestra la vista superior. En la Figura 97d y Figura 97e se muestra en encofrado y colado del capitel, respectivamente. Finalmente, en la Figura 97f se muestra el estado final del capitel, también es posible observar la columna que se incrementó su sección transversal.



a) Demolición de la losa existente



b) Habilitado del acero de refuerzo



c) Vista superior del capitel de planta baja



d) Encofrado del capitel



e) Colado del capitel



f) Estado final del capitel

Figura 97. Construcción de los capiteles (Fernandez, 2020)

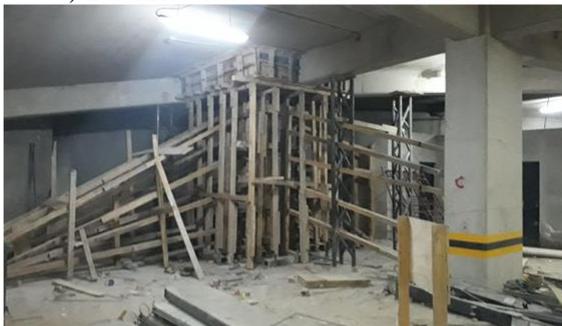
En la Figura 98 se muestra el proceso constructivo del incremento de secciones transversales en las columnas de sótano 2 a planta baja. En la Figura 98a se muestra la escarificación de la columna para llegar al acero de refuerzo original. En la Figura 98b se muestra el habilitado del acero longitudinal debido al incremento de la sección transversal, se puede observar en color rojo los protectores para las varillas que pueden presentar un riesgo para los trabajadores al estar expuestas. En la Figura 98c se muestra el encofrado de la columna, mientras que en la Figura 98d se muestra su estado final.



a) Escarificación de columnas de concreto



b) Habilitado de acero de refuerzo



c) Encofrado de columna



d) Estado final de la columna reforzada

Figura 98. Incremento de sección transversal de columnas (Fernandez, 2020)

En la Figura 99 se muestra el proceso constructivo del refuerzo por medio de placas de acero en las columnas de planta baja y primer nivel. En la Figura 99a se muestra el estado de la columna ya escarificada y taqueteada para poder recibir el emplacado de la columna y en la Figura 99b se muestra

la colocación de la placa de acero y su proceso de soldadura. Por su parte, en la Figura 99c se muestra el detalle del anclado entre el emplacado de la columna y el sistema de piso, dicho anclaje está resuelto con ángulos y anclajes epóxicos. En la Figura 99d se muestra el momento en el que se adosó la placa de conexión del dissipador a la columna emplacada. La colocación del anclaje químico para la fijación de la placa de refuerzo se muestra en la Figura 99e. Finalmente, en la Figura 99f se muestra el estado final del emplacado de columnas en la fachada principal.



a) Perforación de la columna para el anclaje necesario para el emplacado



b) Soldado perimetral de la placa de refuerzo



c) Detalle del anclado del emplacado al sistema de piso



d) Adosamiento de la placa de conexión del dissipador al emplacado de la columna



e) Colocación de anclaje químico a la placa de refuerzo



f) Estado final del emplacado de las columnas de la fachada principal

Figura 99. Emplacado de columnas (Fernandez, 2020)

En la Figura 100 se muestra el proceso constructivo del refuerzo por medio de ángulos y soleras en las columnas perimetrales desde el segundo nivel hasta el nivel de azotea. En la Figura 100a se muestra el momento en el que se colocó los ángulos en las esquinas de la columna C-8 de planta baja. Por su parte en la Figura 100b se muestra la interacción entre el refuerzo de la columna C-2 por medio de ángulos y soleras y el acero de refuerzo de los capiteles del sótano 1. El detalle entre el refuerzo y

el sistema de piso se muestra en la Figura 100c, se observa que la conexión es por medio de ángulos y anclajes químicos. En la Figura 100d se muestra el refuerzo de la columna C-8 entre planta baja y los niveles superiores, se puede observar la transición debido al cambio de sección entre dichos niveles, lo cual hace que la soldadura se desplace unos centímetros a su izquierda para estar al paño de la columna. De forma similar, en la Figura 100e se muestra el refuerzo de la columna C-1 de planta baja hasta el nivel 4. El detalle de anclaje en la parte superior de la columna se muestra en las Figura 100g, donde se puede observar el sistema de piso y las traveses principales, a las cuales se les conectó el refuerzo por medio de soleras y ángulos



a) Colocación de los ángulos en las esquinas de la columna



b) Interacción entre el refuerzo de ángulos y soleras y la construcción de los capiteles



c) Detalle del anclaje al sistema de piso



d) Colocación de los ángulos en una transición de secciones



e) Refuerzo en la columna C-1



f) Detalle frontal del anclaje del refuerzo con la trabe de concreto

Figura 100. Refuerzo con ángulos y soleras (Fernandez, 2020)

En la Figura 101 se muestra el proceso constructivo de la nueva columna de concreto reforzado. En la Figura 101a se muestra el habilitado del dado de cimentación de la columna adicional. Mientras que en la Figura 101b y Figura 101c se muestra el momento en el que se demolió el área de losa necesaria para poder realizar la maniobra necesaria para la construcción de la columna nueva. Por su parte, en la Figura 101d y Figura 101e se muestra el habilitado del acero de refuerzo como el encofrado. Finalmente, en la Figura 101f se muestra el estado final de la columna nueva en el nivel 2.



a) Habilitado del acero de refuerzo para el dado de cimentación



b) Demolición del sistema de piso



c) Demolición del sistema de piso y de los muros colindantes



d) Habilitado del acero de refuerzo de la columna



e) Inicio del encofrado de la columna



f) Estado final de la columna

Figura 101. Construcción de nueva columna (Fernandez, 2020)

En la Figura 102 se muestra el proceso constructivo del desligado de muros de mampostería, mismo que consistió en demoler las últimas dos hileras de ladrillos, para sustituirlas por nuevos elementos de mampostería, colocando en su parte superior una junta constructiva que no permitiera el contacto entre el muro de mampostería y los elementos estructurales. El detalle de la junta constructiva que es

altamente compactante se presenta en la Figura 102a. Para evitar volteos del muro fuera de su plano se colocaron tanto soleras como ángulos a cada 2.0 metros conectados a las traveses y al sistema de piso tal como se muestra en la Figura 102b.



a) Junta constructiva



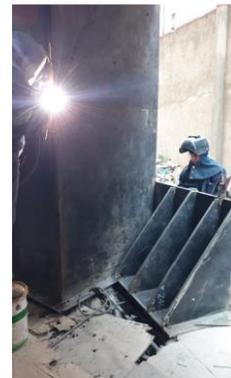
b) Colocación de ángulos para evitar falla fuera de plano

Figura 102. Desligado de muros de mampostería (Fernandez, 2020)

En la Figura 103 se muestra el proceso constructivo de las conexiones excéntricas para los disipadores de energía. En la Figura 103a y Figura 103b se muestra el proceso de soldadura de los atiesadores y de la conexión excéntrica. Mientras que en la Figura 103c y Figura 103d se muestra la colocación de las placas de conexión en niveles superiores.



a) Colocación de placa de conexión



b) Colocación de atiesadores en conexión excéntrica



c) Colocación de la placa de conexión en N1



d) Colocación de la placa de conexión en N3

Figura 103. Conexiones de disipadores (Fernandez, 2020)

En la Figura 104 se muestra el proceso constructivo del suministro e instalación de los disipadores de energía. En la Figura 104a se muestra el detalle del embalaje de los disipadores de energía, donde se observa que estos fueron entregados en cajas de madera para protegerlos durante su traslado, así mismo se puede observar que tienen su preparación para recibir el brazo de extensión y unas orejas a cada lado del contraventeo convencional que su función se emplea al momento de izar el dispositivo.

En la Figura 104b se muestra el detalle de la conexión para el contraventeo convencional, se observan las orejas de izaje para el elemento. Por su parte, en la Figura 104c se muestra el izaje del dispositivo. A manera de ejemplo, en la Figura 104d se muestra el estado final de la instalación del dissipador de planta baja al nivel 2. El detalle de una conexión donde converge tanto el dissipador de energía como un contraventeo convencional se muestra en la Figura 104e, se aprecia que el dissipador se conecta con una placa base y atiesadores para la correcta transferencia de esfuerzos, mientras que el contraventeo convencional se conecta por un emplacado en su punta. Finalmente, en la Figura 104f se muestra el estado final de la rehabilitación estructural del edificio, se observan todas las fachadas intervenidas con dissipadores de energía.



a) Embalaje de los dissipadores de energía



b) Detalle de la conexión de punta para el contraventeo convencional



c) Izaje del dispositivo con su brazo de extensión



d) Crujía reforzada con los dissipadores de energía



e) Conexión donde converge un dissipador y un contraventeo convencional



f) Estado final del reforzamiento

Figura 104. Dissipadores de energía (Fernandez, 2020)

En la Figura 105 se muestra el estado final del proyecto de rehabilitación. Se aprecia en color blanco los muros de mampostería, mientras que en color azul se observa los dissipadores de energía.



a) Vista en elevación sobre Av. Insurgentes Norte



b) Vista en elevación sobre Oriente 117



c) Vista aérea



d) Vista aérea

Figura 105. Estado final del proyecto de rehabilitación (Fernandez, 2020)

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- Se presentaron el desarrollo, la caracterización y la implementación de un dispositivo de disipación de energía sísmica desarrollado en México. Para comprobar el comportamiento del dispositivo propuesto se realizaron pruebas experimentales, de las cuales se concluye que, como se esperaba, los disipadores ensayados presentaron comportamiento elástico-lineal durante la aplicación del primer protocolo de carga y comportamiento no lineal estable ante protocolos de carga más severos.
- El correcto comportamiento del dispositivo está íntimamente relacionado con su correcta fabricación. Por ello, el proceso de fabricación debe presentar una buena calidad en cada una de sus etapas (pruebas de laboratorio en el material, corte de las placas dentadas y la soldadura de los elementos).
- A diferencia de otros dispositivos, el propuesto en el presente trabajo no presenta una relación entre la carga y desplazamiento de fluencia. Por lo anterior, el dispositivo se puede ajustar a diferentes características de proyectos estructurales, debido a su versatilidad.
- Los dispositivos ensayados lograron soportar desplazamientos axiales de 40 mm y 60 mm. Ello representó ductilidades mayores a 8.
- Para el caso del marco de concreto rehabilitado con el dispositivo evaluado, ensayado en laboratorio, se observó que el uso del dispositivo fue de gran utilidad para incrementar la resistencia, la rigidez lateral y la capacidad de disipación de energía.
- Los ciclos de histéresis obtenidos en las pruebas experimentales muestran un comportamiento estable en tensión y compresión, disipando una gran cantidad de energía.
- La ductilidad acumulada medida en las pruebas experimentales fue superior al mínimo recomendado por AISC (AISC, 2016) y muy superior a las demandas esperadas en un movimiento sísmico de gran intensidad, como el registro sísmico de la estación SCT, componente Este-Oeste, del 19 de septiembre de 1985.
- Las ecuaciones propuestas para predecir la resistencia y rigidez del dispositivo mostraron resultados muy cercanos a los obtenidos experimentalmente, con errores cercanos al 1.86%. Por su parte, la modelación numérica en un programa comercial presentó un error menor al 2.27%. Por lo que se puede decir que estas ecuaciones son apropiadas para predecir la curva carga-desplazamiento del disipador propuesto.

El uso del dispositivo propuesto en la rehabilitación estructural de un edificio mejoró su desempeño sísmico de manera significativa, de lo cual se concluye lo siguiente:

- Se realizó la modelación numérica de la estructura en un programa comercial, donde se observó una diferencia en los periodos fundamentales de vibrar respecto al estudio de vibración ambiental (Lermo, 2018 y Lermo, 2020) menor al 4.0% para la estructura en las condiciones originales y del 2.9% para la estructura reforzada.
- La estructura, en sus condiciones originales, era capaz de soportar sólo el 25% del espectro de diseño vigente. Al evaluar la capacidad de los elementos estructurales se observó que el 35% superaban su capacidad y el 32% tenían una relación demanda capacidad de entre 0.71 y 1.0. La curva de capacidad para la estructura en sus condiciones originales presentó

desplazamientos máximos de 26.6 cm y 25.9 cm en la azotea, con un cortante máximo de 1,725 t y 1505 t en dirección X y Y, respectivamente.

- Al analizar la estructura reforzada se observó que fue capaz de acomodar satisfactoriamente la intensidad sísmica establecida en la reglamentación vigente, cumpliendo con los límites de desplazamiento lateral y con la resistencia de los elementos estructurales. La curva de capacidad obtenida para la estructura reforzada presentó un incremento en la capacidad de deformación lateral de 2.02 y 2.32 veces respecto a la condición original. Las demandas de distorsión de entrepiso máxima fueron de 0.79% y 0.97% en direcciones X y Y, respectivamente.
- Los análisis numéricos mostraron que las demandas de ductilidad pico en los dispositivos fueron cercanas a 5, lo que permite disipar una gran cantidad de energía y mejora significativamente el desempeño de la estructura ante el sismo de diseño.

De manera general se puede concluir que el uso de sistemas de protección sísmica mejora el desempeño estructural de las edificaciones, controlando los desplazamientos laterales, y otros parámetros, que son los causantes de los daños en elementos tanto estructurales y no estructurales.

La implementación del dispositivo propuesto en la rehabilitación estructural del edificio Grand Insurgentes mejoró la respuesta estructural ante las demandas de diseño, cumpliendo con los requerimientos actuales de la normatividad vigente.

Este estudio, como todos, tiene algunas limitaciones. Una de ellas es que la caracterización del dispositivo se realizó con solo dos pruebas experimentales, por lo que, estrictamente, las ecuaciones propuestas solo son válidas para dispositivos similares a los ensayados. Por lo tanto, se recomienda a los lectores de este trabajo interpretar los resultados y conclusiones bajo esa limitación.

7.2 RECOMENDACIONES

Para futuras investigaciones, se recomienda:

- Realizar una prueba experimental a una placa dentada de manera aislada, aplicando la carga axial al centro del elemento (como en las condiciones del dispositivo). De esta manera, se puede calcular la eficiencia del dispositivo.
- Realizar pruebas experimentales con diferentes arreglos en las placas dentadas, variando el espesor, ancho y largo de dicho elemento. Lo anterior con la finalidad de encontrar una correlación entre la rigidez del dispositivo y la configuración de la placa dentada.
- Evaluar el impacto que tiene la separación entre la placa base del dispositivo y la primera placa dentada.
- Estudiar el impacto que tendría la excentricidad de la carga en el comportamiento del dispositivo, para prever posibles deficiencias al momento de instalarlo.
- Estudiar el impacto que tiene la degradación del material y la posible ocurrencia de oxidación por contacto con el agua en el comportamiento del dispositivo.
- Realizar pruebas con placas dentadas con transición parabólica, en lugar de rectangular, para estudiar su impacto en el comportamiento del dispositivo.

REFERENCIAS

AISC (2016), "Seismic provisions for structural steel buildings", American National Standard, Chicago, Illinois, USA.

ASCE (2016), "Minimum design loads for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers, 2016, Reston, Virginia, USA.

ASCE (2013), "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", American Society of Civil Engineers, 2013, Reston, Virginia, USA.

Aghlara R., Tahir M. y Adnan A. (2018), "Experimental study of Pipe-Fuse Damper for passive energy dissipation in structures", Journal of Construction Steel Research, Vol. 148, 351-360.

Aguiar R., Rodriguez M. y Mota E. (2018), "Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS y TADAS", Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Monografías de Ingeniería Sísmica, España.

Aguirre M. y Sánchez R., (1989), "Pruebas de elementos disipadores de energía sísmica", Revista Construcción y Tecnología, IMCyC, Vol. 1, No. 10, 7-18. México.

Aguirre M. y Sánchez R., (1992), "A structural seismic damper", Journal of structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 5.

Almeida A., Ferreira R., Proenca J. y Gago A. (2017) "Seismic retrofit of RC buildings structures with buckling restrained braces", Engineering Structure, Vol. 130, 14-22.

Arroyo D., Terán A., Gama E. y Guerrero J., (2009), "Estudio experimental de contravientos restringidos contra pandeo: desarrollo conceptual y detalles de implementación", Universidad Autónoma Metropolitana, México.

Ballinas E., Guerrero H., Escobar A. Gómez R. (2018) "Comparación entre contravientos convencionales y contravientos restringidos al pandeo para refuerzo de una estructura de acero", XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, México, Campeche.

Boehm Y. (2022), "Modelado no lineal de un disipador de energía sísmica de tipo histerético de origen mexicano", Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México.

Christopoulos, C., Filiatrault, A. & Bertero, V. V., (2006). "Principles of passive supplemental damping and seismic isolation", IUSS Press, Pavia, Italia.

Cires (2021), "Mapa interactivo", Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A. C., México

Clark P., Kasal K., Ko E. y Kimura I. (1999). "Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices". 68th Annual Convention, Structural Engineers Association of California, California.

Coeto G. (2013), "Comparativa de edificio de hospital en Acapulco, Guerrero usando a) contravientos concéntricos convencionales y b) contravientos restringidos contra pandeo (CRP)", XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, México.

Cueto F., García F., Guerrero H., Escobar A. (2018), “Reforzamiento sísmico de un edificio ubicado en la zona del lago de la Ciudad de México”, XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Campeche, México.

Ebadi-Jamkhaneh M., Homaioon A. y Shokri M. (2019), “Experimental and numerical investigation of steel moment resisting frame with U-shaped Metallic yielding damper”, International Journal of Steel Structures, No. 19, 806-818.

ETABS (2022). “Integrated Building Design Software. Version 16.2.1.” Computers and Structures Inc., California, EUA.

FEMA 356 (2000). “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”. American Society of Civil Engineers. Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.

Fernández S. (2020), “Dictamen estructural: Insurgentes 1260”, PyDE, Ciudad de México.

Fernández S. (2020), “Reporte de pruebas de resistencia: Insurgentes 1260”, PyDE, Ciudad de México.

García J. (2019), “Caracterización experimental de disipadores de energía sísmica de bajo costo”, Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

García E. (2021), “Influencia de los efectos de interacción suelo-estructura en un edificio rehabilitado con disipadores histeréticos”, Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Gómez B. y García M. (2013), “Refuerzo de edificio de concreto de la UAM Unidad Azcapotzalco “Edificio G” con contravientos restringidos contra pandeo”, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México.

Guerrero H., Escobar J., Durán R., Gómez R. y Tianjian J. (2015), “Pruebas experimentales de dos edificios prefabricados de concreto reforzado con y sin disipadores tipo CRP”, XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Acapulco, México.

Guerrero H., Tianjian J. y Escobar A. (2016), “Experimental studies of a Steel frame model with and without buckling-restrained braces”, Revista de Ingeniería Sísmica. No. 95, 33-52, México.

Guerrero H., Terán A., Tianjian J. y Escobar A. (2017), “Evaluation of the economic benefits of using Buckling-Restrained Braces in hospital structures located in very soft soils”, Engineering Structures, Vol. 136, 406-419.

Guerrero H. (2019), “Ensayo experimental de contraventeos restringidos al pandeo”, Reporte final para Dampo Systems, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Guerrero H. (2020), “Diseño de estructuras equipadas con amortiguadores histeréticos”, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Guerrero H. (2020), “Modelación no lineal de muros de mampostería confinada”, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Instituto Nacional de Normalización (2003), “Norma Chilena 2745-2003: Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica”, Chile.

Japan Society of Seismic Isolation (2020), “Technical information”, recuperado de www.jssi.or.jp/english/aboutus/techinfo.html, fecha de consulta: 29 de diciembre de 2020.

Jara J. (1994), “Estado del arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 47, 35-79. México.

Kobori T., Miura Y. y Fukusawa E. (1992), “Development and application of hysteresis steel dampers”, *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, 2341-2346.

Lanc S. C. (2018), “Informe de extracción y prueba de Resistencia a la compresión de núcleos de concreto endurecido de acuerdo con las normas NMX-C-169-ONNCCE-2009 y NMX-C-083-ONNCCE-2014”, México.

Lermo J. (2018), “Determinación experimental de los periodos dominantes de vibración natural del Condominio Grand Insurgentes, ubicado en Av. Insurgentes norte # 1260, col. Capultitlan, Gustavo A. Madero, CDMX, así como la determinación del espectro de sitio para temblores característicos”, México.

Lermo J., Luna I. (2020), “Determinación experimental de los modos de vibrar (modo longitudinal, transversal y torsión) de una estructura de catorce niveles (Condominio Grand Insurgentes) ubicado en Av. Insurgentes norte # 1260, col. Capultitlan, Gustavo A. Madero”, México.

López-Bátiz O., (2019), “Revisión post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas”, Conferencia, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Makris N., Black C. y Aiken I. (2002), “Component testing, stability analysis and characterization of buckling restrained unbonded braces”. Final report to Nippon Steel, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Martinez E. (1993), “Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures”, *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 3, 581-625.

Martínez-Rueda J. (2002), “On the evolution of energy dissipation devices for seismic design”, *Earthquake Spectra*, Vol. 18, No. 2, 309-346.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (1997), “Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente: NSR-10”, Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes.

Montiel M. y Terán A. (2011), “Comparative reliability of two 24-story braced buildings: traditional versus innovative”, *The Wiley Online Library*, Vol. 22, 635-654.

Moscoso J. (2019), “Evaluación del desempeño de edificaciones hospitalarias prefabricadas con aislamiento sísmico en el Perú”, Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú.

MyT (2011), “Memoria de cálculo: Edificio de departamentos: Insurgentes 1260, MyT Ingenieros Consultores SC, México.

Nippon Steel (2020), “Unbonded Brace”, recuperado de https://www.eng.nipponsteel.com/english/whatwedo/building/response_control_and_seismic_isolation_devices/ubb/, fecha de consulta: 29 de diciembre de 2020.

NIST (2017), “Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings: Part 1” Applied Technology Council, National Institute of Standards and Technology, Estados Unidos.

NTC (2020), “Normas Técnicas Complementarias” Gaceta oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México, México.

Nüyün Tek (2020), “Disipadores metálicos”, recuperado de www.nuyuntek.cl/producto/disipadores-metalicos el 19 de diciembre de 2020.

Ovando E, Ossa A, and Romo M. (2007), “The sinking of Mexico City: Its effects on soil properties and seismic response”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 27, 333–343.

Oviedo J. y Duqye M. (2009), “Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas”, *Revista EIA*, No. 11, 55-63.

Palazzo G., López-Almansa F., Cahís X. y Crisafulli F. (2009), “A low-tech dissipative buckling restrained brace. Design, analysis, production and testing”, *Engineering Structures*, Vol. 31, 2152-2161.

Reinoso E. (1996), “Algunos resultados resientes sobre el peligro sísmico en la ciudad de México”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 53, 1-24, México.

Ronald L. Lindsay L. y Trevor E. (1990), “The economics of seismic isolation in buildings” *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, 245-263.

Sang-Woo K. y Kil-Hee K. (2020), “Evaluation of structural behavior of hysteretic dampers under cyclic loading”, *Applied Sciences*, Vol. 10: 8264.

SASID (2021). Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño. Versión 4.0.2.0. Gobierno de la Ciudad de México. Recuperado de www.sasid.unam.mx/webNormasCDMX el 09 de noviembre de 2021.

Saxey B., Daniels M. (2012), “Characterization of overstrength factors for buckling restrained braces”, Illinois, Estados Unidos.

Seismocontrol S.A. de C.V. (2018), “Revisión de estudios geotécnico, geológico y geofísico para estimar velocidades de propagación, tipo de suelo y período dominante del sitio, así como espectros de diseño sísmico en el predio ubicado en Insurgentes Norte # 1260, colonia Capultitlan, Delegación Gustavo A. Madero, Ciudad de México.

Servicio Sismológico Nacional (2020), “Catalogo de sismos”, recuperado de <http://www2.ssn.unam.mx:8080/catalogo/>, fecha de consulta: 29 de diciembre de 2020.

Skinner R., Kelly J. y Heine J., (1972), “Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures”, *Society for Earthquake Engineering*, Vol. 5, 63-89.

Sosa A. y Ruiz S. (1992), “Análisis estructural y costos de edificios con aisladores sísmicos”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 44, 11-28, México.

Tsai, K., Chen, H., Hong, C. y Su, Y. (1993), “Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic resistant construction”, *Earthquake Spectra* Vol. 9, No. 3, 505–528.

Tecnocontrol (2011), “Estudio de mecánica de suelos, que se efectuó para el predio ubicado en Av. Insurgentes 1260, en la col. Capultitlán, en la CDMX”, Tecnología y Control del Suelo y Concreto, S.A. de C.V., México.

Teruna D., Majid T. y Budiono B. (2015), “Experimental study of hysteretic steel damper for energy dissipation capacity”, Hindaqi Journal, Vol. 2015: 631726.

Uang C., Benzoni G. y Newell J. (2003), “Subassemblage testing of CoreBrace buckling restrained braces (G Series)”. Final report to CoreBrace, Structural Systems Research Project, University of California, San Diego.

UNE-EN (2019), “Norma Española UNE-EN 15129: Dispositivos antisísmicos”, Asociación Española de Normalización, España, Madrid.

Whittaker A., Bertero V., Thompsom C. y Alonso J. (1989), “Earthquake simulator testing of steel plate added damping and stiffness elements”, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1989.

Whittaker A., Bertero V., Thompsom C. y Alonso J. (1991), “Seismic testing of steel plate energy dissipation devices”, Earthquake Spectra, Vol. 7, No. 4, 563-604.