



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
VICERRECTORÍA INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA

Tesis para la obtención del grado de
Máster en
Ingeniería Estructural y Sísmica

**DISEÑO DE UN SISTEMA DE PROTECCIÓN
SISMORRESISTENTE PARA UN EDIFICIO MEDIANTE
DISIPADORES DE ENERGÍA APLICANDO EL MÉTODO DDBD**

AUTOR

Ing. IVÁN FERNANDO VILEMA GUEVARA

TUTOR

Dr. FRANCISCO LÓPEZ ALMANSA

Managua Nicaragua Noviembre, 2021

AGRADECIMIENTO

A Dios, a mi familia y a aquellas personas que hicieron que se haga realidad esta investigación y en especial al Doctor Francisco López Almansa tutor de la presente investigación por su guía incondicional.

DEDICATORIA

A mi padre, Luis (†), a mis amados hijos,
Mateo, Jhair e Iván, Dios los bendiga.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL	i
ÍNDICE DE FIGURAS	v
ÍNDICE DE TABLAS	x
NOTACIÓN	xii
SIGLAS	xiii
RESUMEN	xv

INTRODUCCIÓN

1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL	1
1.2 ANTECEDENTES	2
1.3 OBJETIVOS	3
1.3.1 Objetivo General	3
1.3.2 Obejetivos Específicos	3
1.4 JUSTIFICACIÓN	4

MARCO TEÓRICO

2.1 Disipación de energía inducida por un sismo	6
2.2 Análisis Estático y Dinámico de Estructuras.....	7
2.3 Sistemas de Protección Sísmica	9
2.3.1 Sistemas de control pasivo	12
2.3.1.1 Disipadores histeréticos de energía	13
2.3.1.1.1 Disipadores de barras de pandeo restringido	13

2.3.1.1.1.1 Configuración de las BPR	15
2.3.1.1.2 Disipador slit-type plates	15
2.3.1.1.3 Disipador steel slit damper	16
2.3.1.1.4 Disipadores tipo Added Damping and Stiffness	17
2.3.1.1.5 Disipador Tube in Tube Damper	18
2.3.1.1.6 Disipador tipo Wep Plastifying Damper	18
2.4 Zonificación Sísmica del Ecuador	20
2.5 Tipos de Perfiles del Suelo	20
2.5.1 Coeficientes de Perfil del suelo	22
2.6 Espectro elástico de diseño en aceleraciones	23
2.7 Periodo de vibración	23
2.8 Cortante basal de diseño	24
2.9 Tipo de uso, destino e Importancia de la Estructura	25
2.10 Factor de reducción de respuesta sísmica	26
2.11 Control de la deriva de piso	27
2.12 Procedimiento de diseño de las BPR por el DBF	27
2.13 Espectro elástico de diseño en desplazamientos	29
2.14 Determinación de los parámetros usados en el DDBD	30
2.15 Metodología de diseño para el sistema gravitacional	35
2.15.1 Diseño del sistema de piso	35

2.15.2 Predimensionamiento de las columnas y vigas	36
2.16 Metodología de diseño de las BPR por el DDBD	36
2.16.1 Desarrollo del método de diseño de las BPR por el DDBD	37
2.16.1.1 Estructura equivalente	37
2.16.1.2 Evaluación del desempeño	39
2.16.1.3 Determinación del desempeño objetivo de la estructura	40
2.16.2 Primer Paso: Caracterización del sistema original	40
2.16.3 Segundo Paso: AVE en el sistema de disipación	41
2.16.4 Tercer Paso: AVE en el sistema reforzado	41
2.16.5 Cuarto Paso: Rigidez y resistencia del sistema reforzado	42
2.16.6 Quinto Paso: Rigidez y resistencia del sistema de disipación	42
2.16.7 Sexto Paso: Verificación para otro objetivo de desempeño	43
2.16.8 Séptimo Paso: Distribución de rigidez y resistencia	44
2.17 Sismos considerados	45
2.17.1 Terremotos de subducción para la Costa Central del Ecuador y plano de falla del sismo de 1998	45
 DISEÑO DEL SISTEMA DE PROTECCIÓN SÍSMICA DEL EDIFICIO EN ESTUDIO	
3.1 Edificio en estudio	48
3.2 Espectros de aceleración	50
3.3 Análisis sísmico modal espectral del edificio en estudio	50

3.4 Edificio en estudio con / sin BPR	53
3.5 Disposición de las BPR en el edificio	54
3.6 Diseño Directo Basado en Desplazamientos de la estructura en estudio	58
3.6.1 Diseño de los elementos de hormigón armado y parámetros usados en el Diseño directo basado en desplazamientos (DDBD)	59
3.6.2 Diseño del sistema de disipación	62
3.6.2.1 Análisis Modal	62
3.6.2.2 Análisis Estático No Lineal	63
3.6.2.2 Determinación de las propiedades de los dispositivos del sistema de disipación	65
3.6.3 Análisis Dinámico No Lineal	68
3.6.3.1 Sismos seleccionados	69
3.6.3.2 Estudio de resultados	73
3.6.4 Análisis Dinámico No Lineal por el FNA.....	88
3.7 Análisis Económico	89
 CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES E INVESTIGACIONES FUTURAS	
4.1 CONCLUSIONES	91
4.2 RECOMENDACIONES	92
4.3 FUTURAS INVESTIGACIONES	92
4.4 BIBLIOGRAFÍA	94

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Balance energético de un oscilador simple inelástico sometido a una señal sísmica	6
Figura 2.2. Clasificación conceptual de disipación de energía	10
Figura 2.3. Disipador de barra con pandeo restringido (BRB)	14
Figura 2.4. Comportamiento de una BPR	14
Figura 2.5. Configuración de los dispositivos.....	15
Figura 2.6. Disipador slit-type steel plate	15
Figura 2.7. Disipador steel slit damper (SSD)	16
Figura 2.8. Disipador ADAS	17
Figura 2.9. Disipador TADAS	17
Figura 2.10. Disipador TTD	18
Figura 2.11. Disipador WPD	19
Figura 2.12. Deformación de la sección I	19
Figura 2.13. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	20
Figura 2.14. Espectro sísmico elástico de aceleraciones	23
Figura 2.15. Espectro sísmico elástico de desplazamientos	29
Figura 2.16. Factor de reducción de la demanda sísmica de la NEC-15	33
Figura 2.17. Periodo efectivo del sistema equivalente de un grado de libertad	34

Figura 2.18. Predimensionamiento de columnas y vigas	36
Figura 2.19. Representación del sistema en paralelo	37
Figura 2.20. Transformación de SVGL a SUGLE en la estructura lineal equivalente (Fajfar, 2000)	38
Figura 2.21. Caracterización del SUGLE para el sistema original	41
Figura 2.22. Comportamiento bilineal del sistema de disipación	43
Figura 2.23. Esquema de ubicación de los disipadores en la estructura	45
Figura 2.24. Terremotos de subducción generados en la costa central del Ecuador, donde la estructura tectónica tiene 165 km de longitud y podría generar terremotos en el orden de 8 a 8.3 grados de magnitud	46
Figura 2.25. Epicentros y mecanismo focal de los sismos considerados en el estudio	47
Figura 3.1. Geometría del modelo computacional del edificio en estudio	48
Figura 3.2. Planta típica del edificio	49
Figura 3.3. Vista en altura (dirección transversal)	49
Figura 3.4. Vista en altura (dirección longitudinal)	49
Figura 3.5. Espectros de diseño NEC-15	50
Figura 3.6. Modos y periodos de vibración del edificio en estudio	51
Figura 3.7. Derivas de piso del edificio en estudio	51
Figura 3.8. Distribución del acero de refuerzo longitudinal y transversal en las columnas y vigas del Plano A	52

Figura 3.9. Modos y periodos de vibración del edificio sin BPR y diseñado sólo para acciones verticales	54
Figura 3.10. Geometría en elevación del modelo computacional del edificio en estudio, con BPR	54
Figura 3.11. Geometría en planta del modelo computacional del edificio en estudio, con BPR	55
Figura 3.12. Disposición de BPR en altura, se tiene en la dirección transversal el plano A y H, en la dirección longitudinal el plano 1 y 5	55
Figura 3.13. Modos y periodos de vibración del edificio en estudio con BPR	56
Figura 3.14. Derivas de piso del edificio en estudio sin BPR	56
Figura 3.15. Derivas de piso del edificio en estudio con BPR	57
Figura 3.16. Pórtico estudiado (Plano A), secciones de hormigón armado (previo del diseño bajo cargas gravitacionales)	59
Figura 3.17. Desplazamientos inelásticos Δ_i	60
Figura 3.18. Desplazamientos elásticos Δ_e	61
Figura 3.19. Modos de vibración del sistema original	62
Figura 3.20. Curva sísmica resistente del Plano A, mostrado en la figura 3.15, y modelo bilineal	63
Figura 3.21. Modelo bilineal de SUGLE	64
Figura 3.22. Plano estructural analizado y disposición de la BPR	65

Figura 3.23. Espectros, Desempeño, Desplazamientos y Distorsiones de piso para el TD y TMC	66
Figura 3.24. Acelerogramas de los registros sísmicos considerados en el estudio	69
Figura 3.25. Espectros objetivos	70
Figura 3.26. Espectro objetivo (TD) de la NEC 2015 vs. espectros de acelerogramas escalonados	71
Figura 3.27. Espectro objetivo (TMC) de la NEC 2015 vs. espectros de acelerogramas escalonados	71
Figura 3.28. Acelerogramas escalados al espectro de la NEC 2015 para el escenario del TD	72
Figura 3.29. Acelerogramas escalados al espectro de la NEC 2015 para el escenario del TMC	73
Figura 3.30. Relación fuerza – desplazamiento para la BPR del TD, bajo la excitación del acelerograma 7038	74
Figura 3.31. Relación fuerza – desplazamiento para la BPR del TMC, bajo la excitación del acelerograma 7051	74
Figura 3.32. Historia de desplazamientos del TD con paso de integración $\Delta_t = 0.02$	75
Figura 3.33. Historia de desplazamientos del TMC con paso de integración $\Delta_t = 0.02$	76

Figura 3.34. Historia de desplazamientos del TD con paso de integración $\Delta_t = 0.01$	77
Figura 3.35. Historia de desplazamientos del TMC con paso de integración $\Delta_t = 0.01$	78
Figura 3.36. Historia de desplazamientos del TD con paso de integración $\Delta_t = 0.005$	79
Figura 3.37. Historia de desplazamientos del TMC con paso de integración $\Delta_t = 0.005$	80
Figura 3.38. Historia de desplazamientos del TD con paso de integración $\Delta_t = 0.002$	81
Figura 3.39. Historia de desplazamientos del TMC con paso de integración $\Delta_t = 0.002$	82
Figura 3.40. Historia de desplazamientos del TD con paso de integración $\Delta_t = 0.001$	83
Figura 3.41. Historia de desplazamientos del TMC con paso de integración $\Delta_t = 0.001$	84
Figura 3.42. Balance energético del Pórtico en estudio del TD	87
Figura 3.43. Balance energético del Pórtico en estudio del TMC	87
Figura 3.44. Balance energético del Edificio en estudio del TD	88
Figura 3.45. Balance energético del Edificio en estudio del TDMC	89

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Resumen de disipadores de control pasivo, adoptado de Symans et al. (2008)	11
Tabla 2.2. Tipos de perfiles del suelo	21
Tabla 2.3. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	22
Tabla 2.4. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	22
Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s	23
Tabla 2.6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	25
Tabla 2.7. Coeficiente de reducción de respuesta estructural	26
Tabla 2.8. Valores ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso	27
Tabla 2.9. Distorsiones máximas según límites de desempeño (FEMA 356, 2000)	40
Tabla 3.1. Dimensiones de las columnas y vigas en (cm)	53
Tabla 3.2. Parámetros de las BPR del sentido x	57
Tabla 3.3. Parámetros de las BPR del sentido y	58
Tabla 3.4. Fuerzas y desplazamientos inelásticos	60
Tabla 3.5. Fuerzas y desplazamientos elásticos	61
Tabla 3.6. Propiedades dinámicas del sistema original	62
Tabla 3.7. Propiedades del sistema original y sistema reforzado	67

Tabla 3.8. Propiedades de los dispositivos del sistema de disipación	67
Tabla 3.9. Características de los acelerogramas considerados en el estudio numérico	70
Tabla 3.10. Desplazamientos permanentes del TD en (m)	85
Tabla 3.11. Desplazamientos permanentes del TMC en (m)	85
Tabla 3.12. Desplazamientos máximos del TD en (m)	85
Tabla 3.13. Desplazamientos máximos del TMC en (m)	86
Tabla 3.14. Desplazamientos máximos en (m) y derivas máximas en (%) del TD	86
Tabla 3.15. Desplazamientos máximos en (m) y derivas máximas en (%) del TMC	86
Tabla 3.16. Costo referencial del Sistema Convencional	89
Tabla 3.17. Costo referencial del Sistema Reforzado	89

NOTACIÓN

AENL	Análisis Estático No Lineal
ADNL	Análisis Dinámico No Lineal
BPR	Barra con Pandeo Restringido
BRB	Buckling-Restrained Braces BRBs o unbounded braces
DDBD	Diseño Directo Basado en Desplazamientos
DBF	Diseño Basado en Fuerzas
FNA	Análisis No Lineal Rápido
NEC-15	Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015
PGA	Aceleración máxima del terreno en roca
PBP	Proyecto Basado en Prestaciones
SO	Sistema Original
SD	Sistema de Disipación
SR	Sistema Reforzado
SUGLE	Sistema de Un Grado de Libertad Equivalente
SVGL	Sistema de Varios Grados de Libertad
TD	Terremoto de diseño, para un periodo de retorno de 475 años
TMC	Terremoto máximo considerado, para un periodo de retorno de 2475 años

SIGLAS

A_g	Área geométrica de la sección
F_i	Fuerzas laterales aplicadas en el piso i de la estructura
H_{eff}	Altura efectiva (define el centroide de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibración)
K_{eff}	Rigidez efectiva
M_w	Magnitud de momento
$M_{eff, me}$	Masa efectiva del sistema equivalente de un solo grado de libertad
m_i	Masa del piso i
P_u	Carga última actuante sobre la sección
R	Factor de reducción del espectro de aceleraciones
R_ζ	Factor de reducción del espectro de desplazamientos
S_a	Aceleración espectral, expresado como fracción de la aceleración de La gravedad
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura
T_{eff}	Periodo efectivo
T_r	Periodo de retorno de un sismo
V	Corte total en la base de la estructura para el DBF
V_{DBD}	Corte basal de diseño utilizado en el DDBD, corresponde a la resistencia requerida por la estructura cuando se alcanza el desplazamiento meta
W	Carga sísmica reactiva
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g
η	Relación de amplificación espectral
μ	Demanda de ductilidad
Δ_d	Desplazamiento de diseño o característico

Δ_i	Desplazamiento inelástico
Δ_e	Desplazamiento elástico
Δ_y	Desplazamiento de fluencia
\emptyset_E	Coefficiente de regularidad en elevación
\emptyset_P	Coefficiente de regularidad en planta
ζ_{SO}	Amortiguamiento viscoso equivalente del sistema original, correspondiente a SUGLE.
ζ_{SD}	Amortiguamiento viscoso equivalente del sistema de disipación, correspondiente a SUGLE.
ζ_{SR}	Amortiguamiento viscoso equivalente del sistema reforzado, correspondiente a SUGLE.
d_{uSO}	Desplazamiento máximo del sistema original, correspondiente a SUGLE.
d_{uSR}	Desplazamiento máximo del sistema reforzado, correspondiente a SUGLE.
d_{ySO}	Desplazamiento de fluencia del sistema original, correspondiente a SUGLE.
d_{ySR}	Desplazamiento de fluencia del sistema reforzado, correspondiente a SUGLE.
V_{uSO}	Corte último del sistema original, correspondiente a SUGLE.
V_{uSR}	Corte último del sistema reforzado, correspondiente a SUGLE.
V_{ySO}	Cortante de fluencia del sistema original, correspondiente a SUGLE.
V_{ySR}	Cortante de fluencia del sistema reforzado, correspondiente a SUGLE.
k_{eSO}	Rigidez elástica del sistema original, correspondiente a SUGLE.
k_{eSR}	Rigidez elástica del sistema reforzado, correspondiente a SUGLE.
k_{iSO}	Rigidez inelástica del sistema original, correspondiente a SUGLE.
k_{iSR}	Rigidez inelástica del sistema reforzado, correspondiente a SUGLE.
T_{iSO}	Periodo inicial del sistema original, correspondiente a SUGLE.
T_{iSR}	Periodo inicial del sistema reforzado, correspondiente a SUGLE.

RESUMEN

En el presente estudio se elige un edificio de uso residencial de 17 niveles, ubicado en la zona de mayor actividad sísmica del Ecuador, ciudad de Bahía de Caráquez, para el cual, se presenta dos escenarios, el primero el diseño de la estructura de forma convencional tomando como sistema estructural (Pórticos resistentes a momentos), el segundo se diseña la estructura solo para cargas gravitacionales y se incorpora a ésta un sistema de disipación pasiva de energía histerético de tipo BPR (Barras de Pandeo Restringido) que absorva la acción sísmica, empleando el método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) y el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), luego se realiza un análisis dinámico no lineal para la estructura con / sin disipadores, bajo la excitación de 6 acelerogramas.

INTRODUCCIÓN

1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Ecuador es uno de los países de alta actividad sísmica del planeta, se enfrentó a uno de los eventos sísmicos más catastróficos de su historia, el 16 de abril de 2016 a las 18 horas con 58 minutos se produjo un terremoto de Mw 7.8, originado a 20 km de profundidad que devastó a gran parte de la provincia de Manabí y Esmeraldas, principalmente al Cantón de Pedernales perteneciente a la provincia de Manabí, denominado “Terremoto de Pedernales”, fue sentido en todo el país y en el sur de Colombia.

Hoy en día, aumenta el número de edificaciones con sistemas sismorresistentes convencionales, como sistemas aporticados (Pórticos resistentes a momentos), cumpliendo con el objetivo de la filosofía de diseño sismorresistente de la actual Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), que busca evitar el colapso de la estructura y la pérdida de vida de los ocupantes. Pero esto no es suficiente debido al alto daño que sufre la estructura ante un sismo severo, ya sea en elementos estructurales y no estructurales.

Los Sistemas de Protección Sísmica, son una alternativa para evitar o reducir el daño sísmico en las estructuras, dentro de estos sistemas se tiene los sistemas de disipación de energía o sistemas de amortiguamiento adicional, siendo empleados para la rehabilitación estructural y también para el diseño de nuevas estructuras.

Existen varios tipos de disipadores de energía llamados “histeréticos”, que disipan energía a través de fluencia de metales, en este trabajo se utilizará los disipadores de energía de tipo BPR (Barras de Pandeo Restringido), al utilizarse las BPR, no es necesario considerar el capítulo 18 de ASCE/SEI 7-16, debido a que en esta investigación

se compara un edificio de pórticos resistentes a momentos y luego un edificio protegido, pero no la misma estructura, sino una estructura diseñada para cargas verticales, esto según la normativa americana no es posible, es decir, la normativa americana básicamente considera los disipadores de energía como una protección adicional, pero la estructura por si sola tiene que tener la capacidad de resistir la acción sísmica, por lo cual conforme a la NEC-15 se efectúa un análisis convencional tomando un factor de reducción de respuesta estructural $R = 8$.

En el presente estudio se elige un edificio sismorresistente aporricado de hormigón armado, de 17 niveles, para el cual, se diseña un sistema de disipación de energía histerético de tipo BPR, con el objeto de mejorar los parámetros de la respuesta estructural.

Luego se realiza un análisis estático no lineal y dinámico no lineal para la estructura con / sin disipadores, bajo la excitación de 6 acelerogramas.

1.2 ANTECEDENTES

En la última década, el nuevo paradigma del Proyecto Basado en Prestaciones (PBP), Performance Based Design, ha ido ganando protagonismo en el proyecto sismorresistente de estructuras, y constituye actualmente el marco en el que se está desarrollando la ingeniería sísmica. EL PBP permite al profesional controlar el nivel de daño tolerado en la estructura principal para cada nivel de peligrosidad sísmica. El PBP constituye el marco de referencia en el cual se están actualizando los códigos sísmicos de muchos países en los últimos años, y apropiado un auge en las investigaciones para el desarrollo de elementos y de sistemas de estructuras sismorresistentes avanzados o innovativos. Estos sistemas tratan de proporcionar capacidad de disipación de energía global a la estructura, y al mismo tiempo proteger frente al daño a los elementos estructurales primarios encargados de soportar las cargas gravitatorias, y a los elementos

no estructurales. Uno de los sistemas innovativos de control de la respuesta de las estructuras sometidas a terremotos son las estructuras con disipadores de energía o con amortiguadores de masa, o a las estructuras con aislamiento de base. Entre los distintos tipos de disipadores de energía existentes, los llamados histeréticos, basados en la deformación plástica de metales se encuentran entre los más populares por su buena relación eficacia-costo (Romo, 2012).

Después del terremoto 16 A (16 de abril del 2016), el cual fue un antecedente para la rehabilitación de las estructuras en el Ecuador, varios consultores han optado por la implementación de sistemas de disipación pasiva de energía, sistemas que adicionan amortiguamiento a la estructura, no sólo por su eficiencia sino también por su bajo costo respecto a otros sistemas, existen varias estructuras rehabilitadas como en Manta, ciudad también afectada por el terremoto, dentro de estas edificaciones se han incorporado los disipadores histeréticos de energía tipo ADAS, TADAS y SLB, incluso en diseño de estructuras nuevas. En este estudio se hace referencia principalmente a un disipador histerético denominado BPR (Barras de Pandeo Restringido), debido a la falta de implementación en el Ecuador.

Para conocer en forma real la respuesta estructural se acude al análisis sísmico dinámico no lineal (Time-History).

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General:

- Diseñar un Sistema de Protección Sismorresistente para un Edificio de 17 pisos de Hormigón Armado ubicado en la zona de mayor actividad sísmica del Ecuador mediante Disipadores de Energía empleando el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos.

1.3.2 Objetivos Específicos:

- Diseñar un Edificio Sismorresistente de Hormigón Armado con / sin dispositivos histeréticos de tipo BPR, empleando el método de Diseño Basado en Fuerzas.
- Diseñar un Edificio Sismorresistente de Hormigón Armado con / sin dispositivos histeréticos de tipo BPR, empleando el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos.
- Analizar el Edificio empleando el análisis estático no lineal y dinámico no lineal para conocer los parámetros de respuesta estructural.

1.4 JUSTIFICACIÓN

Dentro de Ecuador, las provincias de Manabí y Esmeraldas son zonas de mayor sismicidad, Pedernales durante el terremoto del 16 de Abril del 2016, presentó una señal sísmica enmarcada por una aceleración máxima del terreno en roca (PGA) de 1.413 g, superando notablemente las ordenadas espectrales de lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-15), por otro lado, Bahía de Caráquez, ubicada a 86 km del epicentro, fue una de las ciudades más afectadas, no obstante, en 1988 ocurrió un sismo de Mw 7.2, sin embargo, no cuenta con señales sísmicas registradas.

En el terremoto del pasado 16 de abril del 2016 según Senplades muchas estructuras sufrieron severos daños tal es el caso de 51 centros de salud, 875 colegios y 11 universidades, además, 2138 edificaciones estuvieron en proceso de demolición (MTOPE, 2016).

El proyecto sismorresistente convencional se basa en los conceptos de ductilidad, redundancia estructural y capacidad de los elementos que forman la estructura primaria de la construcción (vigas y pilares en el caso de estructuras porticadas) para disipar energía mediante deformaciones plásticas (Bozzo, 2004). Sin embargo, permitir las

deformaciones plásticas en elementos primarios de la estructura, implica admitir daños estructurales después del terremoto cuya localización y reparación puede ser muy costosa, y concluir a la demolición del edificio (Romo, 2012).

Por lo tanto, surge la necesidad de emplear técnicas avanzadas de diseño sismorresistente, la implementación de sistemas de disipación pasiva de energía, entre estos, los disipadores histeréticos BPR, permiten mitigar la vulnerabilidad de las estructuras ante eventos sísmicos esperados, además con el uso de registros sísmicos, el análisis sísmico será más próximo a la realidad.

MARCO TEÓRICO

2.1 Disipación de energía inducida por un sismo

En una estructura sometida a movimientos sísmicos, la ley de conservación de energía convierte la energía de entrada en energía elástica y en energía disipada Medeot R. (2000), como se observa en la Ecuación 2.0.

$$E_I = E_P + E_K + E_\beta + E_H \quad (2.0)$$

Donde:

E_I : Energía de entrada.

E_P : Energía potencial.

E_K : Energía cinética.

E_β : Energía por amortiguamiento viscoso equivalente.

E_H : Energía por deformación histerética.

Se muestra en la Figura 2.1, un análisis del balance energético obtenido para un sistema inelástico de un grado de libertad sometido a un sismo, con un periodo estructural de 0.3 segundos y con una fuerza de fluencia del 20% de su peso. El amortiguamiento con respecto al crítico es del 3%.

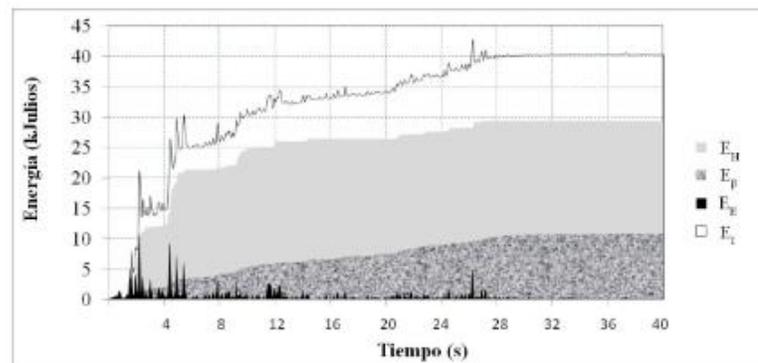


Figura 2.1. Balance energético de un oscilador simple inelástico sometido a una señal sísmica.

Fuente: Pimiento J. et al (2014).

En la Figura 1 se observa cómo al inicio, toda la energía se transforma en Energía Elástica (E_E) bien sea en energía cinética o en deformaciones elásticas (no permanentes). Pero cuando la energía de entrada se hace mayor, aproximadamente el 70% de la energía se disipa por histéresis (E_H) y la restante se disipa por amortiguamiento intrínseco de la estructura (E_β).

En un pórtico la E_H aparece cuando los esfuerzos generados por el sismo en los elementos estructurales superan la región elástica de los materiales y por lo tanto la estructura recurre a la región inelástica. A partir de ese momento parte de la energía inducida por el sismo se traduce en deformaciones inelásticas y en daño. Esto se hace evidente en fenómenos como la fisuración, la fluencia y la aparición de rótulas plásticas, Pimiento J. et al (2014).

El objetivo de disipación de energía propuesta es mantener un gran porcentaje de disipación de energía por histéresis, pero reduciendo los daños en los elementos estructurales. Para ello se propone un sistema que conduce la energía y los daños hacia los dispositivos pasivos de energía.

2.2 Análisis Estático y Dinámico de Estructuras

En este apartado se da una breve definición conceptual de los métodos de análisis estáticos y dinámicos de estructuras más conocidos y se hace énfasis en los métodos empleados en esta investigación.

Las leyes fundamentales de la física, que son la base del análisis estático y dinámico de estructuras, tienen más de 100 años de edad. Por lo tanto, cualquiera que crea que haya descubierto un principio nuevo de mecánica, es víctima de su propia ignorancia, Wilson E., (2004).

Los Análisis Estáticos Lineales son efectuados a partir de espectros de respuesta de aceleración absoluta conocidos como Estáticos Equivalentes (*Fuerza lateral equivalente o Fuerza estática*) cuando se toma un solo modo de vibración, mientras tanto el *Análisis Modal Espectral* toma varios modos de vibración.

En cuanto a Los Análisis Estáticos No Lineales (AENL), conocido como *Pushover*, significa algo fácil, es decir empujar algo que se cae fácilmente, que consiste en investigar su comportamiento bajo acciones verticales constantes, pero ante fuerzas laterales crecientes (no constantes), y se clasifican en Análisis Pushover Ordinario o Normal, Multimodal y Adaptativo.

Por otro lado, están los Análisis Dinámicos No Lineales (ADNL), una vez conocido los materiales constitutivos de los elementos que conforman el sistema estructural, se acude al uso de registros sísmicos mediante métodos por *Integración Directa* como el método de Newmark, Wilson, entre otros, sea cual sea los métodos están inmersos ante el periodo de discretización, por lo cual se puede predecir la respuesta dinámica del sistema estructural en cada instante, de tal forma que tenga una buena precisión, es decir se parezca a la realidad. Adicionalmente, también se puede mencionar el Análisis Dinámico Incremental (IDA).

El Análisis No Lineal Rápido (FNA), es muy efectivo para el diseño, rehabilitación y reforzamiento de estructuras para resistir movimientos sísmicos, porque está diseñado a ser computacionalmente eficiente para aquellas estructuras que tengan un número limitado de elementos pre-definidos no-lineales, o que disipan la energía, Wilson E., (2004). Y estos requieren el uso de los Vectores Dependientes de Carga Ritz (LDR), también llamados Vectores Ritz.

Cuando analizamos la seguridad de una estructura, queremos estudiar cómo se comporta ante terremotos fuertes, movimientos sísmicos severos, es decir que corresponden a periodos de retorno importantes como mínimo de 475 años, nosotros no podemos pretender que el comportamiento sea lineal, la estructura se comportará de forma no lineal y por tanto el análisis dinámico debe ser no lineal.

Las Estructuras Sismo-Resistentes deben tener un número limitado de elementos no lineales que puedan ser fácilmente inspeccionados y sustituidos después de un sismo mayor, Wilson E., (2004).

2.3 Sistemas de Protección Sísmica

Existe en la actualidad un gran número de técnicas de reacondicionamiento sísmico que en general pueden englobarse en dos grandes grupos: por un lado están las técnicas convencionales, y por el otro las técnicas innovativas o sistemas modernos de protección sísmica, (Mota, 2017). Una revisión bibliográfica sobre los sistemas de protección sísmica permite identificar diferentes nomenclaturas empleadas en su clasificación de acuerdo a su funcionamiento (Oviedo & Duque, 2006). Los estadounidenses plantean tres categorías que son: aislamiento de base, sistema de disipación pasiva, y sistema de control activo de la respuesta sísmica. Estos grupos de sistemas de protección sísmica se pueden distinguir evaluando los enfoques empleados para gestionar la energía asociada a fenómenos ambientales transitorios (Soong & Dargush, 1997). Por su parte, los japoneses los clasifican en cuatro categorías que son: sistemas con aislamiento de base, sistemas de absorción de energía, sistemas de efecto de masa y sistemas de control activo. La diferencia detrás de estas dos clasificaciones radica en el hecho de que los estadounidenses incluyen los sistemas de efecto de masa dentro de los sistemas de control pasivo o activo de energía (Oviedo & Duque, 2006).

Ante estas diferencias, y como una forma de establecer una clasificación internacional de los sistemas de protección sísmica, la norma ISO 3010:2001 (Basis for design of structures-Seismic action on structures) propone una clasificación en la cual los divide en tres grandes grupos que son: control pasivo, control activo e híbrido y control semiactivo (Oviedo & Duque, 2006).

Otra clasificación general se indica en la figura 2.2 y en la tabla 2.1 se muestra un resumen de los sistemas de control pasivo.

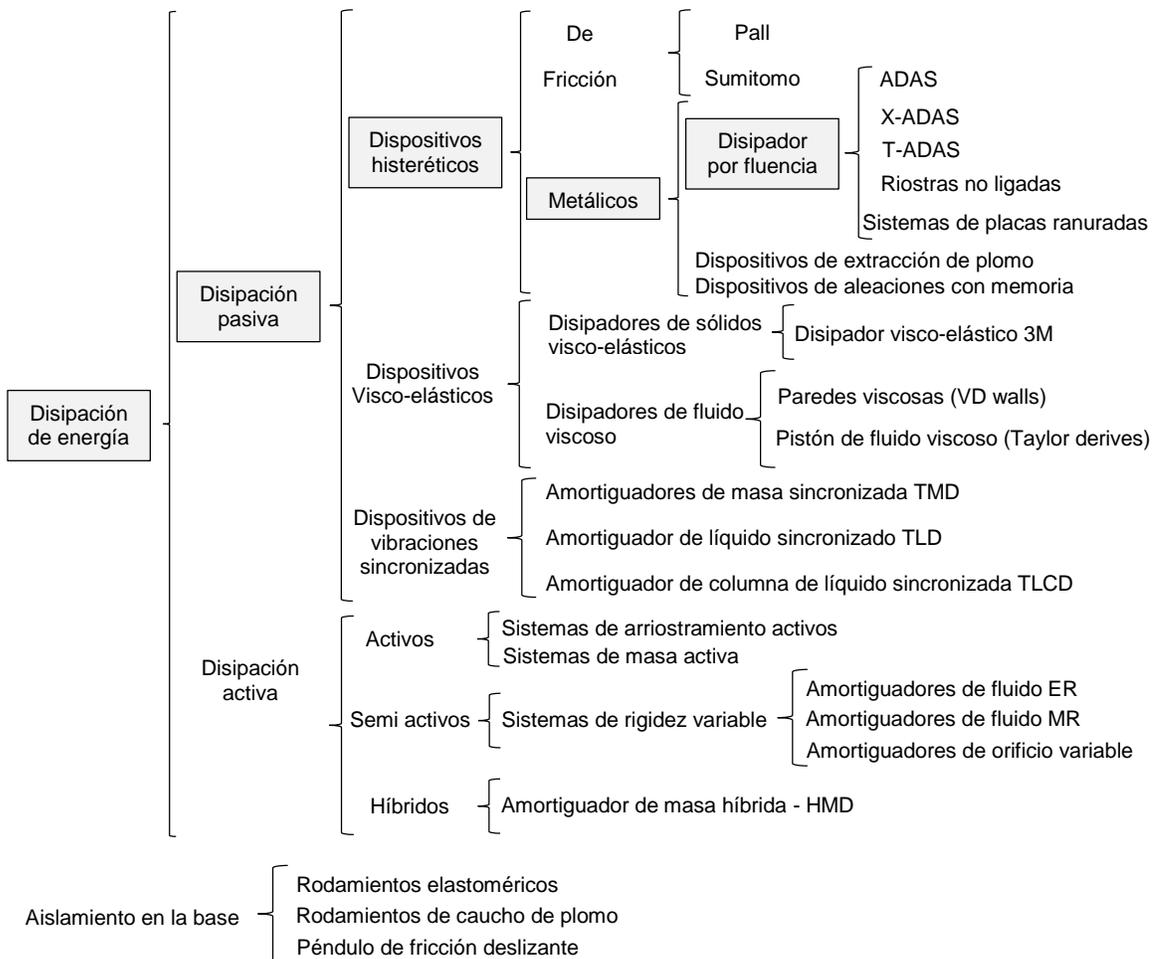
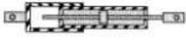
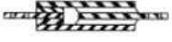
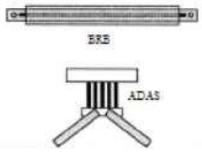
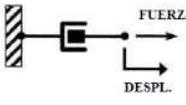
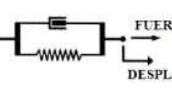
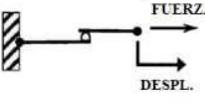


Figura 2.2. Clasificación conceptual de disipación de energía.

Fuente: Pimiento J. et al (2014).

Tabla 2.1. Resumen de disipadores de control pasivo, adoptado de Symans et al. (2008).

	Disipador Fluido Viscoso	Disipador Sólido Viscoelástico	Disipador Metálico o Histerético	Disipador Friccional
Diseño Básico				
Curva Histerética Idealizada				
Modelo Físico Idealizado			Modelo Idealizado No Disponible	
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> - Se activa con desplazamientos pequeños. - Fuerza restauradora mínima. - Para un amortiguamiento lineal, se simplifica el modelo del amortiguador. - No depende de la temperatura del ambiente ni de las frecuencias altas aplicadas. - Se ha probado ampliamente su desempeño en aplicaciones militares. 	<ul style="list-style-type: none"> - Se activa con desplazamientos pequeños. - Suministra una fuerza restauradora. - Comportamiento lineal, por lo tanto se puede simplificar su modelación. 	<ul style="list-style-type: none"> - Comportamiento histerético estable. - No depende de la temperatura del ambiente. - Materiales y comportamiento son conocidos para los ingenieros. - Comportamiento confiable durante largo plazo. 	<ul style="list-style-type: none"> - Alta disipación de energía por ciclo. - No depende de la temperatura del ambiente.
Desventajas	<ul style="list-style-type: none"> - Posible fuga del fluido (relacionado con la confiabilidad). 	<ul style="list-style-type: none"> - Capacidad de deformación limitada. - Sus propiedades dependen de la temperatura del ambiente, ni de las frecuencias aplicadas. - Posible desprendimiento y flujo del material viscoelásticos (relacionados con la confiabilidad). 	<ul style="list-style-type: none"> - Dispositivo dañado después del sismo; podría requerir remplazo. - Comportamiento no lineal; podría requerir de un análisis no lineal. 	<ul style="list-style-type: none"> - Las condiciones de interface de deslizamiento podrían cambiar con el tiempo (relacionado con la confiabilidad). - Comportamiento no lineal muy marcado; podría requerir de un análisis no lineal – modal. - Hay desplazamientos permanentes si no actúa una fuerza restauradora.

En el posterior apartado se presenta los sistemas de control pasivo, refiriéndose a los disipadores histeréticos de energía y haciendo énfasis en el tipo BPR, Barra de Pandeo Restringido, que es el que se emplea en esta Tesis.

2.3.1 Sistemas de control pasivo

Los sistemas de control pasivo de estructuras se basan en elementos que responden de forma inercial a la acción sísmica, y a diferencia del resto de sistemas, no requieren de suministro energético para su funcionamiento (Soong & Dargush, 1997). Su implementación para su uso en el reacondicionamiento sísmico de edificios existentes fue llevada a cabo en Washington, D.C., Estados Unidos, por la FEMA (1997) a través de una publicación titulada NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Los sistemas se clasifican en sistemas de aislamiento de base, de disipación de energía y amortiguadores de masa. El sistema de aislación sísmica, el cual se coloca normalmente sobre la cimentación y soporta toda la superestructura del edificio, desacopla de forma parcial el edificio de los movimientos que experimenta el suelo debido al terremoto, de esta manera se reduce el input energético en la estructura y por consiguiente se reduce la respuesta estructural. Para controlar el desplazamiento lateral del edificio el sistema de aislación sísmica se suele combinar con disipadores de energía, formando una “estructura mixta rígido-flexible”. Por su parte, los amortiguadores de masa (o sistemas de efecto de masa) consisten en la introducción de masas adicionales que normalmente se colocan en la parte superior de los edificios, la vibración de estas masas debido al movimiento oscilatorio de la estructura consume una gran parte de la energía introducida por el terremoto en dicha estructura (Mota, 2017).

Los dispositivos pasivos de disipación de energía (disipadores) pueden clasificarse principalmente en dos grupos: dispositivos dependientes del desplazamiento y dispositivos dependientes de la velocidad. Los segundos disipan la energía por medio a

la deformación de polímeros (VE), la deformación de fluidos viscosos o el paso de fluidos por orificios. Su disipación de energía depende del desplazamiento relativo como de la velocidad relativa en el dispositivo. Su uso en el campo de la ingeniería civil es limitado debido a su alto costo de instalación y mantenimiento; estos sistemas encuentran su mayor aprovechamiento en la industria militar y aeroespacial. Como alternativa a los disipadores dependientes de la velocidad se pueden emplear los dependientes del desplazamiento, en los que la disipación depende principalmente de los desplazamientos relativos entre los extremos del dispositivo. Entre los disipadores dependientes del desplazamiento se encuentran los disipadores llamados histeréticos, (Mota, 2017).

En el apartado siguiente se habla más en detalle de los disipadores histeréticos de energía y se presentan algunos de sus diseños más empleados.

2.3.1.1 Disipadores histeréticos de energía

Los disipadores de tipo histerético disipan energía a través de la fluencia de metales. Existen numerosos modelos de comportamiento histerético utilizados comúnmente para representar la relación fuerza-desplazamiento no lineal de los disipadores y existen asimismo diversas aproximaciones para estimar su capacidad límite última de disipación de energía.

2.3.1.1.1 Disipadores de barras de pandeo restringido

Los disipadores llamados barras de pandeo restringido (BPR) o buckling restrained braces (BRB) o unbounded braces consisten en barras esbeltas de acero conectadas habitualmente a la estructura en forma de diagonales o en configuración Chevron, y sujetas a fuerzas axiales. Para restringir su pandeo suelen ser revestidas por tubos de acero rígidos, con un relleno del espacio que queda entre el tubo de acero y la barra del núcleo mediante mortero (figura 2.3a) y resinas epoxi y de silicona, con un recubrimiento

especial del núcleo para evitar que este se adhiera al mortero (hormigón). Debido a este confinamiento las BRBs presentan una respuesta muy similar en compresión y tracción, y su disipación de energía se consigue mediante la plastificación del núcleo tanto a tracción como a compresión. Su investigación comienza en Japón en 1971 y su desarrollo se atribuye a la empresa Japonesa Nippon Steel a finales de 80. Desde sus inicios se han producido múltiples tipos de BRBs (figura 2.3b). La BPR es uno de los disipadores metálicos más populares en los Estados Unidos y otros países. Su primera aplicación práctica en los Estados Unidos ocurre en 1999 en el edificio campus UC Davis (Wikipedia, 2016).

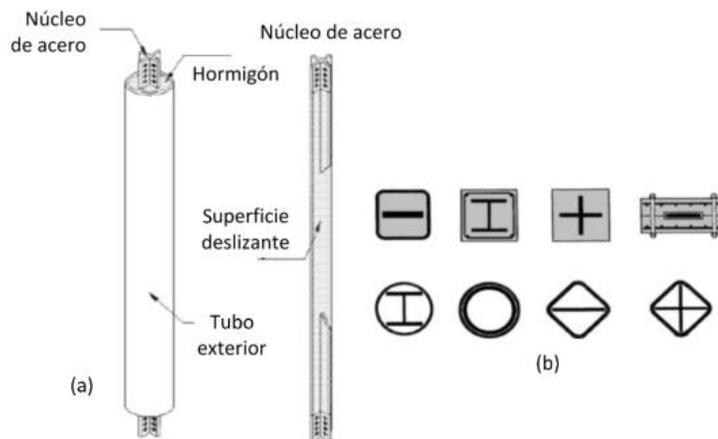


Figura 2.3 Disipador de barra con pandeo restringido (BRB): (a) componentes del disipador BRB (Clark, Aiken, Kasai, Ko, & Kimura, 1999); (b) secciones de BRBs, diversos autores (Della Corte, D'Aniello, Landolfo, & Mazzolani, 2011).

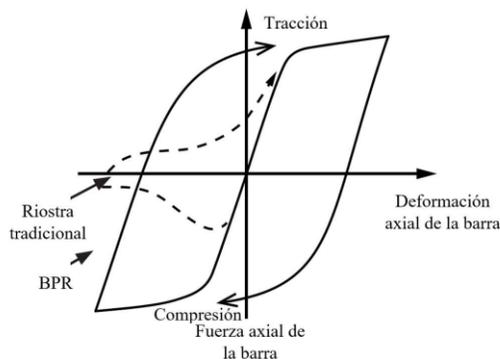


Figura 2.4. Comportamiento de una BPR.

Fuente: Bay, C., & Palazzo G., (2020).

2.3.1.1.1 Configuración de las BPR

Se pueden instalar en forma de riostras diagonales, para ello existe configuraciones establecidas bien definidas y las posiciones que se adopte serán las que marquen su rendimiento. Entre las configuraciones más comunes se muestra en la figura 2.5.

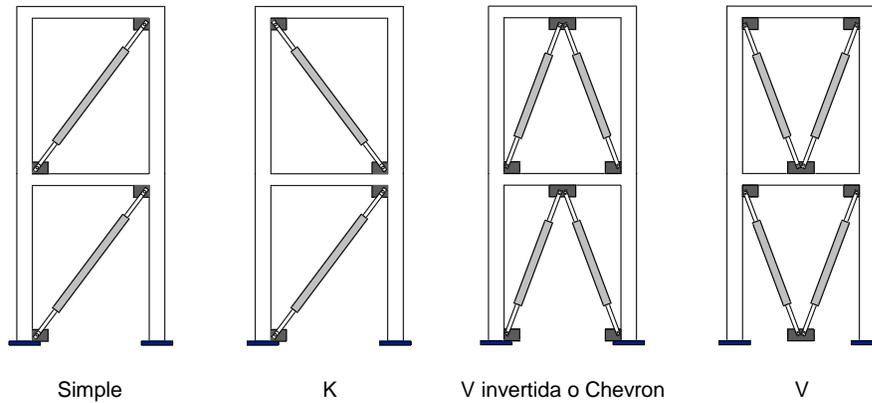


Figura 2.5. Configuración de los dispositivos.

2.3.1.1.2 Disipador slit-type plates

El disipador Steel Slit Damper (SSD), desarrollado por Chan y Albermani (Chan & Albermani, 2007), está fabricado a partir de segmentos cortos de perfiles de acero doble T con el alma ranurada, dejando unos segmentos (nervios) entre las dos alas como se puede apreciar en la figura 2.6. Este disipador está libre de soldaduras lo cual elimina las incertidumbres e imperfecciones asociadas a la soldadura.

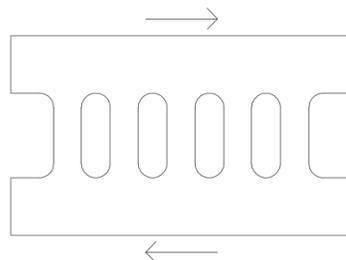


Figura 2.6. Disipador slit-type steel plate.

Fuente: Benavent-Climent et al (1998).

2.3.1.1.3 Disipador steel slit damper

El disipador Steel Slit Damper (SSD), desarrollado por Chan y Albermani (Chan & Albermani, 2007), está fabricado a partir de segmentos cortos de perfiles de acero doble T con el alma ranurada, dejando unos segmentos (nervios) entre las dos alas como se puede apreciar en la figura 2.7. Este disipador está libre de soldaduras lo cual elimina las incertidumbres e imperfecciones asociadas a la soldadura.

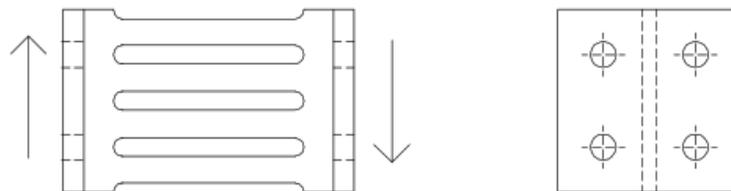


Figura 2.7. Disipador steel slit damper (SSD).

Fuente: Chan y Albermani (2007).

Este disipador fue pensado para su instalación en una configuración tipo Chevron, y para la conexión del disipador a la estructura principal (viga del pórtico) y auxiliar (base parte superior de la estructura Chevron) deben practicarse cuatro agujeros en las alas del perfil. El comportamiento estructural de este disipador fue evaluado teóricamente y verificado posteriormente de forma experimental. Bajo desplazamientos relativos entre las alas, los segmentos entre dos ranuras deforman en curvatura doble alcanzándose la plastificación en sus extremos para los desplazamientos correspondientes. En su verificación experimental se realizaron ocho ensayos cíclicos y un ensayo bajo carga monótona, para ello se empleó un total de nueve especímenes con geometrías a penas modificadas. Los especímenes se sometieron a las historias de carga hasta la rotura, y de esa manera se obtuvieron sus propiedades mecánicas y se calibraron modelos numéricos representativos.

2.3.1.1.4 Disipadores tipo Added Damping and Stiffness

El disipador Added Damping and Stiffness, ADAS, está compuesto de múltiples chapas de acero que se colocan en paralelo y se sujetan mediante perfiles auxiliares en sus partes superior e inferior como se muestra en la figura 2.8. La geometría común de estas chapas es en forma de X ya que en esta disposición las tensiones se distribuyen de manera uniforme en la sección variable de la pieza, lo que resulta en curvaturas mayores que las que se obtendrían en piezas rectangulares para el mismo desplazamiento.

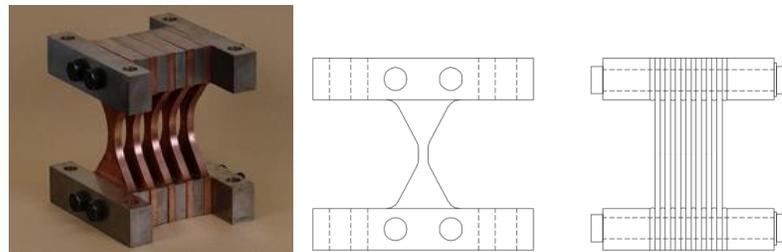


Figura 2.8. Disipador ADAS.

Fuente: Oviedo y Duque (2006).

Una variante muy aceptada de este disipador es el TADAS (Triangular Steel plate Added Damping and Stiffness), desarrollado por Tsai et al (Tsai, Chen, Hong, & Su, 1993). La innovación respecto del ADAS, introducida por Tsai et al con el diseño del TADAS (figura 2.9), consiste en que mientras un extremo está empotrado por soldadura, la conexión del otro asegura el movimiento libre en la dirección vertical debido a la disposición de las ranuras.

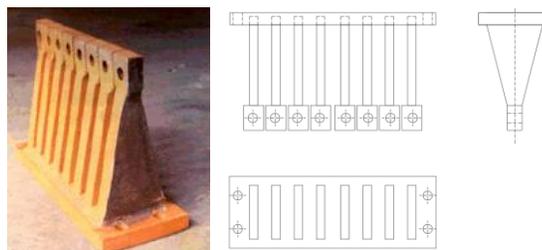


Figura 2.9. Disipador TADAS.

Fuente: Oviedo y Duque (2006).

2.3.1.1.5 Disipador Tube in Tube Damper

El disipador Tube in Tube Damper (TTD), (Benavent Climent, 2009) está formado por dos tubos de acero huecos de sección rectangular estándar, colocados uno dentro del otro. Los dos tubos están unidos en puntos específicos en la zona (placa) de plastificación (Energy-dissipative part) mediante soldadura en huecos y en ángulo (en ambos extremos de la placa), respectivamente. El tubo exterior contiene la placa de disipación de energía, la cual está formada por una serie de segmentos (strips) separados entre sí mediante aberturas (slits) que se le practican a las paredes de dicho tubo (figura 2.10). Bajo desplazamientos relativos de los extremos del disipador en la dirección de su eje, estos segmentos se comportan como una serie de vigas con ambos extremos fijos (fixed-end beam), y deforman en curvatura doble, su plastificación puede darse ya sea por flexión o por esfuerzo cortante.

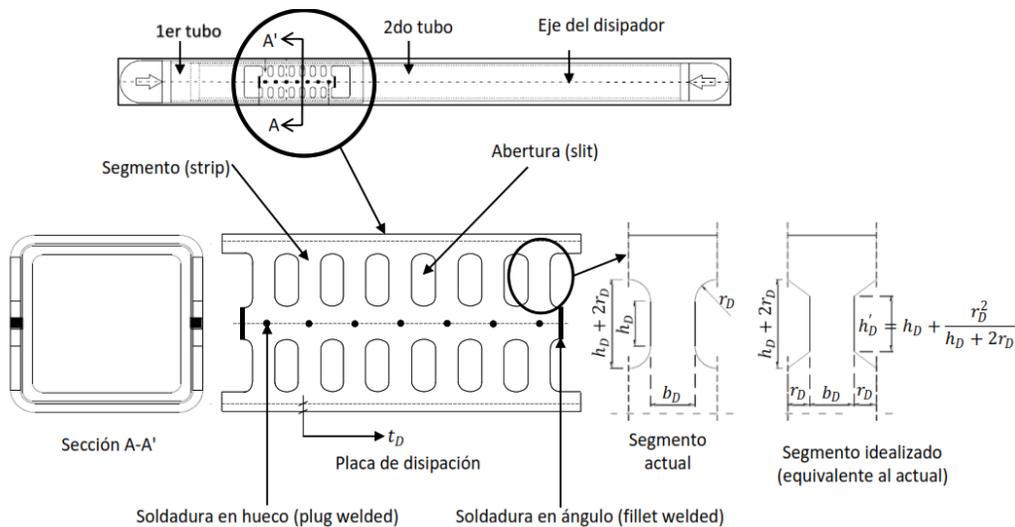


Figura 2.10. Disipador TTD.

Fuente: Mota (2017).

2.3.1.1.6 Disipador tipo Wep Plastifying Damper

El disipador Wep Plastifying Damper (WPD), (Benavent Climent, Morillas, & Vico, 2010) es un dispositivo de disipación de energía que básicamente se compone de varios

segmentos cortos de perfiles de acero estructural doble T (o perfil I o H) que se ensamblan mediante dos barras también de acero, que se disponen como se muestra en la figura 2.11. Los segmentos de acero son los dispositivos encargados de disipar la energía, mientras que las barras de acero auxiliares, normalmente de sección U, solo funcionan como elementos de sujeción y permiten la conexión del disipador al resto de la estructura. La unión entre los elementos cortos de perfil I y elementos auxiliares de sujeción, se consigue mediante tornillos de acero de alta resistencia que se fijan con un par de apriete fijo. La disipación de energía se consigue mediante la plastificación del alma del perfil sujeto a momentos actuando fuera del plano del mismo, algo que no es común ya que típicamente se someten a fuerzas actuando en su plano. Sin embargo, la deformación del perfil debido a fuerzas actuando fuera de su plano, se ha visto que representa una fuente importante de disipación de energía, que se debe principalmente, a que la transición entre la parte final del alma y las alas del perfil tiene una curva suave que previene las concentraciones de esfuerzos que pueden causar el fallo prematuro del material antes de que este pueda desarrollar su capacidad de deformación plástica inherente (Benavent Climent, Morillas, & Vico, 2010).

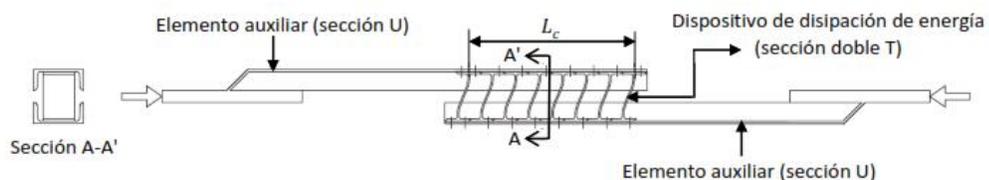


Figura 2.11. Disipador WPD.

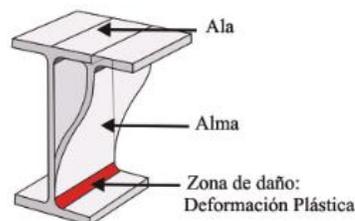


Figura 2.12. Deformación de la sección I.

Fuente: Romo (2012).

Finalmente, la instalación de estos disipadores (TTD y WPD) es tan sencilla como colocar una riostra de acero convencional en una estructura porticada, de manera que no se precisa de una estructura auxiliar como la requerida en la ya conocida configuración de Chevron. Ambos disipadores fueron desarrollados para su uso en países en vías de desarrollo con escasos recursos tecnológicos (Mota, 2017).

2.4 Zonificación Sísmica del Ecuador

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

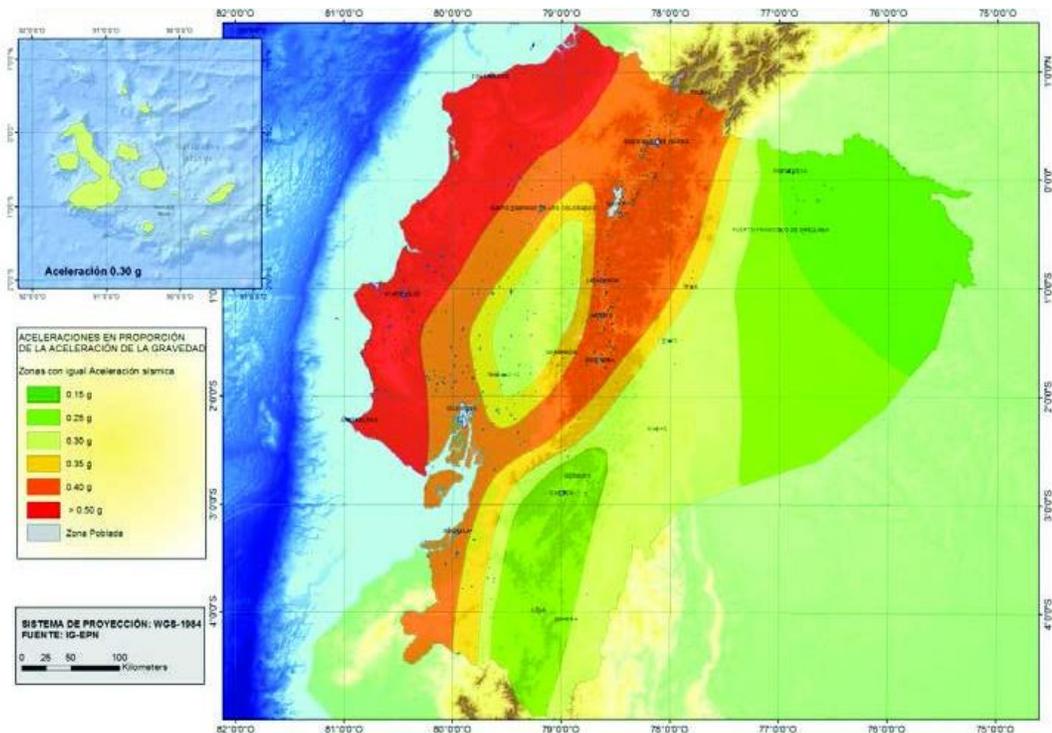


Figura 2.13. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

2.5 Tipos de Perfiles del Suelo

Se definen seis tipos de perfiles de suelos presentados en la tabla 2.2.

Tabla 2.2. Tipos de perfiles del suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_z \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_z \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_z \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_z \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ KPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de onda de cortante, o	$\bar{V}_z < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ KPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista, se contemplan las siguientes subclases: F1: Suelos susceptibles a la falla o colapso causando por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados etc. F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3: Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.5m con índice de Plasticidad IP>75) F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>30m) F5: Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil del subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. F6: Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente. "Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015" de NEC-15. (2015), pág. 30.

Existe estudios de varios investigadores en el que a la ciudad de Bahía de Caráquez califican o predomina como perfil de suelo tipo D, existiendo zonas con perfil de suelo tipo E, al sur occidente de la ciudad, para la presente investigación se adopta por el perfil sísmico del suelo tipo D.

2.5.1 Coeficientes de Perfil del suelo

Los coeficientes de amplificación dinámica del suelo o factores de sitio, se caracteriza por F_a , F_d y F_s , las cuales se presentan a continuación:

Tabla 2.3. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.30	IV 0.35	V 0.40	VI 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	Estudio de suelo	Estudio de suelo	Estudio de suelo	Estudio de suelo	Estudio de suelo	Estudio de suelo

Fuente. "Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015" de NEC-15. (2015), pág. 31.

Tabla 2.4. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.30	IV 0.35	V 0.40	VI 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Estudio de suelo	Estudio de suelo	Estudio de suelo	Estudio de suelo	Estudio de suelo	Estudio de suelo

Fuente. "Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015" de NEC-15. (2015), pág. 31.

Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Estudio de suelo	Estudio de suelo	Estudio de suelo	Estudio de suelo	Estudio de suelo	Estudio de suelo

Fuente. "Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015" de NEC-15. (2015), pág. 32.

2.6 Espectro elástico de diseño en aceleraciones

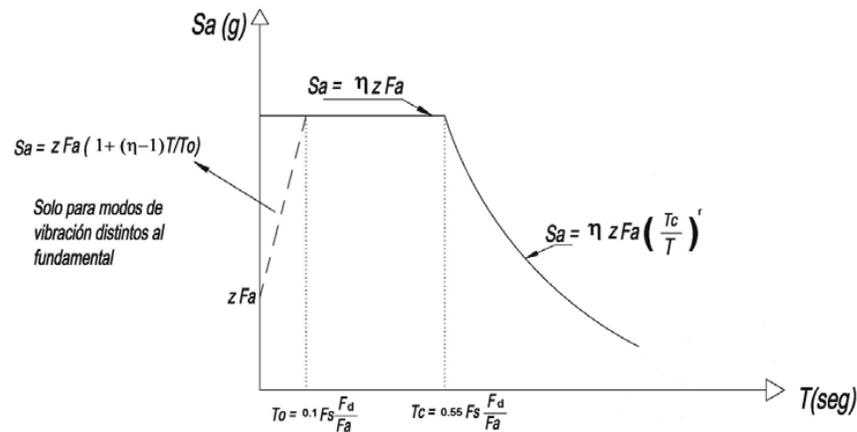


Figura 2.14. Espectro sísmico elástico de aceleraciones.

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, en la expresión que define la rama del espectro de diseño elástico presenta el factor r , para el tipo de suelo A, B o C $r=1$ y para el tipo de suelo D o E $r=1.5$, así mismo, la relación de amplificación espectral η , para las provincias de la Costa, excepto Esmeraldas $\eta=1.8$, para las provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos $\eta=2.48$, para las provincias del Oriente $\eta=2.60$.

2.7 Periodo de vibración

El periodo de vibración de la estructura T , para cada dirección principal, será estimado mediante la expresión:

$$T = c_t h_n^\alpha \quad (2.1)$$

Donde:

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

c_t y α : Coeficientes que dependen del tipo de edificio, en este caso, $c_t = 0.055$ y $\alpha = 0.9$.

2.8 Cortante basal de diseño

El cortante basal de diseño V, se determinará mediante la expresión:

$$V = \frac{IS\alpha}{R\phi_P\phi_E} W \quad (2.2)$$

Donde:

I : Factor de importancia.

S_α : Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

W : Carga reactiva, en este caso, se estima como la carga muerta total de la estructura.

R : Factor de reducción de respuesta estructural.

ϕ_P : Factor de configuración estructural en planta.

ϕ_E : Factor de configuración estructural en elevación.

En este caso $\phi_P = 1.00$, $\phi_E = 1.00$, debido a que la configuración estructural del edificio en estudio es simple y regular.

2.9 Tipo de uso, destino e Importancia de la Estructura

El propósito del factor de importancia I, es incrementar la acción sísmica de diseño para estructuras, y estas deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Tabla 2.6. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Fuente. "Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015" de NEC-15. (2015), pág. 39.

En el presente estudio, el factor de importancia de la estructura $I = 1.0$.

2.10 Factor de reducción de respuesta sísmica

El valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente, debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7. *Coefficiente de reducción de respuesta estructural.*

Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos espaciales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos espaciales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente. *"Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015" de NEC-15. (2015), pág. 65.*

Para el presente estudio, el coeficiente de respuesta estructural será $R = 8$.

2.11 Control de la deriva de piso

El límite de la deriva de piso se determinará con la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (2.3)$$

Donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica

Δ_E : Deriva de piso

R : Factor de reducción de respuesta sísmica

Esta expresión no debe ser mayor a los valores expresados en la siguiente tabla:

Tabla 2.8. Valores ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de	ΔM máxima
Hormigón Armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

Fuente. "Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015" de NEC-15. (2015), pág. 40.

2.12 Procedimiento de diseño de las BPR por el DBF

El procedimiento de diseño implica determinar los dos parámetros principales que definen el modelo de plasticidad de Wen:

- Rigidez axial (kBPR) de cada BPR.
- Fuerza de plastificación F_y .

Para cada piso i , y para cada dirección principal, se calcula la rigidez inicial (elástica) que aporta el conjunto de BPR (KBPRs) en ese nivel y dirección, según la siguiente expresión:

$$K_{BPRs} = C_1 K_{PISO} \quad (2.4)$$

A partir de la matriz de rigidez de la estructura sin BPR, puede determinarse la rigidez elástica de piso K_{PISO} . El coeficiente C_1 está en función del aumento de rigidez inicial que

proporcionan los disipadores, con un valor único para todo el edificio. Mediante un proceso iterativo basado en la comparación de resultados de la estructura con BPR, puede determinarse el valor óptimo de este parámetro. Para el edificio en estudio se llegó a $C_1 = 1,50$. Como estimación inicial pueden especificarse tal que la relación periodo fundamental de la estructura con riostra y el periodo fundamental de la estructura libre sea cercana a $1/\sqrt{1 + 1.5} = 0,632$.

En función de la cantidad de BPR a colocar en cada nivel y plano estructural (N_{BPR}), y del ángulo de inclinación α de la BPR respecto a la horizontal, se determina la rigidez que debe tener cada BPR en cada nivel i , K_{BPR} , según la expresión:

$$K_{BPR} = \frac{K_{BPRs}}{N^{\circ}BPR \cos^2 \alpha} \quad (2.5)$$

Fuerza en el inicio de la plastificación de cada BPR (F_y). Esta fuerza se calcula según la expresión:

$$F_y = A_y f_y \quad (2.6)$$

Donde:

f_y : Tensión de fluencia del acero que conforma la barra central de la BPR.

A_y : Área de la zona de plastificación de la barra central.

Para calcular el área A_y se considera la expresión de cálculo de la rigidez axial de una BPR con longitud L y módulo de elasticidad E .

Teniendo en cuenta que la barra posee una zona de plastificación (con área A_y y longitud L_y), y otra zona de extremo para las conexiones (con área A_{extr} y longitud L_{extr}), se puede expresar su rigidez axial según la expresión presentada a continuación, suponiendo además que $A_{extr} = 1,5 A_y$.

$$k_{BPR} = \frac{1}{\frac{L_y}{EA_y} + \frac{L_{extr}}{EA_{extr}}} = \frac{1}{\frac{L_y}{EA_y} + \frac{(L - L_y)}{E(1,5A_y)}} \quad (2.7)$$

La especificación de la longitud de plastificación L_y se realiza según la ley de Hooke, como se indica en la siguiente ecuación:

$$L_y = \frac{E\Delta_y}{f_y} = (L - L_{extr}) \quad (2.8)$$

Esta longitud es función del desplazamiento de plastificación Δ_y , que se determina como un porcentaje del desplazamiento para la BPR, Δ_{BPR} , según la expresión:

$$\Delta_y = C_2\Delta_{BPR} \quad (2.9)$$

Para el edificio en estudio se especificó $C_2 = 0,6$ y Δ_{BPR} según la deriva de piso Δ del nivel considerado, mediante la expresión:

$$\Delta_{BPR} = \Delta \cdot \cos\alpha \quad (2.10)$$

La deriva de piso Δ debe estimarse, por ejemplo en base a un análisis estático de la estructura original. Finalmente, puede calcularse el área de la zona de plastificación A_y dada por la expresión:

$$A_y = \frac{K_{BPR}(L + 0.5L_y)}{1,5E} \quad (2.11)$$

2.13 Espectro elástico de diseño en desplazamientos

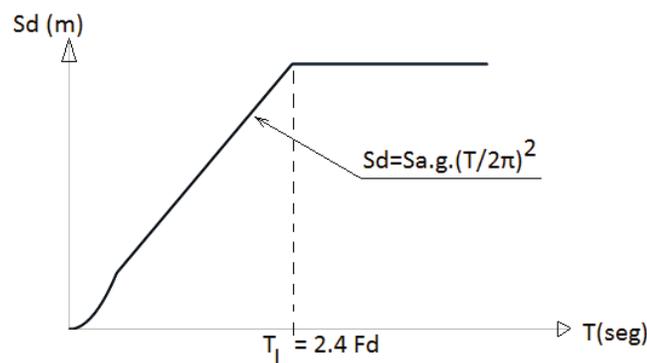


Figura 2.15. Espectro sísmico elástico de desplazamientos.

A partir del espectro elástico de aceleraciones indicada en la figura 2.14. Se define el espectro elástico de desplazamientos mediante la expresión que se indica en la figura 2.15.

2.14 Determinación de los parámetros usados en el DDBD

a) Perfil de desplazamiento de diseño

Investigadores como Priestley et al. (2007), han comprobado que las derivas inelásticas de piso se ven afectadas por los modos de vibración distintos al primero, sobre todo en edificios de más de 10 niveles. Por ello, recomiendan la incorporación de un factor de reducción dinámica de derivas w_θ definido por:

$$w_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0 \quad (2.12)$$

Para el diseño de edificios de cuatro pisos o menos, se asume un perfil de desplazamiento lineal. Para edificios de más de cuatro pisos el perfil es parabólico y la deriva máxima ocurre en el primer piso.

- Para $n \leq 4$:

$$\Delta_i = w_\theta H_i \theta_T \quad (2.13)$$

- Para $n > 4$:

$$\Delta_i = w_\theta H_i \theta_T \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1} \quad (2.14)$$

Donde:

H_i : Altura del nivel i , desde el suelo.

H_1 : Altura del nivel 1.

H_n : Altura total del edificio.

θ_T : Deriva de diseño.

b) Desplazamiento de diseño o característico

El desplazamiento característico o de diseño Δ_d , se reduce por la amplificación de los factores de configuración estructural, con el propósito de contrarrestar la amplificación de desplazamientos, deformaciones o derivas causadas por la presencia de irregularidades de la estructura y se determina por medio de la siguiente expresión:

$$\Delta_d = \phi_P \phi_E \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.15)$$

Donde:

ϕ_P, ϕ_E : Factores de irregularidad en planta y elevación.

m_i : Masa del piso i (correspondiente a la masa de los elementos estructurales y no estructurales más el 25 % de la masa por carga viva).

Δ_i : Desplazamiento de diseño para el piso i , (ecuaciones 2.13 y 2.14).

c) Altura efectiva

Define el centroide de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibración y se estima por medio de la siguiente expresión:

$$H_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.16)$$

Donde:

H_i : Altura del nivel i del edificio (medida desde la base hasta el piso i).

d) Masa efectiva

La masa efectiva del sistema equivalente de un solo grado de libertad está definida por:

$$M_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (2.17)$$

e) Desplazamiento de fluencia

Se estima mediante un análisis estructural de la estructura en estudio o por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta_y = \theta_y H_{eff} \quad (2.18)$$

Donde:

Δ_y : Desplazamiento de fluencia.

θ_y : Deriva de fluencia.

Priestley (1998), menciona que la distorsión angular de fluencia, θ_y , de una viga de un pórtico de concreto reforzado, es una propiedad geométrica, prácticamente independiente de la resistencia de la sección. Propone un valor deducido analíticamente a partir de la curvatura de fluencia de los extremos de la viga. La deriva de fluencia se estima por:

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (2.19)$$

Donde:

L_b, h_b : Longitud y peralte de una viga característica del pórtico.

ε_y : Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo, Para el edificio en estudio, se emplea como material el límite de fluencia mínimo del acero $f_y = 420 \text{ Mpa}$ y el módulo de elasticidad del acero $E_s = 210000 \text{ Mpa}$, por lo tanto, se obtiene $\varepsilon_y = 420/210000 = 0.002$.

f) Demanda de ductilidad

Es la relación entre el desplazamiento de diseño y el desplazamiento de fluencia.

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y \quad (2.20)$$

g) Factor de reducción de demanda sísmica

El factor de reducción R_ζ de demanda sísmica será obtenido a partir de la figura 2.16, en función de la demanda de ductilidad.

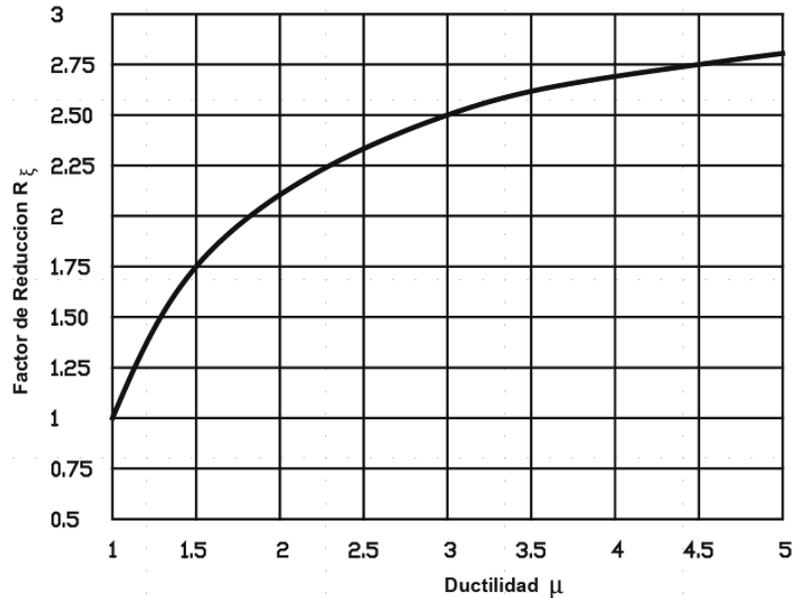


Figura 2.16. Factor de reducción de la demanda sísmica de la NEC-15.

h) Periodo efectivo

El periodo efectivo T_{eff} , se obtiene a partir del espectro de desplazamientos y se estima mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Si } T_c \leq T_{eff} \leq T_L :$$

$$T_{eff} = \frac{\Delta_d R_\zeta}{0.38 Z F_d} \quad (2.21)$$

$$\text{Si } T_{eff} > T_L :$$

$$T_{eff} = T_L$$

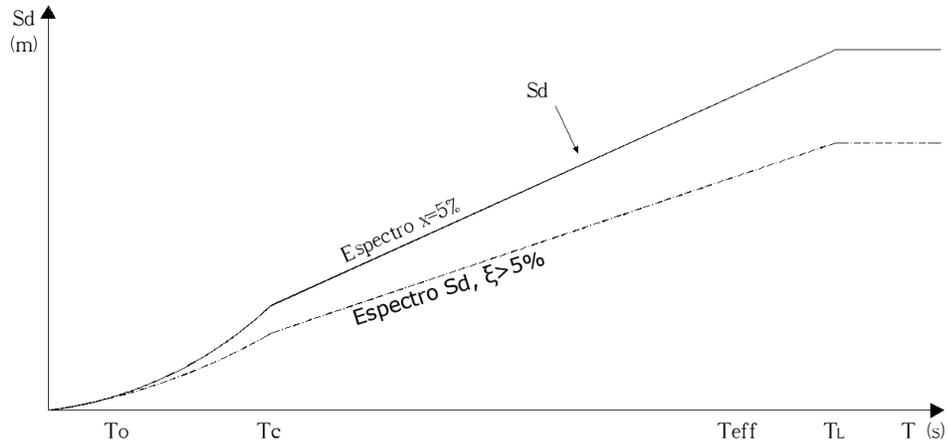


Figura 2.17. Periodo efectivo del sistema equivalente de un grado de libertad.

i) Rigidez efectiva

Es la conocida relación entre la masa y el periodo:

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2} \quad (2.22)$$

Donde:

K_{eff} : Rigidez efectiva.

M_{eff} : Masa efectiva.

T_{eff} : Periodo efectivo.

j) Cortante basal de diseño

Se determinará a partir del desplazamiento de diseño y la rigidez efectiva mediante:

$$V_{DBD} = K_{eff} \Delta_d \quad (2.23)$$

k) Fuerzas laterales

El cortante basal será distribuido en el centro de masas de cada piso del edificio, mediante

F_i , representa la distribución del cortante basal entre las plantas proporcionalmente a su

masa y desplazamiento (excepto en la planta superior, para tener en cuenta de una forma simplificada la influencia de los modos superiores).

· Pisos 1 a n-1:

$$F_i = kV_{DBD}(m_i\Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i\Delta_i) \quad (2.24)$$

Donde:

k: Coeficiente que vale 0.9 para edificaciones aporticadas y 1.0 para todas las demás estructuras.

· Techo (Piso n):

$$F_n = (1 - k)V_{DBD} + kV_{DBD}(m_n\Delta_n) / \sum_{i=1}^n (m_i\Delta_i) \quad (2.25)$$

Donde:

m_n : Masa del piso n.

Δ_n : Desplazamiento de diseño para el piso n.

2.15 Metodología de diseño para el sistema gravitacional

El sistema gravitacional de un edificio está formado por: losas, vigas, columnas y conexiones (nudos).

2.15.1 Diseño del sistema de piso

A nivel del sistema de piso, se generan las cargas gravitacionales como las cargas producidas por la acción sísmica y su función principal es transmitir estas cargas de forma consistente al sistema gravitacional y al sistema de disipación. Para el edificio en estudio,

el sistema de piso que se diseñó consiste en una losa maciza de hormigón armado apoyada perimetralmente en ambas direcciones y cuyo peralte resultó de 15 cm.

2.15.2 Predimensionamiento de las columnas y vigas

Se realiza un predimensionado de las columnas para todos los diferentes cambios de sección utilizando su carga actuante correspondiente, para lo cual, se utilizan los requisitos mínimos geométricos establecidos en códigos, normas y literatura del diseño de elementos de hormigón armado.

Columnas	{	$A_g \geq P_u/0.5f'_c$ $c_{menor} \leq 30cm$ $c_{menor}/c_{mayor} \geq 0.4$ $H/c_{menor} \geq 15$ $P_u > A_g f'_c / 10$	}	Vigas	{	$25cm \leq b \leq c$ $h/b \leq 3$ $L/b \leq 30$ $L/d \geq 4$ $Conexiones\ no\ excéntricas\ (c/10)$	}
----------	---	---	---	-------	---	--	---

Figura 2.18. Predimensionamiento de columnas y vigas.

2.16 Metodología de diseño de las BPR por el DDBD

El método es aplicado para el diseño de estructuras nuevas, tal como se establece en el objetivo principal de esta tesis, en este caso el sistema original (SO) estaría formado por la estructura convencional, con el criterio de diseño en el cual sus elementos permanezcan en el rango lineal y el sistema de disipación (SD) formado por las BPR serán las encargadas en absorber toda la acción sísmica.

El Sistema Original (SO) y Sistema de Disipación (SD) trabajan en paralelo (Figura 2.19), entonces las rigideces y resistencias de ambos sistemas se suman para obtener las propiedades de la estructura reforzada (Lin, et al., 2003; Priestley, et al., 2007; Mazza & Vulcano, 2008; Ferraioli & Lavino, 2018; Nuzzo, et al., 2019). El amortiguamiento viscoso equivalente (AVE) de la estructura reforzada no se puede obtener como la suma de los AVE del SO y del SD, sin embargo algunos autores en tiempos pasado lo han aplicado

de esa manera (Lin, et al., 2003; Mazza & Vulcano, 2008). En este caso, se utiliza la expresión (2.33) presentada en el apartado (2.15.1.2) para el AVE del sistema en paralelo.

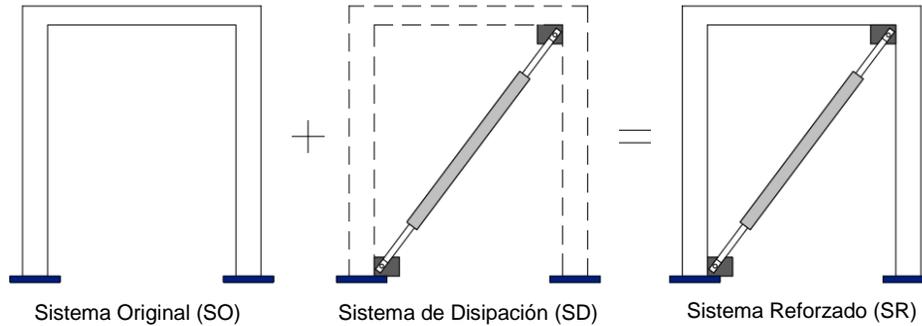


Figura 2.19. Representación del sistema en paralelo.

2.16.1 Desarrollo del método de diseño de las BPR por el DDBD

En primera instancia se determina la capacidad del SO mediante un AENL. Luego se define la demanda sísmica y el daño aceptado con un criterio de desempeño (FEMA-356, 2000). El SD se propone de forma que aporte la rigidez y resistencia necesaria para alcanzar el desempeño objetivo. Luego, se verifica el SO y SD para un nivel de desempeño superior, paso opcional. Por último, se distribuyen las características del sistema de disipación, rigidez y resistencia, entre los distintos niveles y dispositivos que tiene el sistema propuesto. (Bay, C., & Palazzo G., 2020).

2.16.1.1 Estructura equivalente

Para aplicar el DDBD se transforma el Sistema de varios grados de libertad (SVGL) en un Sistema de un grado de libertad equivalente (SUGLE) mediante el concepto de estructura equivalente (Fajfar, 2000; Priestley, et al., 2007). El SUGLE, cuya respuesta, linealmente elástica y perfectamente plástica, es equivalente a la respuesta del sistema original. El desplazamiento y el cortante basal de SUGLE (d^* , V^*) se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (2.26)$$

$$V^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (2.27)$$

$$m_e = \sum m_i \phi_i \quad (2.28)$$

$$T_e = 2\pi\sqrt{m_e/K_e} \quad (2.29)$$

Donde:

d : Desplazamiento de la parte superior de la estructura de SVGL.

Γ : Factor de participación modal.

V : Cortante basal de SVGL.

Además, este sistema equivalente tiene masa, m_e , periodo efectivo equivalente, T_e , proporcionado por una rigidez efectiva equivalente, K_e .

Es importante mencionar que el término efectivo se refiere a que se relaciona con el desplazamiento máximo de la estructura y equivalente porque representa al SVGL. En la Figura 2.20 se presenta el SVGL y el SUGLE.

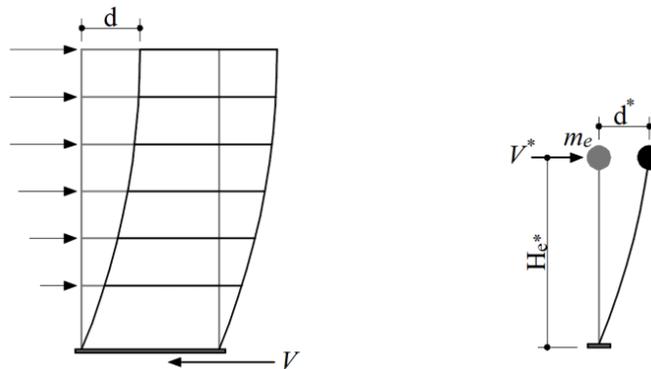


Figura 2.20. Transformación de SVGL a SUGLE en la estructura lineal equivalente (Fajfar, 2000).

Fuente: Bay, C., & Palazzo G., (2020).

El factor de participación modal Γ , se determina con la siguiente expresión en función de los desplazamientos modales de la primera forma de vibrar.

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (2.30)$$

Donde m_i es la masa en el nivel i y ϕ_i es el desplazamiento de la forma modal correspondiente al primer modo, normalizado de forma que $\phi_n = 1$, es decir, que la amplitud modal de la planta superior es igual a la unidad. Si no se realiza un análisis modal se puede estimar la forma modal mediante la siguiente expresión:

- Para $n \leq 4$:

$$\phi_i = \frac{h_i}{h_n} \quad (2.31)$$

- Para $n > 4$:

$$\phi_i = \frac{4}{3} \left(\frac{h_i}{h_n} \right) \left(1 - \frac{h_i}{4h_n} \right) \quad (2.32)$$

Donde n es el número de pisos, h_i la altura del nivel i medido desde la base y h_n la altura del nivel n , último nivel de la construcción (Priestley, et al., 2007). La primera expresión es lineal y la segunda es parabólica (como en la figura 2.20.).

2.16.1.2 Evaluación del desempeño

Para evaluar el desempeño del sistema original y determinar si resulta necesario el refuerzo se siguen los lineamientos del DDBD (Priestley, et al., 2007).

Se determina el AVE del sistema original, ζ_{SO} , en función de la ductilidad del sistema equivalente, μ_{SO} , de acuerdo a la expresión empírica:

$$\zeta_{SO} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu_{SO} - 1}{\mu_{SO} \cdot \pi} \right) \quad (2.33)$$

El corte basal de demanda $V_{u_{SO}}$, se determina por medio del desplazamiento objetivo d^* , y la rigidez efectiva K_e . Este cortante se compara con la capacidad obtenida mediante el Análisis Estático No Lineal (AENL). En caso de ser inferior resulta necesario incorporar resistencia con el sistema de disipación.

2.16.1.3 Determinación del desempeño objetivo de la estructura

Con la necesidad de incorporar resistencia y/o rigidez, se define el desplazamiento objetivo, d_p^* , en función del desempeño esperado. Debe tenerse en cuenta que $d_p^* \leq d^*$, caso contrario el refuerzo debe plantear un aumento de la capacidad de deformación. En este estudio se hace referencia a FEMA (FEMA-356, 2000), el cual indica en la tabla 2.9 las limitaciones de distorsiones máximas para estructuras de pórticos de hormigón armado y acero.

Tabla 2.9. Distorsiones máximas según límites de desempeño (FEMA 356,2000).

Tipología estructural	Distorsiones máximas		
	Ocupación Inmediata, IO	Seguridad de Vida, LS	Prevención del Colapso, CP
Pórticos de Hormigón Armado	0.01	0.02	0.04
Pórticos de Acero	0.007	0.025	0.05

2.16.2 Primer Paso: Caracterización del sistema original

Este paso consiste en caracterizar el SO mediante un SUGLE (figura 2.21), a través del corte basal, V_{SO}^* , del desplazamiento de fluencia, $d_{y_{SO}}^*$, y del desplazamiento objetivo, d_p^* , términos definidos en el apartado anterior.

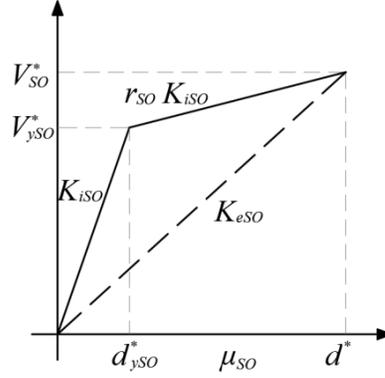


Figura 2.21. Caracterización del SUGLE para el sistema original.

Fuente: Bay, C., & Palazzo G., (2020).

Luego se determina el AVE, ζ_{SO} mediante la expresión anotada anteriormente, y la rigidez efectiva, K_e , se determina como el cociente entre V_{SO}^* y d^* .

2.16.3 Segundo Paso: AVE en el sistema de disipación

Para determinar el amortiguamiento viscoso equivalente (AVE) del Sistema de Disipación (SD), se aplica la expresión (2.34):

$$\zeta_{SD} = \zeta_v + \frac{2(1 - r_{SD})(\mu_{SD} - 1)}{\pi\mu_{SD}[1 + r_{SD}(\mu_{SD} - 1)]} \frac{1}{(0.7763 + 0.2886T_{iSD}^*) + \frac{(0.5651 + 1.841T_{iSD}^*)}{\exp(r_{SD}\mu_{SD})}} \quad (2.34)$$

Donde μ_{SD} , es la ductilidad del sistema de disipación, r_{SD} , es el factor de endurecimiento posterior a la fluencia, y T_{iSD}^* , es el período inicial del sistema de disipación. Dado que T_{iSD}^* , es desconocido resulta necesario iterar.

2.16.4 Tercer Paso: AVE en el sistema reforzado

Para determinar el AVE del SR, ζ_{SR} , se utiliza la expresión:

$$\zeta_{SR} = \zeta_v + \frac{\zeta_{SO}\sqrt{V_{SO}^*} + \zeta_{SD}\sqrt{V_{SD}^*}}{\sqrt{V_{SO}^* + V_{SD}^*}} \quad (2.35)$$

Donde V_{SD}^* , es el corte basal del SD y las demás variables ya han sido definidas. En esta instancia V_{SD}^* es desconocido, por tanto, se debe adoptar un valor y luego iterar hasta el quinto paso para encontrar el corte basal del SD.

2.16.5 Cuarto Paso: Rigidez y resistencia del sistema reforzado

Determinado ζ_{SR} , luego se obtiene el periodo efectivo T_{eSR} del SR. La rigidez efectiva y la resistencia del SR (K_{eSR}, V_{SR}^*) se obtiene con las expresiones:

$$K_{eSR} = m_e \left(\frac{2\pi}{T_e} \right)^2 \quad (2.36)$$

$$V_{SR}^* = V_{SO}^* + V_{SD}^* \quad (2.37)$$

2.16.6 Quinto Paso: Rigidez y resistencia del sistema de disipación

La rigidez efectiva del SD, K_{eSD} , se determina con la expresión anotada en este apartado, para completar la rigidez del SR. Esta K_{eSD} asociada a un d_p^* , representa un cortante basal V_{SD}^* , el cual debería ser igual al adoptado en la expresión anotada en el apartado (2.15.5), caso contrario debe iterarse hasta encontrar un valor aproximado.

Luego, en función del factor r_{SD} , se determina la fuerza de plastificación del SD, V_{ySD}^* . En la Figura 2.22 se representan los parámetros del SD. El desplazamiento de fluencia del SD, d_{ySD}^* , la rigidez, K_{iSD} , y el periodo, T_{iSD} , a la fluencia del SD respectivamente, se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$K_{eSD} = K_{eSR} - K_{eSO} \quad (2.38)$$

$$V_{SD}^* = K_{eSD} \cdot d_p^* \quad (2.39)$$

$$V_{ySD}^* = \frac{V_{SD}^*}{1 + r_{SD}(\mu_{SD} - 1)} \quad (2.40)$$

$$d_{ySD}^* = \frac{d_p^*}{\mu_{SD}} \quad (2.41)$$

$$K_{iSD} = \frac{V_{ySD}^*}{d_{ySD}^*} \quad (2.42)$$

$$T_{iSD} = 2\pi\sqrt{m_e/K_{iSD}} \quad (2.43)$$

T_{iSD} se debe comparar con el utilizado para determinar el AVE del SD en el paso 2, en caso de ser distintos se debe iterar con el mencionado paso.

De esta forma quedan definidas las propiedades del SO, SD y SR mediante el corte basal, ductilidad y desplazamiento objetivo para un nivel de desempeño. El paso siguiente es la distribución de las propiedades del SD entre los distintos niveles de la estructura, aunque en caso de haber seleccionado más de un nivel de desempeño será necesario primero evaluar el comportamiento del SR para dicho nivel, paso siguiente.

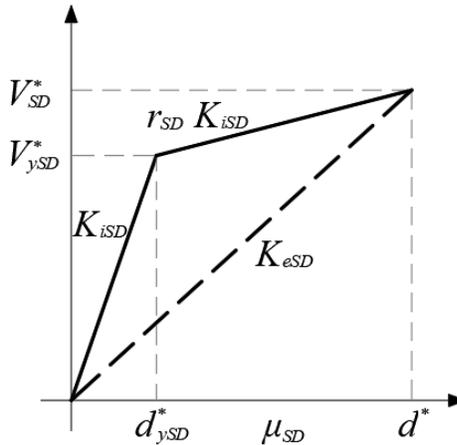


Figura 2.22. Comportamiento bilineal del sistema de disipación.

Fuente: Bay, C., & Palazzo G., (2020).

2.16.7 Sexto Paso: Verificación para otro objetivo de desempeño

Definido el SR se verifica el desempeño para un nivel de sismo mayor designado como el Terremoto Máximo Considerado (TMC), congruente con los reglamentos más reconocidos. Esto requiere verificar que la V_{SR}^* y μ_{SD} sean consistentes con la demanda

del TMC. Para una demanda mayor es necesario aceptar un desplazamiento objetivo mayor de la estructura.

2.16.8 Séptimo Paso: Distribución de rigidez y resistencia

Determinadas las propiedades del SD, V_{SD}^* , K_{eSD} y μ_{SD} , se distribuyen entre los distintos niveles de la estructura, manteniendo la proporcionalidad con el primer modo de vibración de la estructura.

La fuerza del SD en cada nivel, f_{ySDi} , la resistencia del SD por nivel, v_{ySDi} , donde el subíndice i representa el nivel de la estructura, se obtiene con las expresiones:

$$f_{ySDi} = \frac{m_i \phi_i}{\sum_{j=1}^n m_n \phi_n} V_{ySD}^* \quad (2.44)$$

$$v_{ySDi} = \sum_{k=1}^n f_{ySDk} \quad (2.45)$$

La rigidez de cada nivel, k_{SDi} , está en función de la resistencia del nivel, v_{ySDi} , del desplazamiento de fluencia, d_{ySD}^* , y del desplazamiento relativo del nivel, y se determina mediante la expresión:

$$k_{SDi} = \frac{v_{ySDi}}{(\phi_i - \phi_{i-1}) d_{ySD}^*} \quad (2.46)$$

Generalmente el sistema de disipación se conforma con más de un dispositivo por nivel y presentan un determinado ángulo con la horizontal. Así, la fuerza en cada disipador, $V_{ySDi,j}$, se determina con la expresión:

$$V_{ySDi,j} = \cos \alpha_j \frac{v_{ySDi}}{n_{SDi} \cos \alpha_j} \quad (2.47)$$

Donde n_{SDi} representa la cantidad de dispositivos por nivel y α_j el ángulo que el disipador j tiene con la horizontal. Para el caso de la rigidez se aplica la expresión:

$$K_{SDi,j} = \frac{k_{SDi}}{n_{SDi} \cos^2 \alpha_j} \quad (2.48)$$

En la Figura 2.23 se presenta un esquema de ubicación de disipadores para el caso de diagonales, aunque también el sistema de disipación podría estar conformado por diagonales tipo chevron en cuyo caso solo se modificaría la geometría y la obtención del ángulo de incidencia.

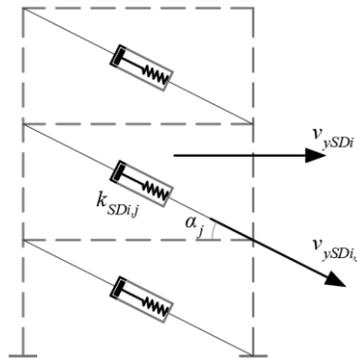


Figura 2.23. Esquema de ubicación de los disipadores en la estructura.

Fuente: Bay, C., & Palazzo G., (2020).

En este apartado quedan definidas las propiedades de los disipadores en todos los niveles de la estructura. El siguiente paso, sería el dimensionamiento de los dispositivos y de los sistemas de unión a la estructura, pero no es objeto de este estudio.

2.17 Sismos considerados

2.17.1. Terremotos de subducción para la Costa Central del Ecuador y plano de falla del sismo de 1998

La zona de subducción del Ecuador tiene 576 kilómetros de longitud, pero si se considera la geodinámica de subducción desde la costa norte de Perú, alcanzando la parte sur andina del territorio continental del Ecuador, la zona de subducción tiene 756 kilómetros de longitud. Esta zona tectónica es la principal estructura sismogénica capaz de generar sismos en el orden de 8 a 9 grados de magnitudes, (Chunga, et al., 2016).

En la figura 2.24 se presentan los terremotos de subducción generados en la costa central del Ecuador.

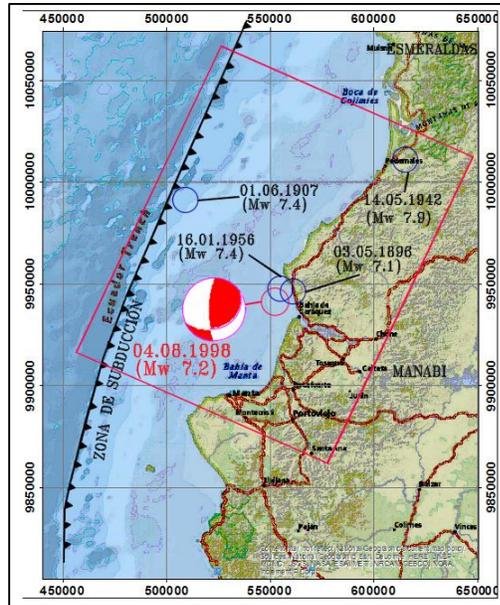


Figura 2.24. Terremotos de subducción generados en la costa central del Ecuador, donde la estructura tectónica tiene 165 km de longitud y podría generar terremotos en el orden de 8 a 8.3 grados de magnitud.

Fuente: Chunga, et al., (2016).

La estructura sismogénica de subducción en la costa central tiene 165 kilómetros de longitud, pudiendo alcanzar máximos valores estimados de magnitud de 8.3 grados y PGA de 0.42 g, (Chunga, et al., 2016).

Los sismos seleccionados en este estudio son tomados debido a la cercanía al epicentro del sismo de Bahía de Caraquez de 1998, se examinaron los registros sísmicos de tres terremotos interplaca tipo *Thrust* que causaron considerables daños en Perú y son los sismos de Lima de 1966 (Mw 8,1) y 1974 (Mw 8,0), el sismo de Chimbote de 1970 (Mw 7,9), cuyos epicentros se presentan en la figura 2.25, junto a su mecanismo focal. (Aguar, et al., 2016).



Figura 2.25. *Epicentros y mecanismo focal de los sismos considerados en el estudio.*

Fuente: *Aguiar, et al., (2016).*

DISEÑO DEL SISTEMA DE PROTECCIÓN SÍSMICA DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

3.1 Edificio en estudio

Este estudio toma como base un edificio de uso residencial ubicado en la zona de mayor actividad sísmica del Ecuador, Bahía de Caráquez. La geometría de un modelo computacional de esta edificación se presenta en la figura 3.1.

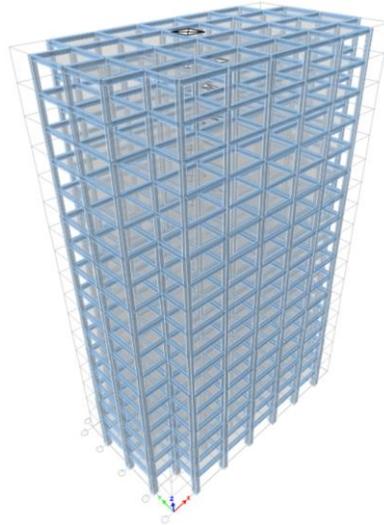


Figura 3.1. Geometría del modelo computacional del edificio en estudio.

El edificio posee 17 niveles, con una altura total de 61,70 m. Cada nivel tiene en general, una altura de entrepiso de 3.60 m y el primer nivel con 4.10 m, un ancho de 21,00 m y un largo de 39,00 m; con una superficie por planta de 738,00 m². Para su diseño se ha considerado un sistema estructural de Pórticos Resistentes a Momentos y losas macizas con hormigón de resistencia 280 kg/cm² y acero de límite elástico 4200 kg/cm², además, la carga viva o sobrecarga de uso en general es de 0.20 T/m² y para el último nivel de 0.07 T/m². La planta típica se muestra en la figura 3.2; mientras que en las figuras 3.3 y 3.4 se presentan vistas 2D en altura (en estas figuras la leyenda “Plano” hace referencia a la denominación dada a cada plano estructural).

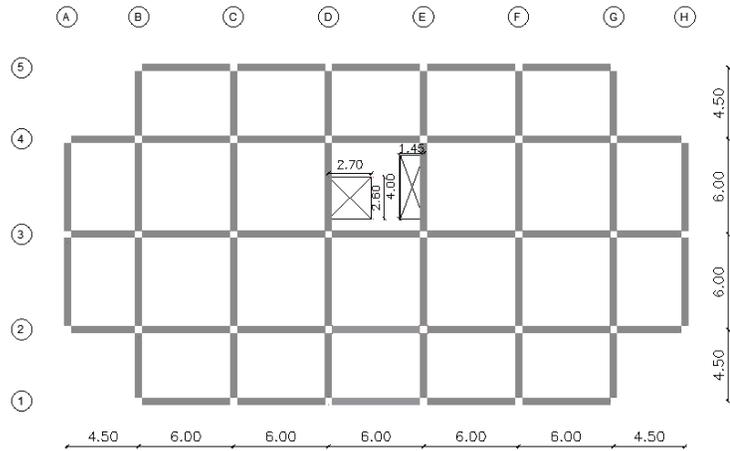


Figura 3.2. Planta típica del edificio.

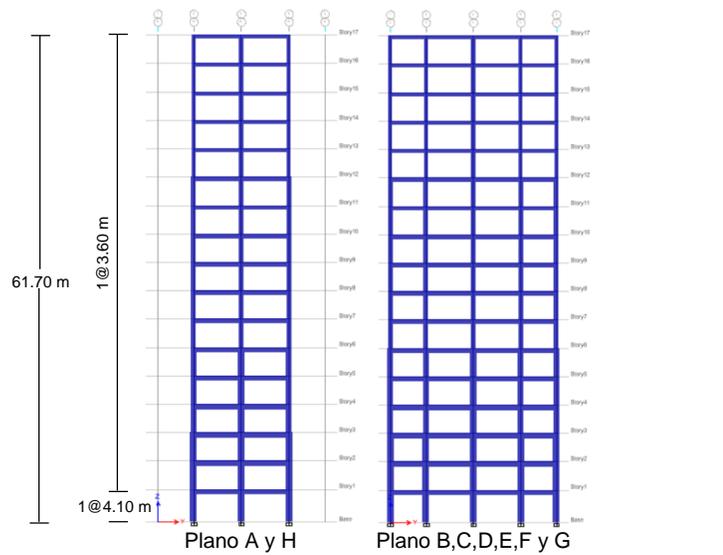


Figura 3.3. Vista en altura (dirección transversal).

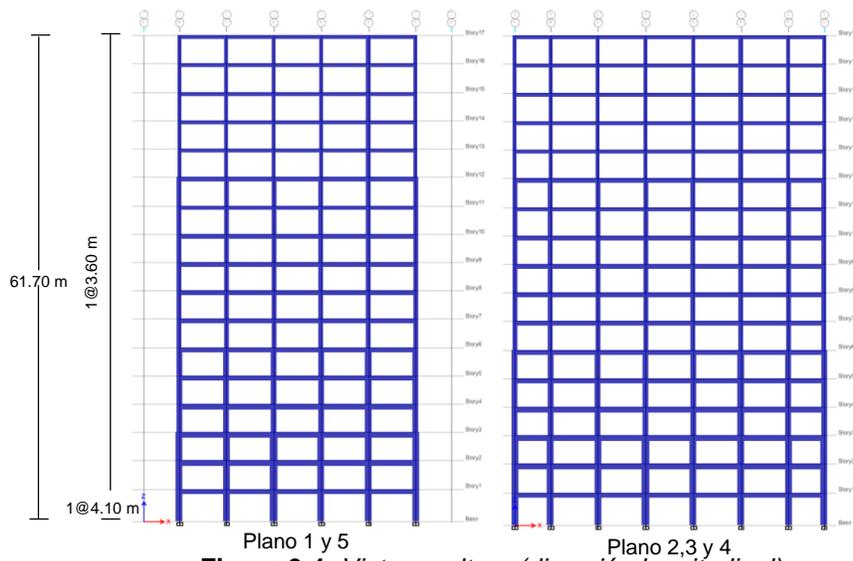


Figura 3.4. Vista en altura (dirección longitudinal).

3.2 Espectros de aceleración

Para la construcción de los espectros de diseño se adoptan los parámetros que describe la NEC-15. El edificio esta ubicado en la costa norte del Ecuador, zona sísmica tipo VI denotada por la aceleración sísmica máxima en el terreno de $Z=0.50\text{ g}$, con perfil del suelo tipo D y los coeficientes de amplificación del suelo $F_a=1.12$, $F_d=1.11$ y $F_s=1.40$, además, la relación de amplificación espectral es $\eta=1.80$ y $r=1.0$. Ahora, para determinar el espectro de diseño inelástico se toma el factor de importancia de la estructura $I=1.00$, el factor de reducción $R=8$, los coeficientes de configuración estructural en planta $\varphi_p = 1.00$ y elevación $\varphi_e = 1.00$.

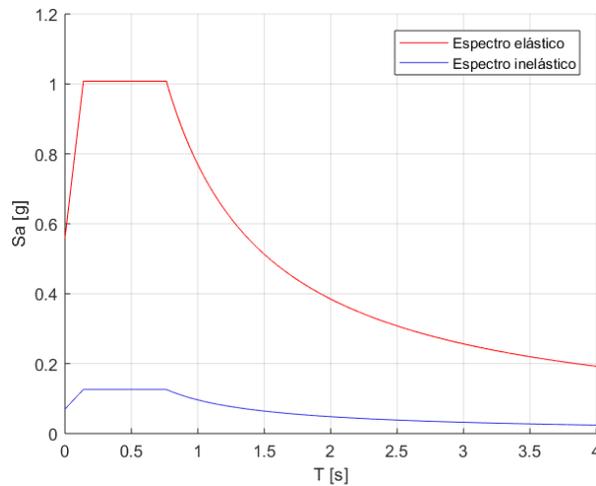


Figura 3.5. Espectros de diseño NEC-15.

Aplicando las expresiones descritas en los apartados 2.5, 2.6 y 2.7 se obtiene el periodo fundamental de la estructura $T = 2.25\text{ seg}$, los periodos del espectro de aceleración $T_o = 0.14\text{ seg}$, $T_c = 0.76\text{ seg}$, y el coeficiente del cortante basal sísmico $V_b = 0.04\text{ W}$.

3.3 Análisis sísmico modal espectral del edificio en estudio

Por medio del análisis modal se obtienen las propiedades dinámicas de la estructura y se indican en la figura 3.6 los modos y periodos de vibración. En la figura 3.7 se indican las derivas máximas de piso en la dirección longitudinal y transversal, dando como deriva

máxima de piso en el sentido y de 1.92 %, menor al 2% nivel de desempeño de seguridad de vida, correspondiente al Terremoto de Diseño (TD), para un periodo de retorno de $T_r = 475$ años, estipulado en la NEC-15, es decir, cumple con el objetivo de diseño. El análisis sísmico modal espectral se efectuó en el programa ETABS v.18.0.2, considerando tres grados de libertad por planta.

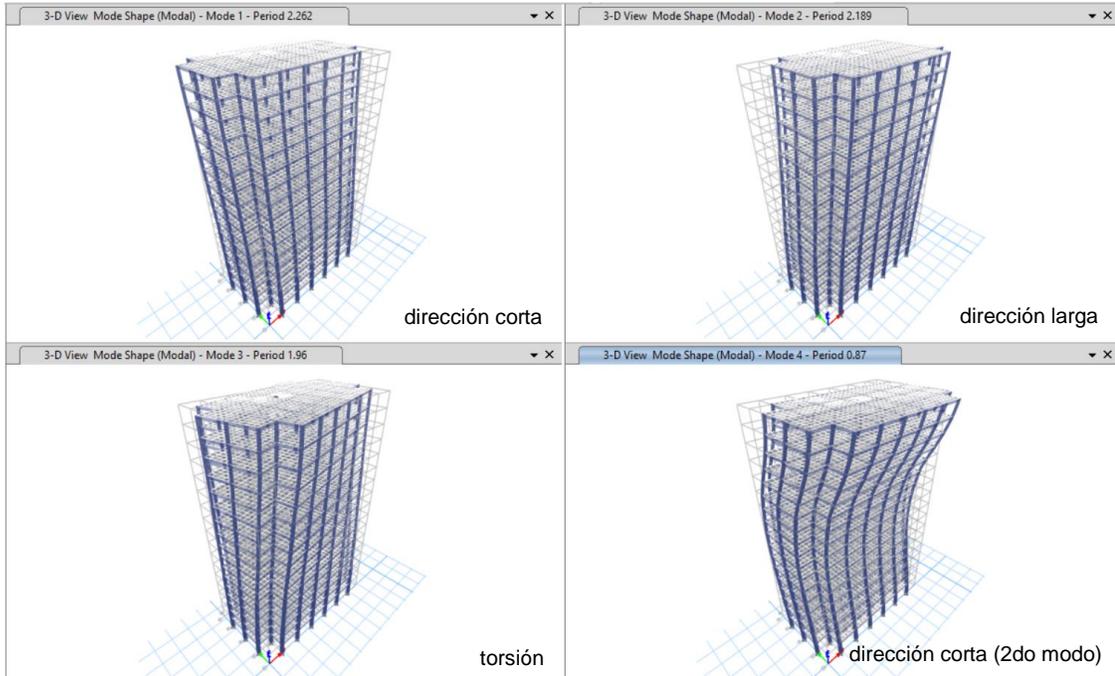


Figura 3.6. Modos y periodos de vibración del edificio en estudio.

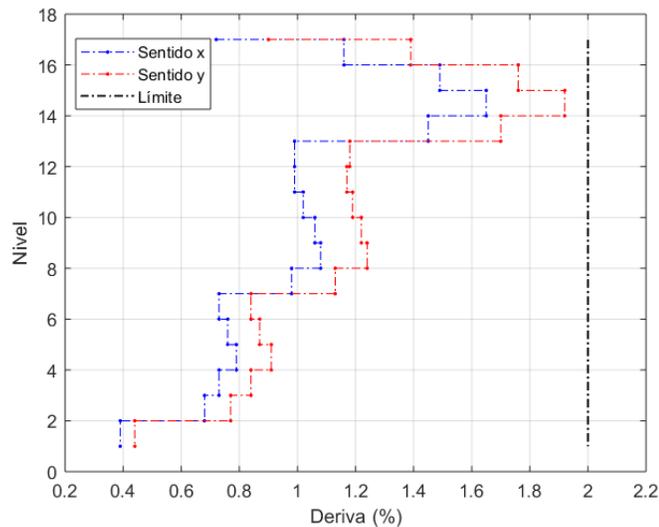


Figura 3.7. Derivas de piso del edificio en estudio.

Como resultado se muestra en la tabla 3.1 las dimensiones de las columnas y vigas. En la figura 3.8 se indican el acero de refuerzo longitudinal y transversal en las columnas y vigas del Plano A.

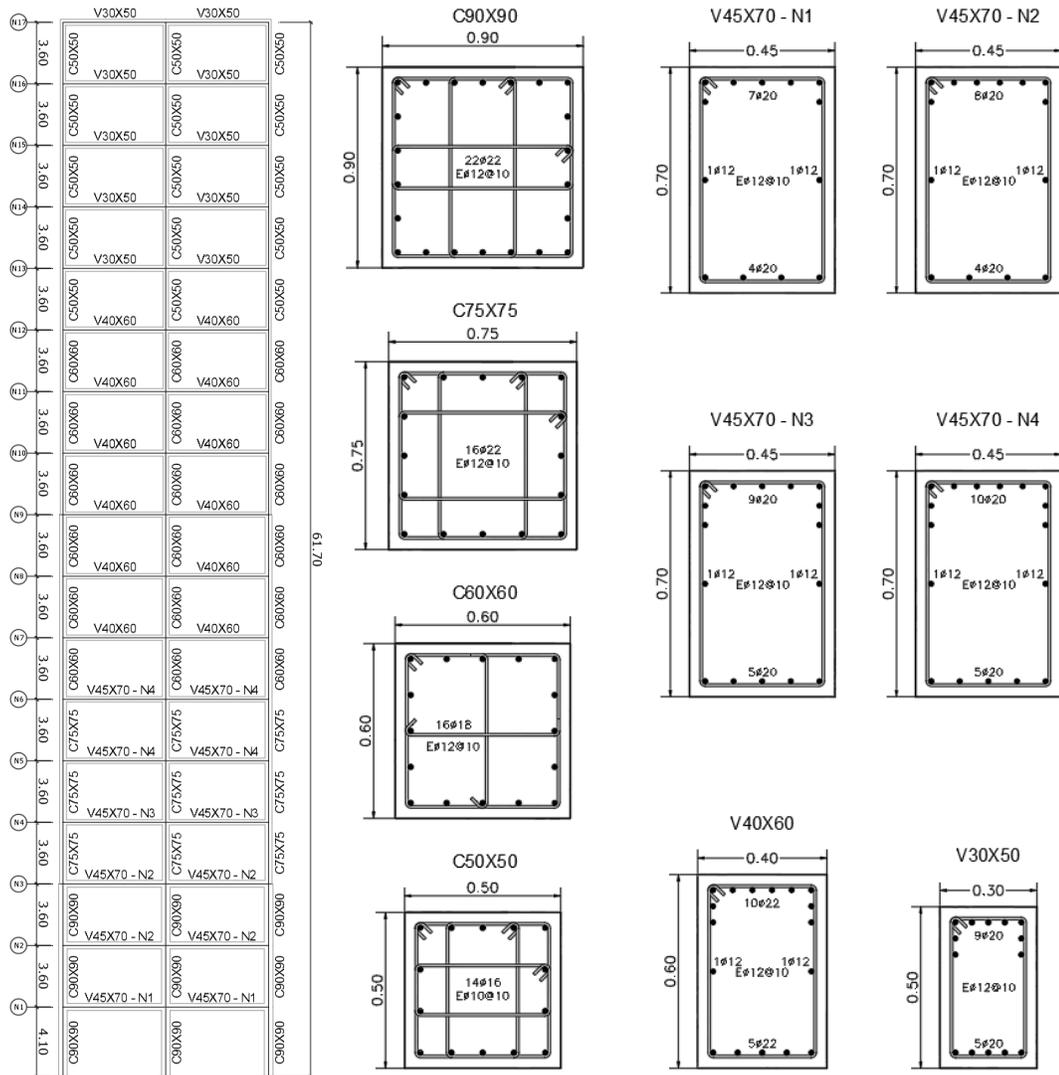


Figura 3.8. Distribución del acero de refuerzo longitudinal y transversal en las columnas y vigas del Plano A.

Tabla 3.1. Dimensiones de las columnas y vigas en (cm).

NIVEL	COLUMNAS	VIGAS
1	90 x 90	45 x 70
2	90 x 90	45 x 70
3	90 x 90	45 x 70
4	75 x 75	45 x 70
5	75 x 75	45 x 70
6	75 x 75	45 x 70
7	60 x 60	40 x 60
8	60 x 60	40 x 60
9	60 x 60	40 x 60
10	60 x 60	40 x 60
11	60 x 60	40 x 60
12	60 x 60	40 x 60
13	50 x 50	30 x 50
14	50 x 50	30 x 50
15	50 x 50	30 x 50
16	50 x 50	30 x 50
17	50 x 50	30 x 50

3.4 Edificio en estudio con / sin BPR

En este apartado se diseña el edificio bajo el criterio de que la estructura no incurra en el rango inelástico, y toda la energía que ingrese a la estructura sea disipada por las BPR; es decir, la estructura trabajará en el rango elástico, y la acción sísmica será absorbida/disipada por las BPR, siendo éstos los elementos de plastificación.

El edificio se diseña para que resista sólo cargas verticales (este diseño se describe en el subapartado 3.6.1), y las acciones sísmicas serán soportadas por las barras de pandeo restringido.

Mediante el análisis modal se obtienen las propiedades dinámicas de la estructura. En la figura 3.9 se muestran los modos y periodos de vibración.

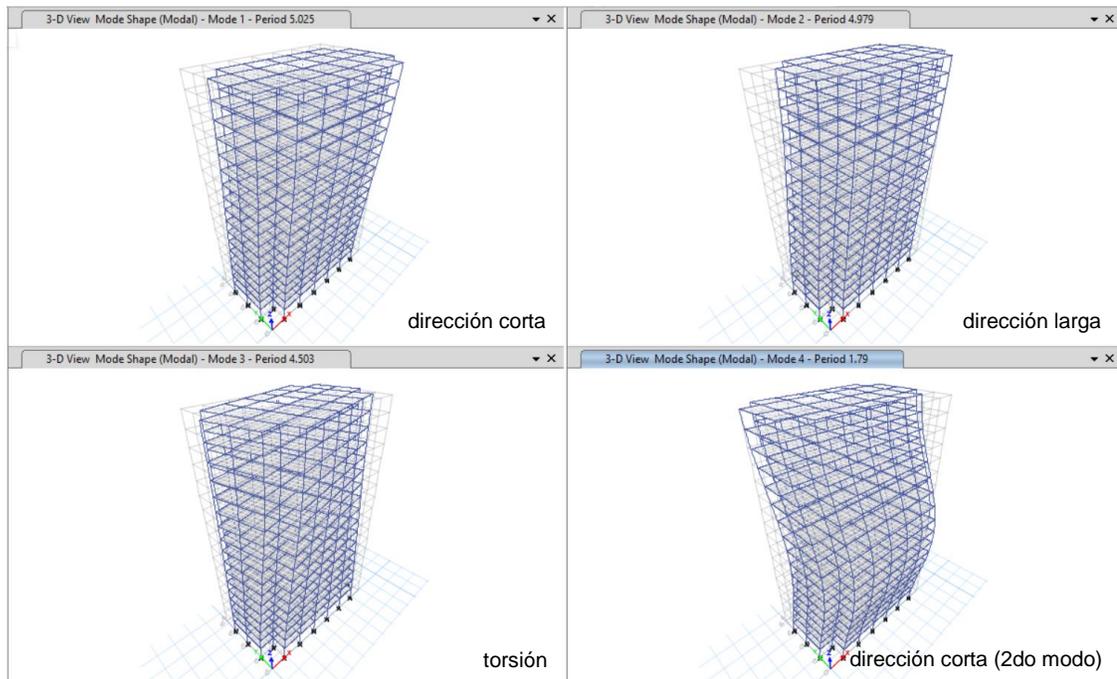


Figura 3.9. Modos y periodos de vibración del edificio sin BPR y diseñado sólo para acciones verticales.

3.5 Disposición de las BPR en el edificio

La geometría de un modelo computacional de esta edificación con BPR, se presenta en la figura 3.10. En la figura 3.11 se indica la posición de las BPR en una planta y en la figura 3.12 se indica la disposición de BPR en altura, tanto en la dirección transversal como en la dirección longitudinal.

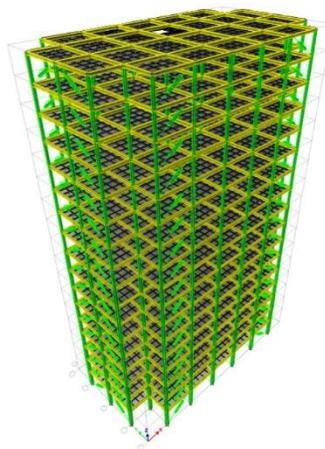


Figura 3.10. Geometría en elevación del modelo computacional del edificio en estudio, con BPR.

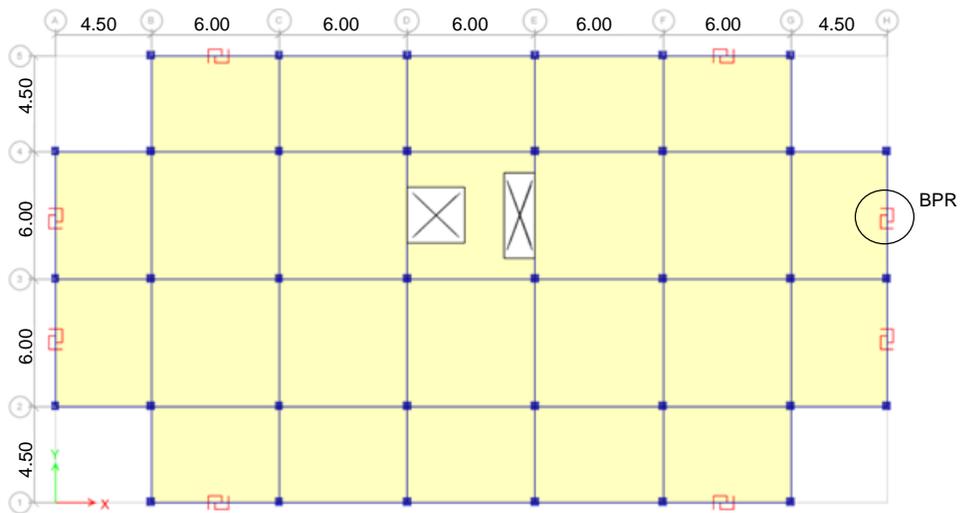


Figura 3.11. Geometría en planta del modelo computacional del edificio en estudio, con BPR.

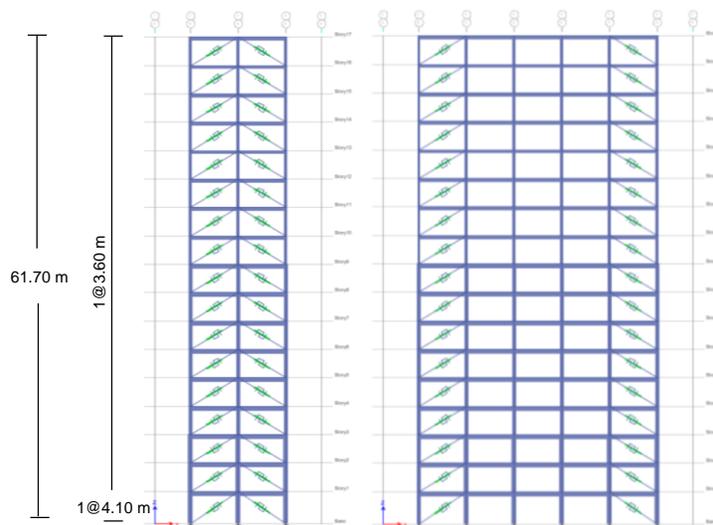


Figura 3.12. Disposición de BPR en altura, se tiene en la dirección transversal los planos A y H, en la dirección longitudinal los planos 1 y 5.

Mediante el análisis sísmico modal espectral se obtienen las propiedades dinámicas iniciales de la estructura, es decir, suponiendo que las BPR se comportan de forma elástica y lineal. En la figura 3.13 se muestran los modos y periodos de vibración.

Por otro lado, en la figura 3.14 se indican las derivas máximas de piso en la dirección longitudinal y transversal, dando como deriva máxima de piso en el sentido x de 5.24 %,

y en el sentido y de 5.98 %, notablemente mayor al 2% nivel de desempeño de seguridad de vida estipulado en la NEC-15, es decir, no cumple con el objetivo, y en la figura 3.15 se presentan las derivas máximas de piso en la dirección longitudinal y transversal, dando como deriva máxima de piso en el sentido x de 1.95 %, y en el sentido y de 1.77 %, menor al 2% nivel de desempeño de seguridad de vida estipulado en la NEC-15, es decir, cumple con el objetivo de diseño.

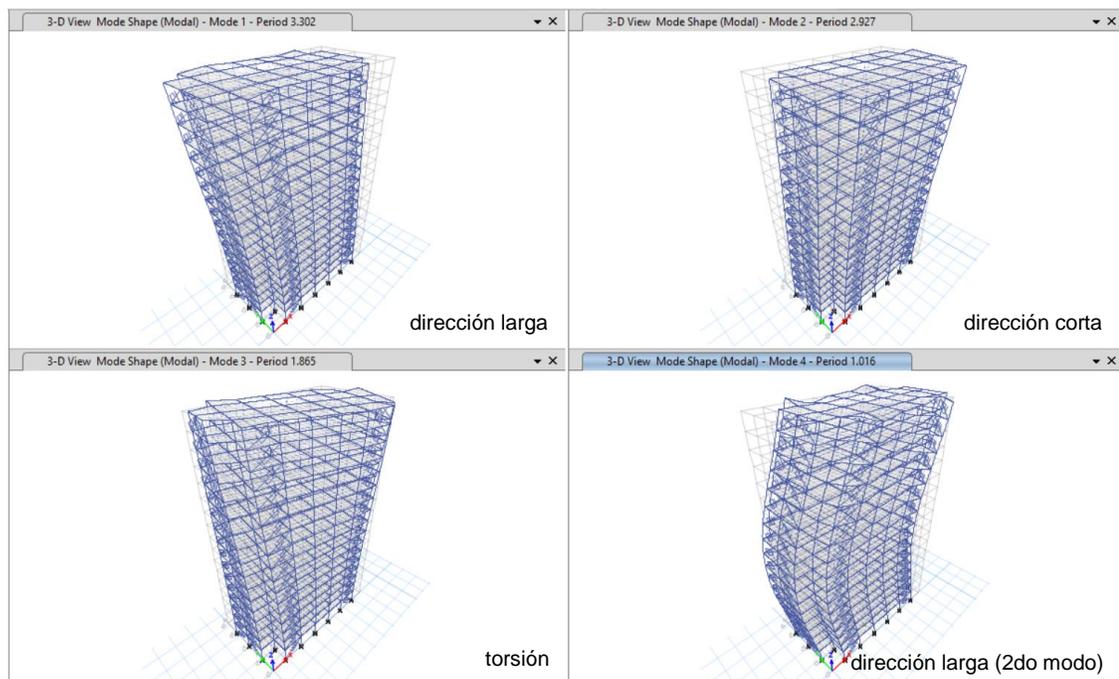


Figura 3.13. Modos y periodos de vibración del edificio en estudio con BPR.

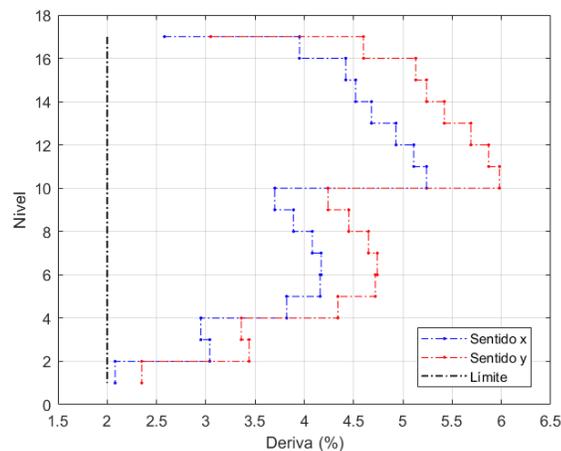


Figura 3.14. Derivas de piso del edificio en estudio sin BPR.

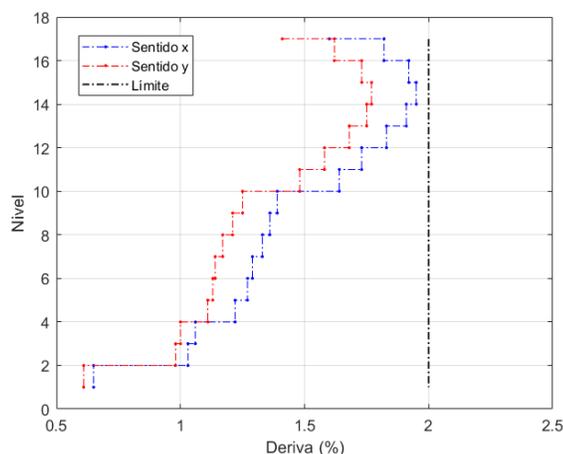


Figura 3.15. Derivas de piso del edificio en estudio con BPR.

Para los disipadores (BPR) se utiliza acero de S262 ($F_y = 262 \text{ Mpa}$, $E_s = 200000 \text{ Mpa}$), en las tablas 3.2 y 3.3 en sentido x y sentido y , respectivamente, se indican los resultados del diseño de las BPR por el método basado en fuerzas (DBF) presentado en el apartado 2.16.

Tabla 3.2. Parámetros de las BPR del sentido x .

Piso	Kpiso (kg/cm)	Deriva Δ piso	Δ BRB (cm)	Δy (cm)	L_y (cm)	A_y (cm ²)	Asc (cm ²)	F_y (kg)	k_{BPR} (kg/cm)
17	68915.31	0.0258	7.953	4.772	559.77	11.25	32	85493	155760
16	70006.96	0.0395	12.198	7.319	559.77	11.43	32	85493	155760
15	68764.28	0.0442	13.636	8.181	559.77	11.23	32	85493	155760
14	68144.95	0.0452	13.940	8.364	559.77	11.13	32	85493	155760
13	68246.77	0.0468	14.451	8.670	559.77	11.15	32	85493	155760
12	68649.36	0.0493	15.229	9.137	559.77	11.21	32	85493	155760
11	68743.70	0.0511	15.768	9.461	559.77	11.23	32	85493	155760
10	68251.08	0.0524	16.168	9.701	559.77	11.15	32	85493	155760
9	99138.94	0.0370	11.422	6.853	559.77	16.19	39	104195	189833
8	100811.60	0.0389	12.017	7.210	559.77	16.46	39	104195	189833
7	101459.67	0.0408	12.604	7.562	559.77	16.57	39	104195	189833
6	101728.21	0.0417	12.871	7.722	559.77	16.61	39	104195	189833
5	103400.69	0.0416	12.839	7.704	559.77	16.89	39	104195	189833
4	118170.72	0.0382	11.793	7.076	559.77	19.30	39	104195	189833
3	172859.38	0.0295	9.120	5.472	559.77	28.23	39	104195	189833
2	194621.67	0.0304	9.396	5.638	559.77	31.78	39	104195	189833
1	276525.28	0.0208	7.044	4.226	581.36	50.59	58	154957	271830

Tabla 3.3. Parámetros de las BPR del sentido y.

Piso	Kpiso (kg/cm)	Deriva Δ piso	Δ BRB (cm)	Δ y (cm)	Ly (cm)	Ay (cm ²)	Asc (cm ²)	Fy (kg)	k_{BPR} (kg/cm)
17	61684.94	0.0305	9.407	5.644	559.77	10.07	32	85493	155760
16	63533.59	0.0460	14.193	8.516	559.77	10.38	32	85493	155760
15	62408.41	0.0513	15.825	9.495	559.77	10.19	32	85493	155760
14	61818.68	0.0524	16.181	9.708	559.77	10.10	32	85493	155760
13	62115.80	0.0542	16.746	10.047	559.77	10.14	32	85493	155760
12	62768.54	0.0569	17.568	10.541	559.77	10.25	32	85493	155760
11	63023.64	0.0587	18.107	10.864	559.77	10.29	32	85493	155760
10	62833.75	0.0598	18.461	11.076	559.77	10.26	32	85493	155760
9	91183.11	0.0424	13.093	7.856	559.77	14.89	39	104195	189833
8	93231.89	0.0445	13.725	8.235	559.77	15.23	39	104195	189833
7	94228.12	0.0465	14.353	8.612	559.77	15.39	39	104195	189833
6	94746.00	0.0474	14.627	8.776	559.77	15.47	39	104195	189833
5	96512.23	0.0472	14.580	8.748	559.77	15.76	39	104195	189833
4	110328.07	0.0434	13.408	8.045	559.77	18.02	39	104195	189833
3	161588.27	0.0336	10.369	6.221	559.77	26.39	39	104195	189833
2	182729.64	0.0344	10.628	6.377	559.77	29.84	39	104195	189833
1	256736.35	0.0235	7.940	4.764	581.36	46.97	58	154957	271830

Es importante indicar que dentro de las tablas se encuentran las áreas de plastificación (A_y, A_{sc}) de las BPR, el A_y determinado por la primera iteración que implica el método y el A_{sc} última iteración y es el que se emplea para el análisis modal espectral, del cual resulta las figuras 3.13 y 3.15.

3.6 Diseño Directo Basado en Desplazamientos de la estructura en estudio

Este apartado se compone en dos partes, la primera en la cual se diseñan los elementos de hormigón armado del pórtico en estudio (Plano A) ante cargas gravitacionales, la segunda se realiza el diseño del sistema de disipación para demandas sísmicas y bajo dos escenarios distintos, Terremoto de Diseño (TD) y Terremoto Máximo Considerado (TMC). Definidas las propiedades del sistema de disipación se realiza la validación con el Análisis Dinámico No Lineal mediante comparación de desplazamientos. En la figura 3.16 se presenta el pórtico estudiado, además, las dimensiones y armaduras de las secciones de hormigón armado, previo a su diseño.

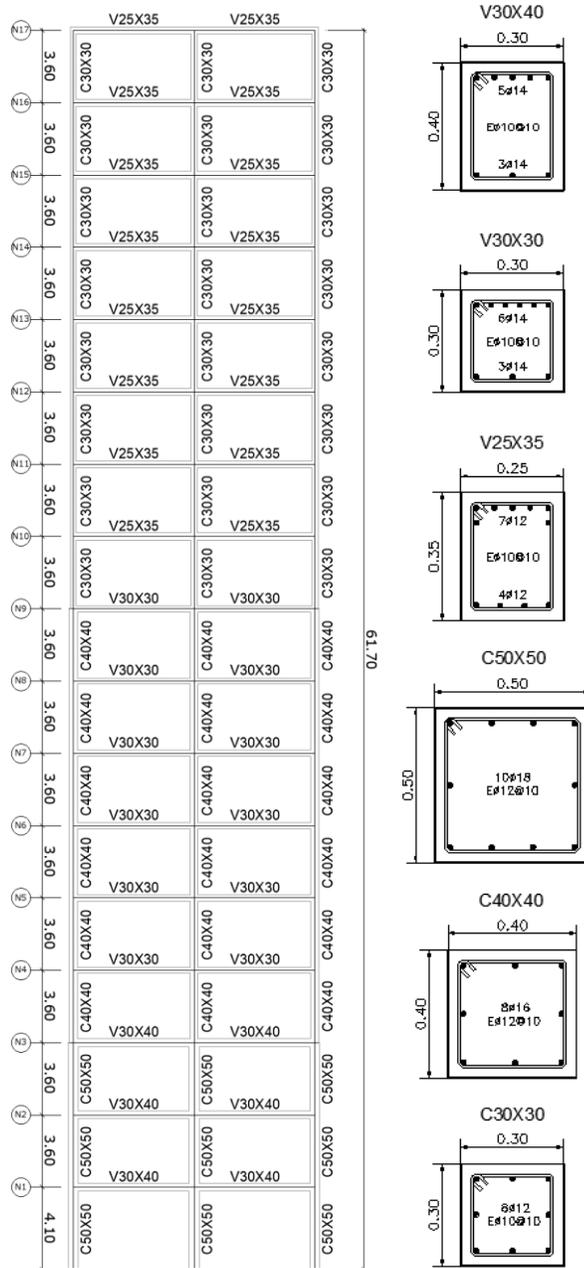


Figura 3.16. Pórtico estudiado (Plano A), secciones de hormigón armado (previo del diseño bajo cargas gravitatorias).

3.6.1 Diseño de los elementos de hormigón armado y parámetros usados en el Diseño directo basado en desplazamientos (DDBD)

En este punto se diseña los elementos de hormigón armado del sistema original (Plano A) ante cargas verticales considerando las expresiones descritas en el apartado 2.14. Luego, aplicando las expresiones y condiciones descritas en el apartado 2.13 para la

determinación de los parámetros usados en el DDBD, se obtiene: $w_\theta = 0.94$, $\Delta_d = 0.63$ m, $H_{eff} = 40.35$ m, $M_{eff} = 34.06$ Ts²/m, $\theta_y = 0.015$, $\Delta_y = 0.61$ m, $\mu = 1.04$, $R_\zeta = 1.08$, $T_{eff} = T_L = 2.66$ seg, $K_{eff} = 189.46$ T/m, $V_{DDB} = 118.80$ T. En la tabla 3.4 y la figura 3.17 se indican las fuerzas y los desplazamientos inelásticos.

Tabla 3.4. Fuerzas y desplazamientos inelásticos.

Nivel	F_i (Ton)	Δ_i (m)
17	21.19	0.885
16	10.02	0.849
15	9.58	0.812
14	9.12	0.773
13	8.63	0.731
12	8.11	0.688
11	7.58	0.642
10	7.02	0.595
9	6.96	0.545
8	6.30	0.494
7	5.62	0.440
6	4.91	0.385
5	4.18	0.327
4	3.42	0.268
3	2.97	0.206
2	2.05	0.143
1	1.15	0.077

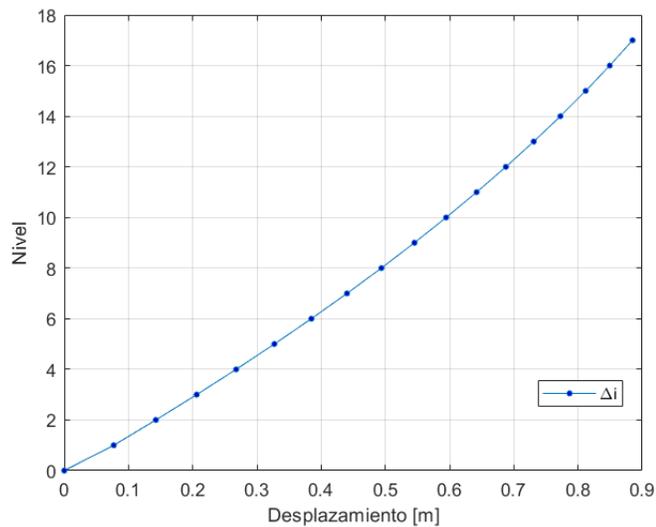


Figura 3.17. Desplazamientos inelásticos Δ_i .

Una vez realizado el diseño de los elementos estructurales, se procede a revisar los desplazamientos elásticos producidos por las fuerzas actuantes en cada nivel. En la tabla 3.5 y la figura 3.18 se muestra las acciones y desplazamientos elásticos.

Tabla 3.5. Fuerzas y desplazamientos elásticos.

Nivel	F_i (Ton)	Δ_e (m)
17	21.19	0.672
16	10.02	0.662
15	9.58	0.646
14	9.12	0.624
13	8.63	0.595
12	8.11	0.561
11	7.58	0.520
10	7.02	0.474
9	6.96	0.418
8	6.30	0.362
7	5.62	0.303
6	4.91	0.241
5	4.18	0.178
4	3.42	0.119
3	2.97	0.072
2	2.05	0.040
1	1.15	0.015

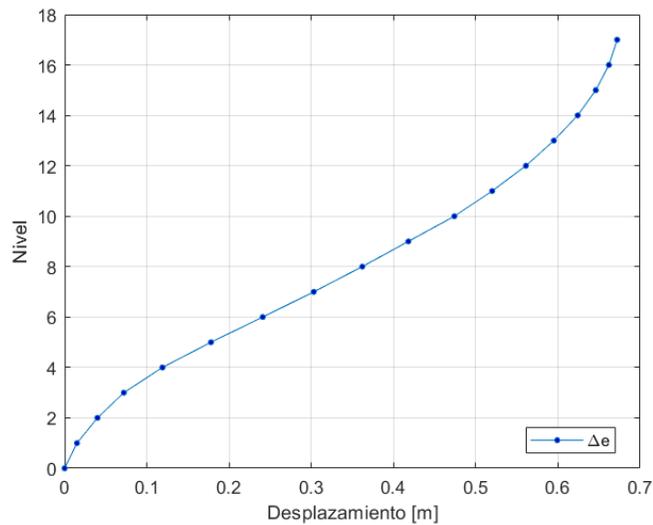


Figura 3.18. Desplazamientos elásticos Δ_e .

Como era de esperarse los desplazamientos elásticos son mayores al desplazamiento de diseño ($\Delta_d = 0.63 \text{ m}$), por tal razón, es necesario la incorporación de disipadores histeréticos de energía.

3.6.2 Diseño del sistema de disipación

3.6.2.1 Análisis Modal

Un análisis modal arroja las propiedades dinámicas del sistema original (Plano A) que se presentan en la tabla 3.6, se indican la distribución de masas en los distintos niveles, modos y periodos de vibración, en la cual resulta una estructura flexible, ya que debería tener un periodo cercano a 1.7 segundos. En la figura 3.19 se muestra los siete primeros modos de vibración de la estructura.

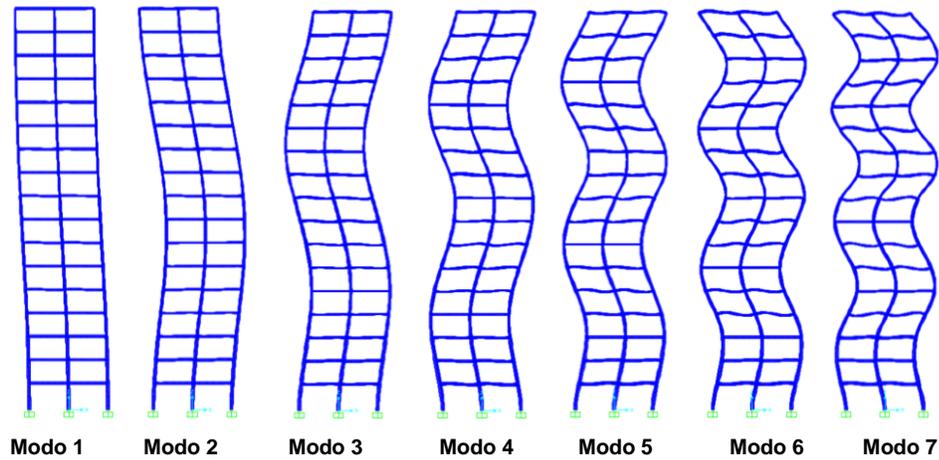


Figura 3.19. Modos de vibración del sistema original.

Tabla 3.6. Propiedades dinámicas del sistema original.

Nivel	Modos de vibración				Masa	Modo	Periodo
	Primero	Segundo	Tercero	Cuarto	$m_i, T.s^2/m$	ϕ_i	T, seg
1	-0.019	-0.048	0.112	-0.140	2.97	1	5.946
2	-0.071	-0.179	0.391	-0.456	2.88	2	1.961
3	-0.150	-0.366	0.730	-0.750	2.88	3	1.153
4	-0.264	-0.601	1.000	-0.759	2.55	4	0.799
5	-0.379	-0.776	0.954	-0.333	2.55	5	0.598
6	-0.478	-0.854	0.636	0.208	2.55	6	0.464
7	-0.551	-0.859	0.270	0.547	2.55	7	0.370
8	-0.621	-0.816	-0.151	0.718	2.55	8	0.303
9	-0.682	-0.721	-0.541	0.630	2.55	9	0.254
10	-0.739	-0.558	-0.835	0.240	2.36	10	0.217
11	-0.797	-0.302	-0.902	-0.315	2.36	11	0.215
12	-0.853	-0.005	-0.761	-0.717	2.36	12	0.189
13	-0.900	0.276	-0.497	-0.846	2.36	13	0.172
14	-0.939	0.527	-0.148	-0.678	2.36	14	0.161
15	-0.969	0.749	0.277	-0.165	2.36	15	0.160
16	-0.990	0.912	0.668	0.512	2.36	16	0.157
17	-1.000	1.000	0.906	1.000	2.10	17	0.143

3.6.2.2 Análisis Estático No Lineal

En la bibliografía se encuentran diversas alternativas para aplicar la carga lateral (Chopra & Goel, 2002; Antoniou & Pinho, 2004; Goel & Chopra, 2005; Diotallevi, et al., 2008), sin embargo para el método propuesto es necesario que sea proporcional al primer modo de vibración de la estructura para mantener el perfil de deformaciones, Bay, C., & Palazzo G., (2020).

Se utilizó el software de elementos finitos (SAP2000, v.21.1.0) para hallar la curva de capacidad sísmica resistente de la estructura mostrada en la figura 3.16 siguiendo los lineamientos del ASCE/SEI 41-13 y el modelo de plasticidad concentrada en los extremos de vigas y columnas. En la figura 3.20 se presenta la curva de capacidad sísmica resistente y el modelo bilineal de Sistemas de varios grados de libertad (SVGL), y se obtiene como resultado un desplazamiento máximo en la planta superior de la estructura, desplazamiento de fluencia, cortante último o corte basal y el corte de fluencia respectivamente, $\delta_t = 1.154 \text{ m}$, $d_y = 0.355 \text{ m}$, $V_b = 12.264 \text{ Ton}$, $V_y = 9.094 \text{ Ton}$.

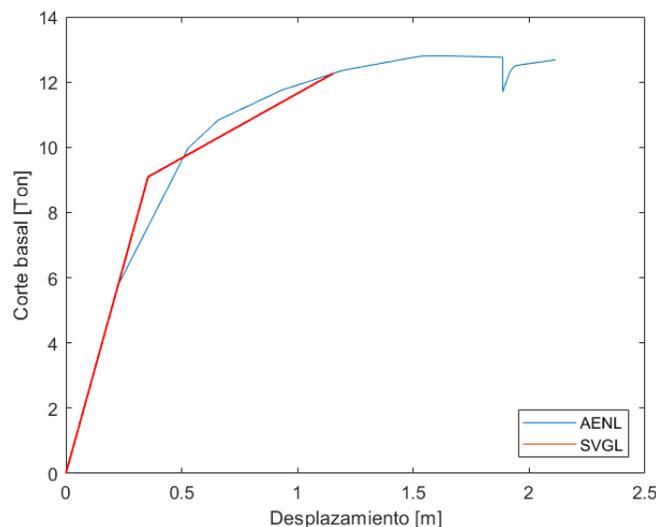


Figura 3.20. Curva sísmica resistente del Plano A, mostrado en la figura 3.15, y modelo bilineal.

A partir del Análisis Estático No Lineal (AENL) mostrado en la figura 3.20, la estructura se transforma en un Sistema de un grado de libertad equivalente (SUGLE) mediante las expresiones anotadas en el apartado 2.15, con $\Gamma = 1.411$ y $m_e = 24.155 \text{ Ts}^2/m$, y se obtiene como resultado un desplazamiento máximo, desplazamiento de fluencia, cortante último y el cortante de fluencia, respectivamente, $d_u = 0.818 \text{ m}$, $d_y = 0.255 \text{ m}$, $V_u = 8.691 \text{ Ton}$, $V_y = 6.445 \text{ Ton}$.

En la figura 3.21, se muestra el modelo bilineal de un Sistema de un grado de libertad equivalente (SUGLE), y en la figura 3.22 se indica la disposición de las barras de pandeo restringido en el plano estructural en estudio.

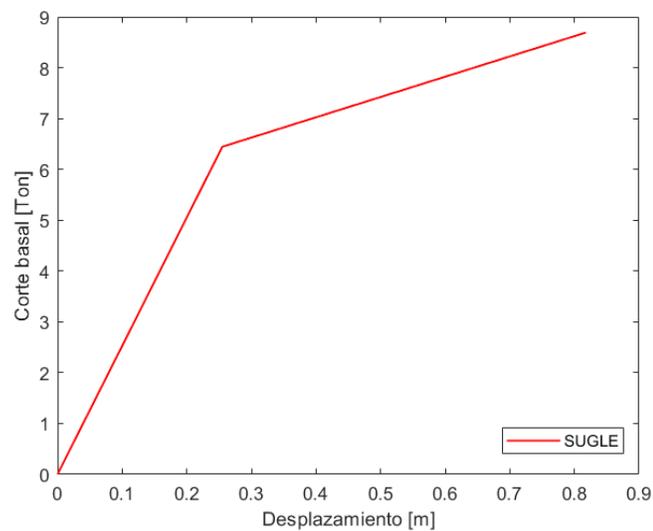


Figura 3.21. Modelo bilineal de SUGLE.

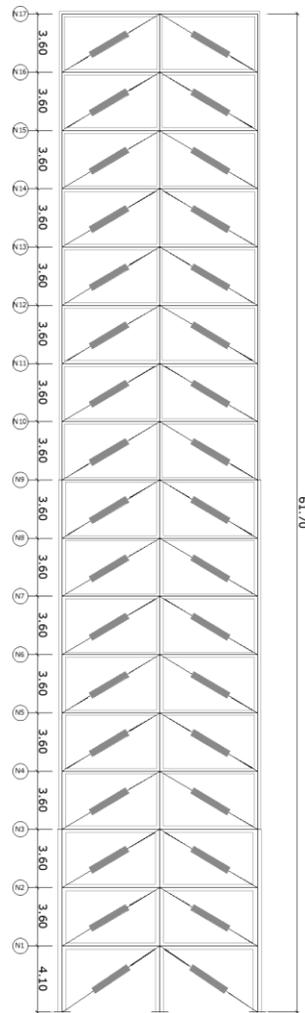


Figura 3.22. Plano estructural analizado y disposición de las BPR.

3.6.2.3 Determinación de las propiedades de los dispositivos del sistema de disipación

En vista de que en varias expresiones de este método se debe iterar, se ha desarrollado un programa en Matlab, en el cual, nos proporciona varias ventajas como la interfaz gráfica y tablas que se presentarán a continuación. Para las barras de pandeo restringido se definen sus propiedades, ductilidad $\mu_{SD} = 10$, factor de endurecimiento $r_{SD} = 0.05$. En la figura 3.23 se indican los espectros de aceleración, espectros de desplazamiento, desempeño, desplazamientos y derivas de piso de la estructura para el Terremoto de Diseño y el Terremoto Máximo Considerado, además, en la tabla 3.7 se presentan las

propiedades del Sistema Original y Sistema Reforzado, mientras tanto, en la tabla 3.8 se indican las propiedades de los dispositivos del sistema de disipación para el análisis dinámico no lineal.

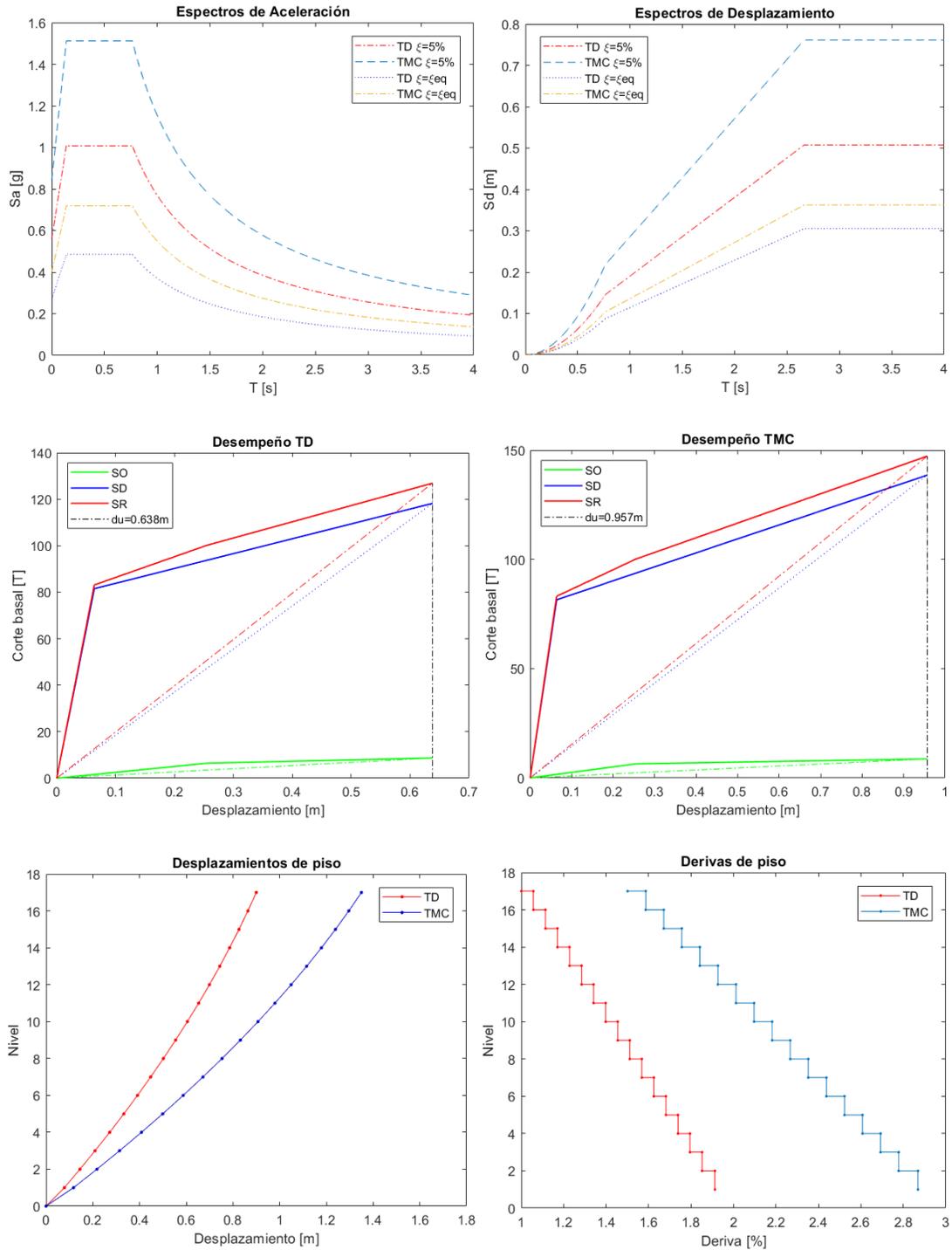


Figura 3.23. Espectros, Desempeño, Desplazamientos y Derivas de piso para el TD y el TMC.

Tabla 3.7. Propiedades del sistema original y sistema reforzado.

Sistema Original	Sistema Reforzado, TD	Sistema Reforzado, TMC
$d_{uSO}=0.638$ m	$d_{uSR}=0.638$ m	$d_{uSR}=0.957$ m
$d_{ySO}=0.255$ m	$d_{ySR}=0.0638$ m	$d_{ySR}=0.0638$ m
$T_{iSO}=6.144$ seg	$T_{iSR}=1.457$ seg	$T_{iSR}=2.159$ seg
$V_{uSO}=8.6913$ Ton	$V_{uSR}=126.87$ Ton	$V_{uSR}=147.2$ Ton
$V_{ySO}=6.445$ Ton	$V_{ySR}=83.116$ Ton	$V_{ySR}=83.116$ Ton
$k_{eSO}=13.627$ T/m	$k_{eSR}=449.52$ T/m	$\zeta_{SO}=18.189$ %
$k_{iSO}=25.262$ T/m	$k_{iSR}=1303.1$ T/m	$\zeta_{SD}=20.086$ %
$\zeta_{SO}=10.791$ %	$\zeta_{SR}=28.18$ %	$\zeta_{SR}=28.903$ %

Tabla 3.8. Propiedades de los dispositivos del sistema de disipación.

Nivel	n_{SDi}	$\cos \alpha_j$	$V_{ySDi,j}$ Ton	$K_{SDi,j}$ T/m
17	2	0.857	5.8302	1887.1
16	2	0.857	12.12	3712.4
15	2	0.857	18.132	5271.3
14	2	0.857	23.853	6598.4
13	2	0.857	29.266	7721.8
12	2	0.857	34.358	8664.8
11	2	0.857	39.113	9446.8
10	2	0.857	43.517	10084
9	2	0.857	47.879	10662
8	2	0.857	51.83	11108
7	2	0.857	55.352	11434
6	2	0.857	58.43	11648
5	2	0.857	61.048	11760
4	2	0.857	63.19	11775
3	2	0.857	65.053	11739
2	2	0.857	66.342	11605
1	2	0.826	69.648	10757

Para el sistema reforzado mediante los escenarios TD y TMC se obtiene el desplazamiento máximo $d_{uSR} = 0.638$ m y $d_{uSR} = 0.957$ m, y la deriva máxima de piso

(1.0 %) y (1.6 %), respectivamente, así la estructura está por debajo del (2.0%) y (4.0%), es decir, satisface los estados límites de niveles de desempeño, por lo cual, la estructura bajo el sismo de 475 años no se ponga en peligro la vida de los ocupantes, y para el sismo de 2475 años la estructura se mantenga en pie.

De esta forma quedan definidas las propiedades del sistema de disipación. Es importante mencionar que del análisis modal se observa que el periodo de vibración fundamental de la estructura pasa de 5.946 segundos a 1.457 segundos por la incorporación del sistema de disipación.

A continuación se realiza un Análisis Dinámico No Lineal (ADNL) por integración directa.

3.6.3 Análisis Dinámico No Lineal

El análisis dinámico no lineal se desarrolla sólo por comprobación informal o validación de que el diseño efectuado en el subapartado anterior genera una reducción de la respuesta dinámica para los acelerogramas considerados.

Los cálculos dinámicos no lineales fueron desarrollados por medio del método de integración directa de Newmark ($\gamma = 0.5$ y $\beta = 0.25$), y para representar el comportamiento no lineal de las BPR en el programa computacional (SAP2000, v.21.1.0) se emplearon elementos link según el modelo de plasticidad de Wen (expresado en fuerza – desplazamiento), respecto a los parámetros no lineales como el criterio de convergencia y factor de tolerancia se tomó un valor de 0.0001 y el valor del amortiguamiento del $\zeta = 2\%$, además, del paso de integración Δ_t se indican posteriormente en las figuras de historias de desplazamientos.

3.6.3.1 Sismos seleccionados

Seis acelerogramas fueron considerados para el análisis dinámico no lineal de la estructura con BPR. En la figura 3.24 se indican los acelerogramas de los registros sísmicos considerados en el estudio y las principales características de estos registros se mencionan en la tabla 3.9.

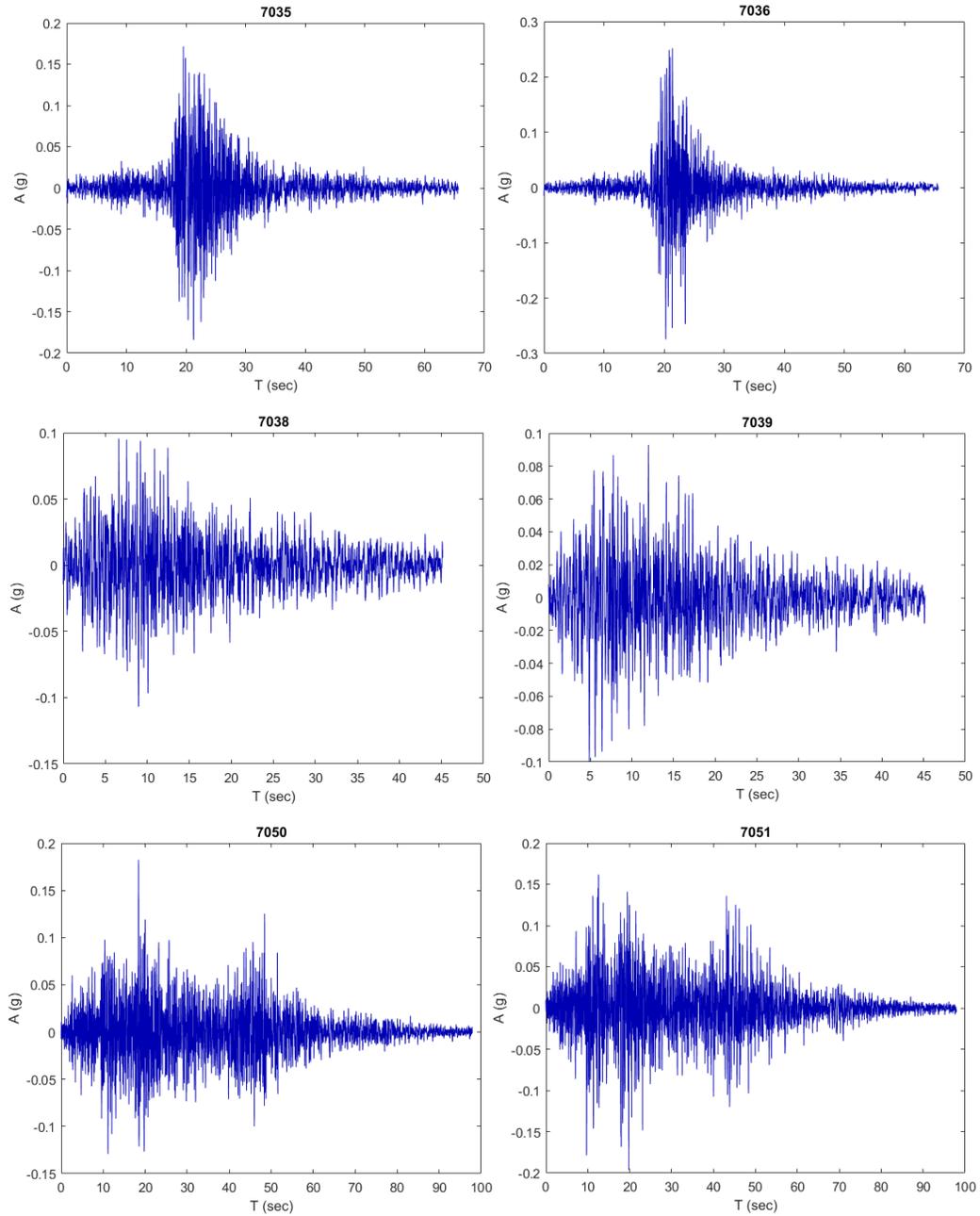


Figura 3.24. Acelerogramas de los registros sísmicos considerados en el estudio.

Tabla 3.9. Características de los acelerogramas considerados en el estudio numérico.

DENOMINACIÓN	FECHA	LATITUD	LONGITUD	PROFUNDIDAD FOCAL (km)	MAGNITUD	PGA (g)	TIEMPO (s)
7035	17/10/1966	-10.72	-78.70	37	8.1	0.18	65.66
7036	17/10/1966	-10.72	-78.70	37	8.1	0.27	65.66
7038	31/05/1970	-9.36	-78.87	64	7.9	0.11	45.12
7039	31/05/1970	-9.36	-78.87	64	7.9	0.10	45.12
7050	03/10/1974	-12.50	-77.90	21	8.0	0.18	97.86
7051	03/10/1974	-12.50	-77.90	21	8.0	0.19	97.86

Los acelerogramas fueron escalados a los espectros de aceleración de la NEC-15, mediante el programa (SAP2000, v.21.1.0), además, el análisis numérico se efectuó en el mismo programa. En la figura 3.25 se presenta los espectros objetivos para el Terremoto de Diseño (TD) y el Terremoto Máximo Considerado (TMC), cuantificada por el periodo de retorno de $T_r = 475$ años, $T_r = 2475$ años, respectivamente.

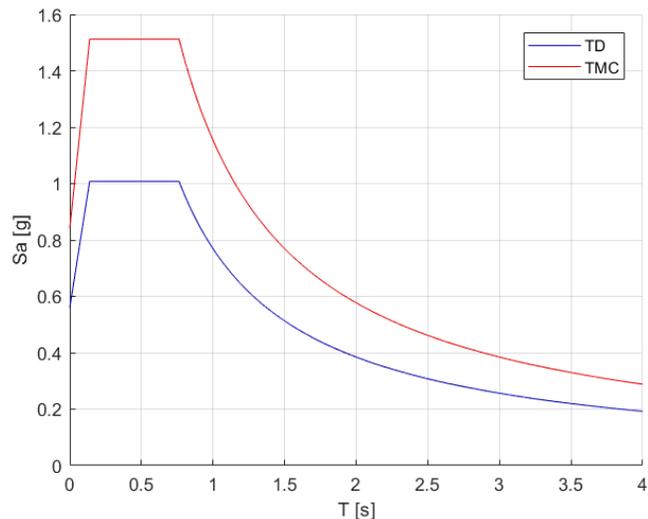


Figura 3.25. Espectros objetivos.

Como resultado en las figuras 3.26 y 3.27 se presentan los espectros escalados de respuesta elástica y en las figuras 3.28 y 3.29 se presentan los acelerogramas escalados a los espectros objetivos.

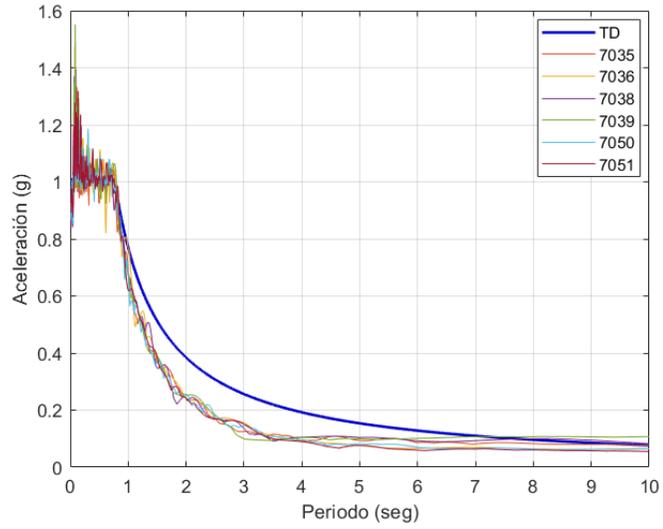


Figura 3.26. Espectro objetivo (TD) de la NEC 2015 vs. espectros de acelerogramas escalonados.

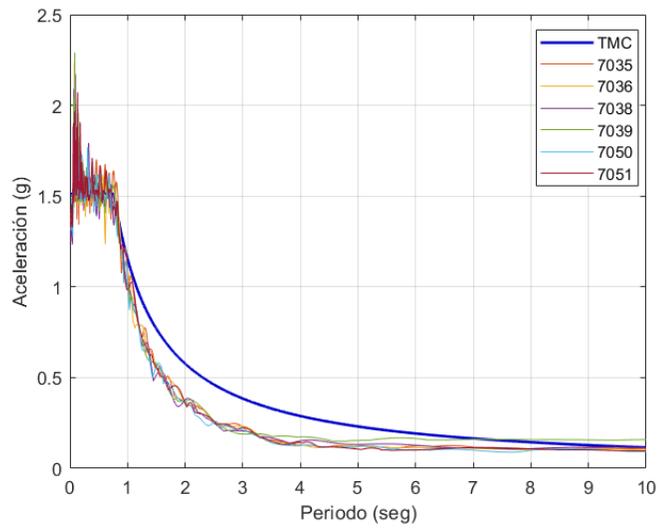


Figura 3.27. Espectro objetivo (TMC) de la NEC 2015 vs. espectros de acelerogramas escalonados.

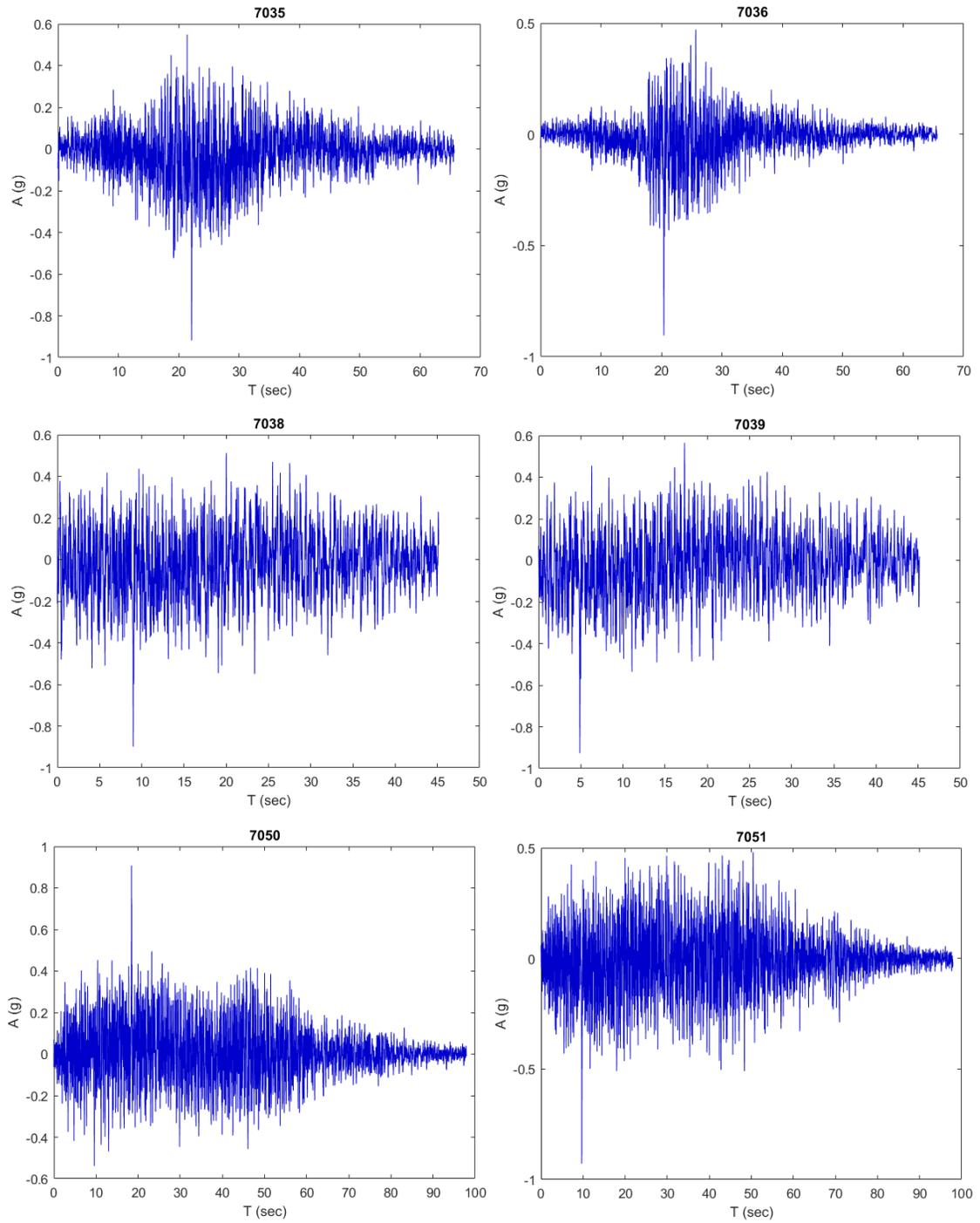


Figura 3.28. Acelerogramas escalados al espectro de la NEC 2015 para el escenario del TD.

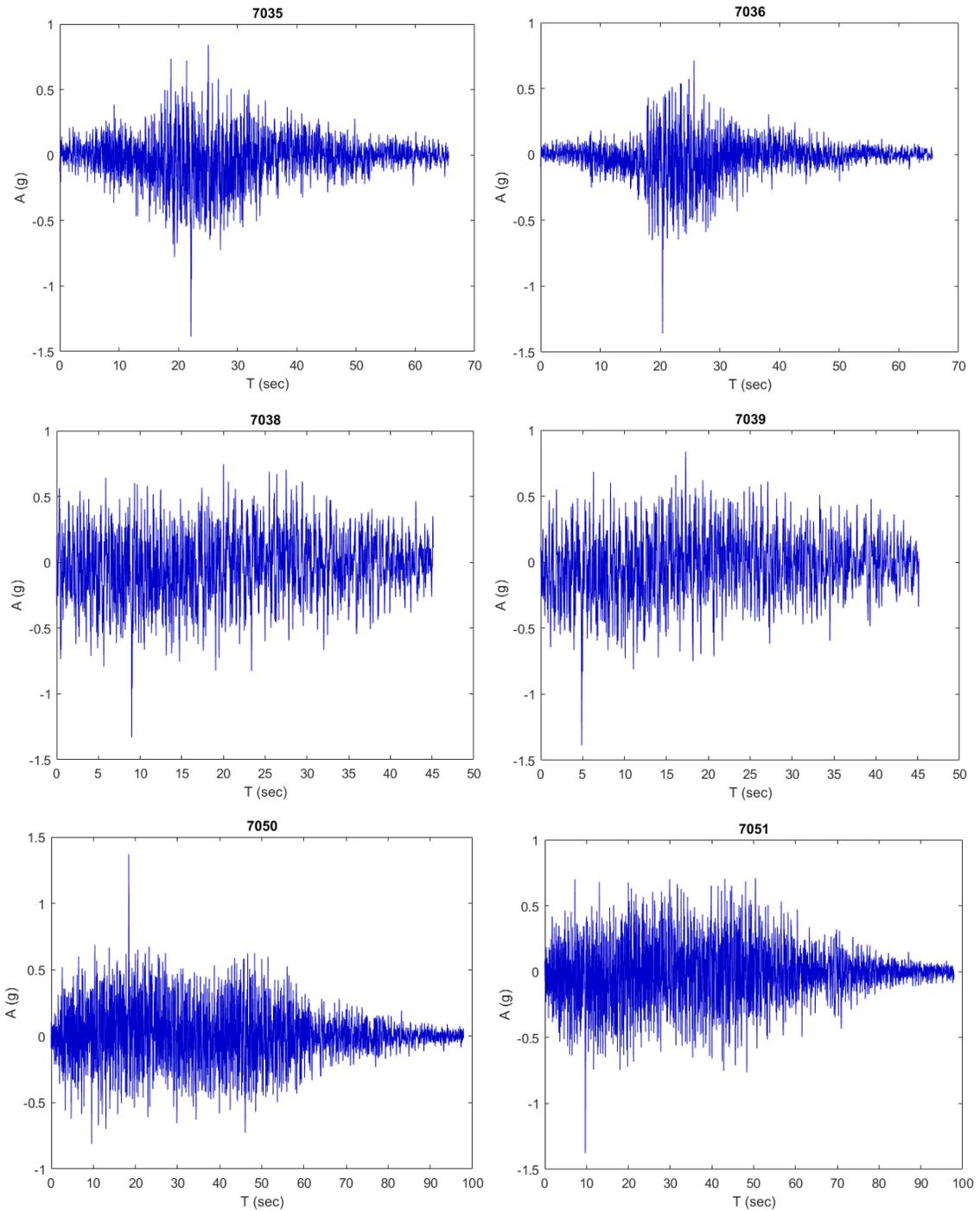


Figura 3.29. Acelerogramas escalados al espectro de la NEC 2015 para el escenario del TMC.

3.6.3.2 Estudio de resultados

A modo de ejemplo, se muestran en las figuras 3.30 y 3.31 la relación fuerza desplazamiento de los disipadores histeréticos de energía de la planta baja y del último

nivel, para el pórtico en estudio (Plano A), indicado en la figura 3.22, sometido a los acelerogramas 7038 y 7051.

Para los otros dispositivos (BPR), y con la excitación de los otros acelerogramas, se obtienen curvas similares.

En consecuencia se puede apreciar que las curvas fuerza desplazamiento de los dispositivos son estables e indican que el comportamiento es no lineal y se disipa bastante energía.

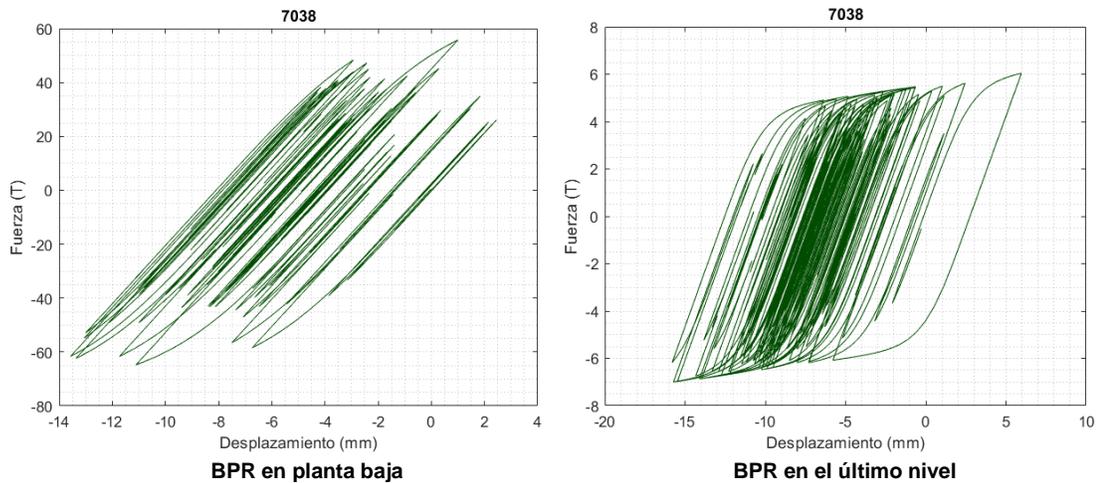


Figura 3.30. Relación fuerza – desplazamiento para la BPR del TD, bajo la excitación del acelerograma 7038.

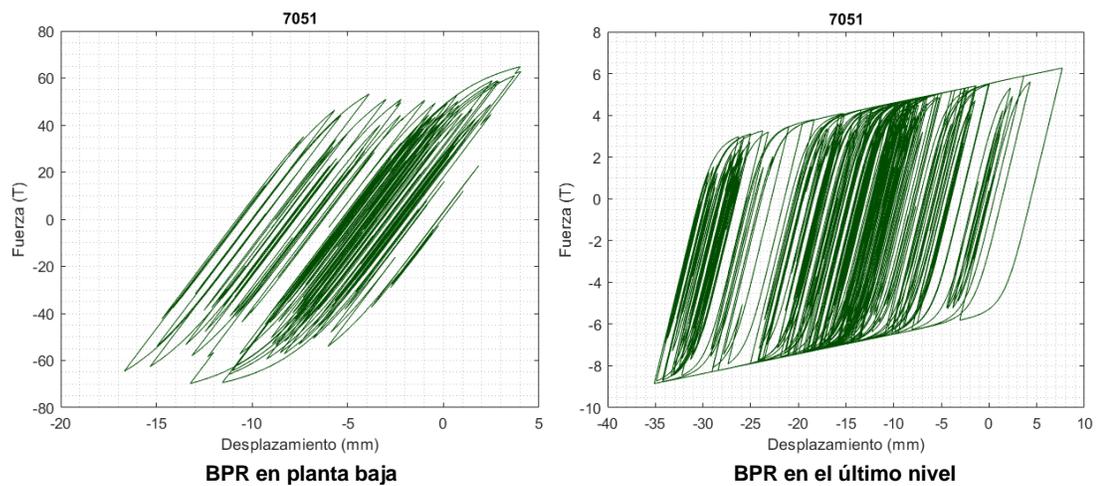


Figura 3.31. Relación fuerza – desplazamiento para la BPR del TMC, bajo la excitación del acelerograma 7051.

A continuación, en las figuras 3.32, 3.33, 3.34, 3.35, 3.36, 3.37, 3.48, 3.39, 3.40 y 3.41 se muestran las historias de desplazamientos de la planta superior de la estructura con pasos de integración de $\Delta_t = 0.02$, $\Delta_t = 0.01$, $\Delta_t = 0.005$, $\Delta_t = 0.002$, y $\Delta_t = 0.001$.

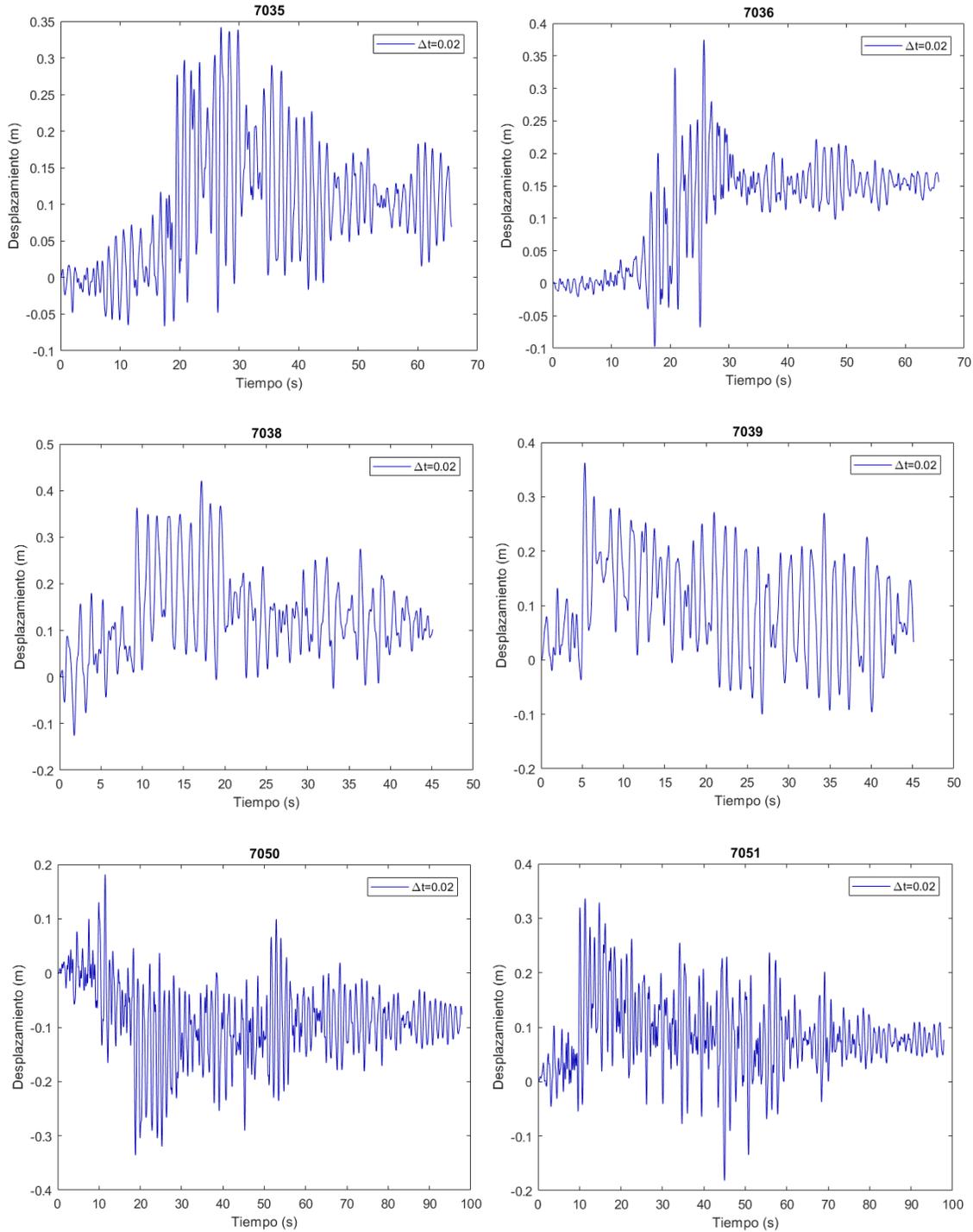


Figura 3.32. Historia de desplazamientos del TD con paso de integración $\Delta_t = 0.02$.

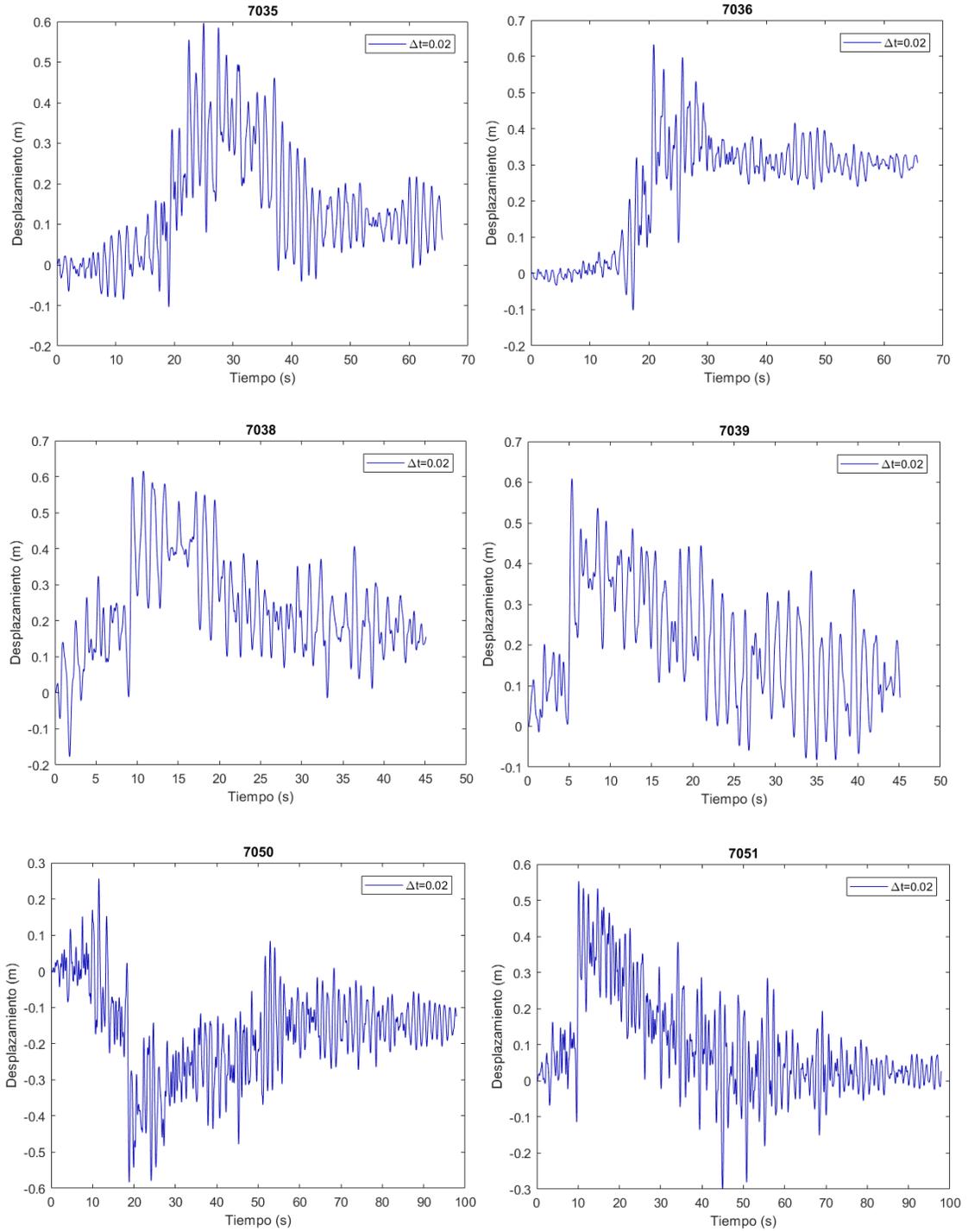


Figura 3.33. Historia de desplazamientos del TMC con paso de integración $\Delta_t = 0.02$.

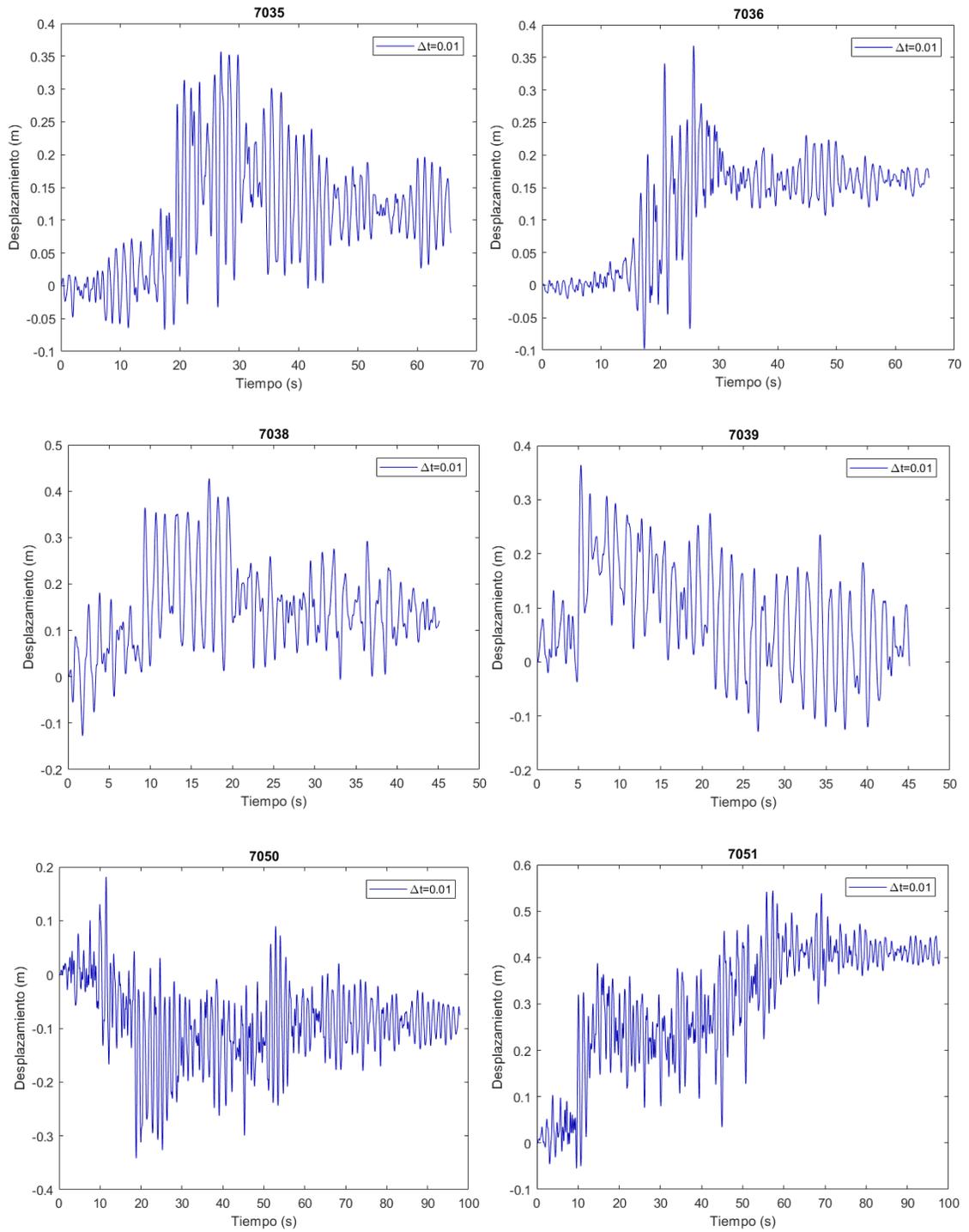


Figura 3.34. Historia de desplazamientos del TD con paso de integración $\Delta t = 0.01$.

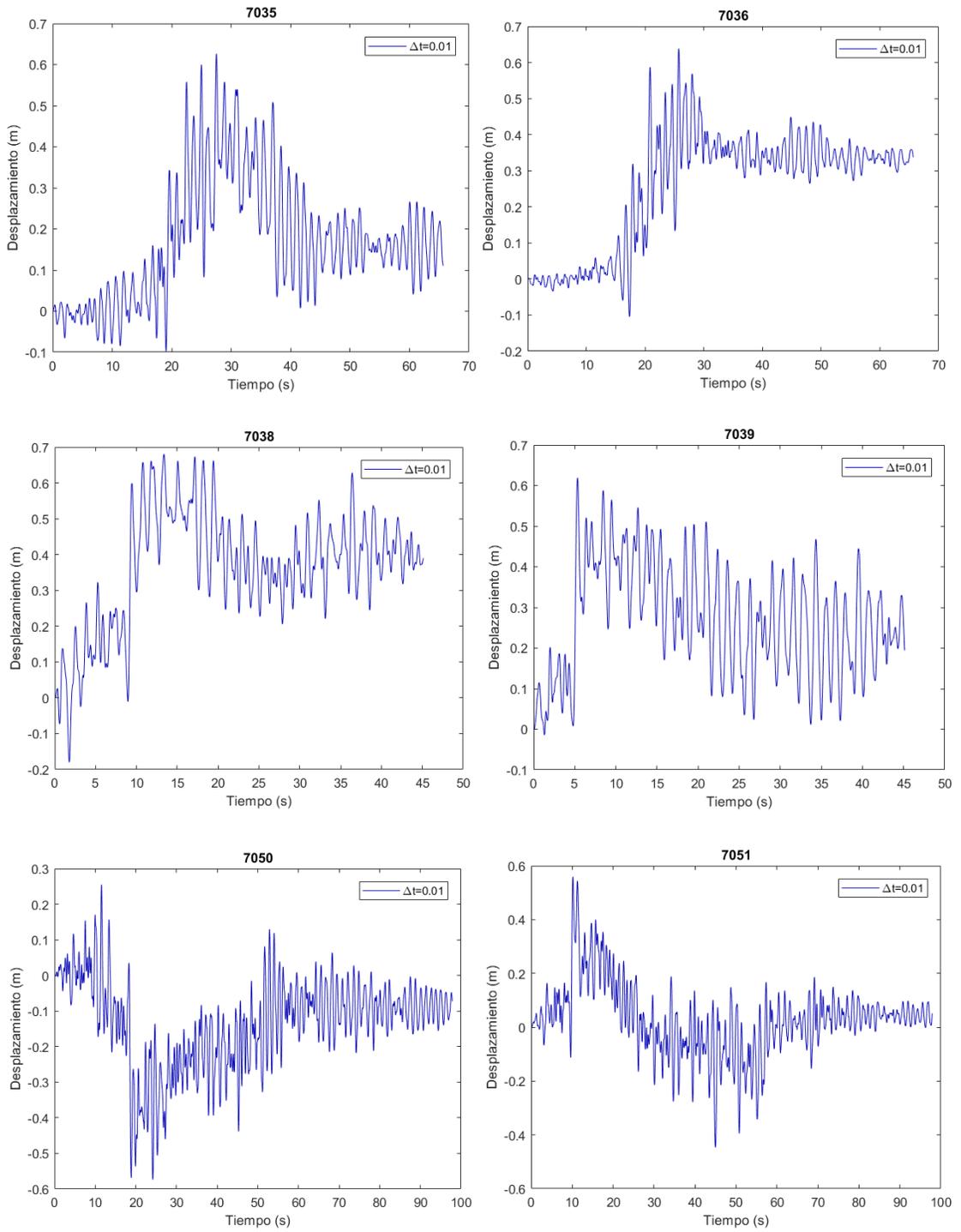


Figura 3.35. Historia de desplazamientos del TMC con paso de integración $\Delta t = 0.01$.

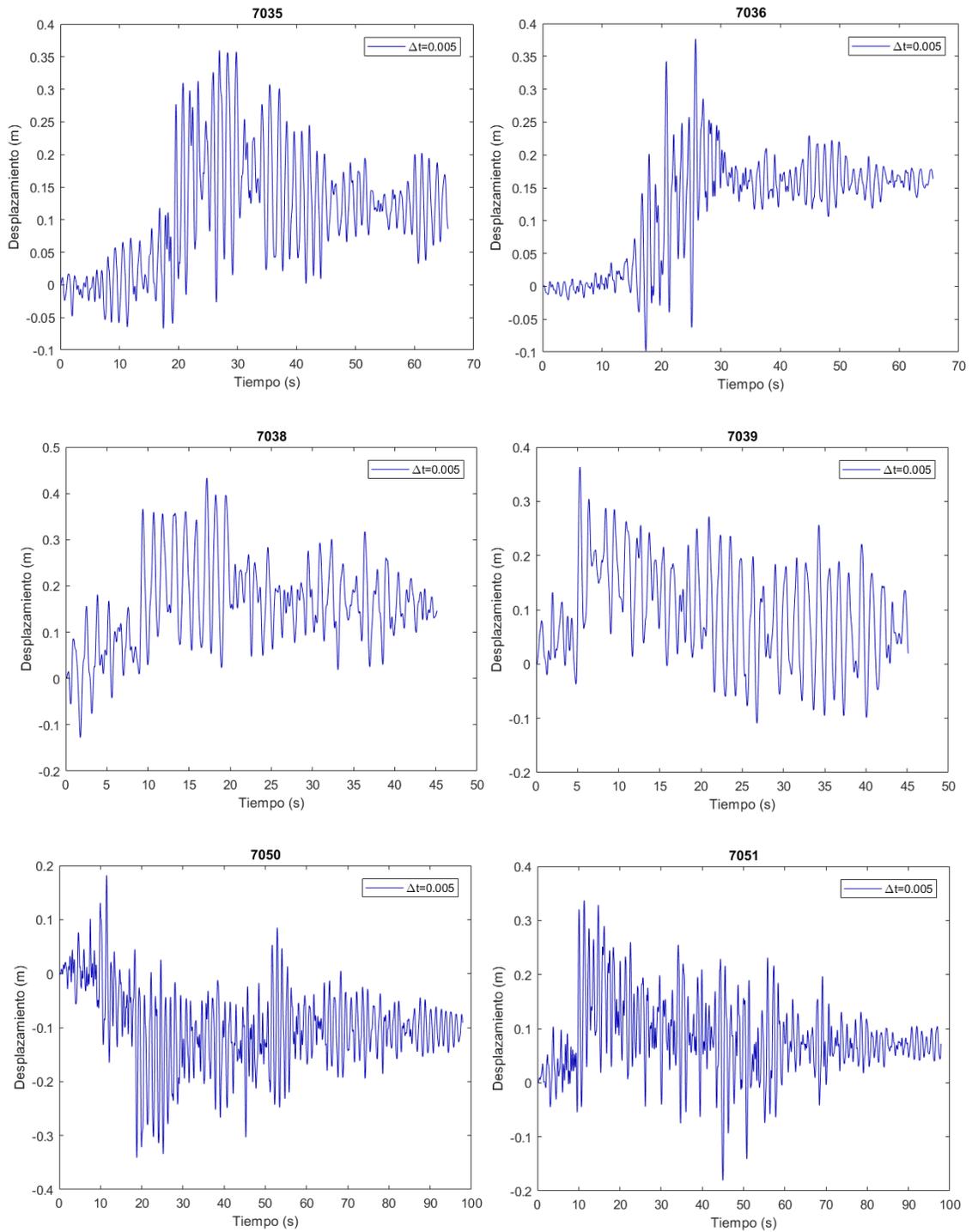


Figura 3.36. Historia de desplazamientos del TD con paso de integración $\Delta_t = 0.005$.

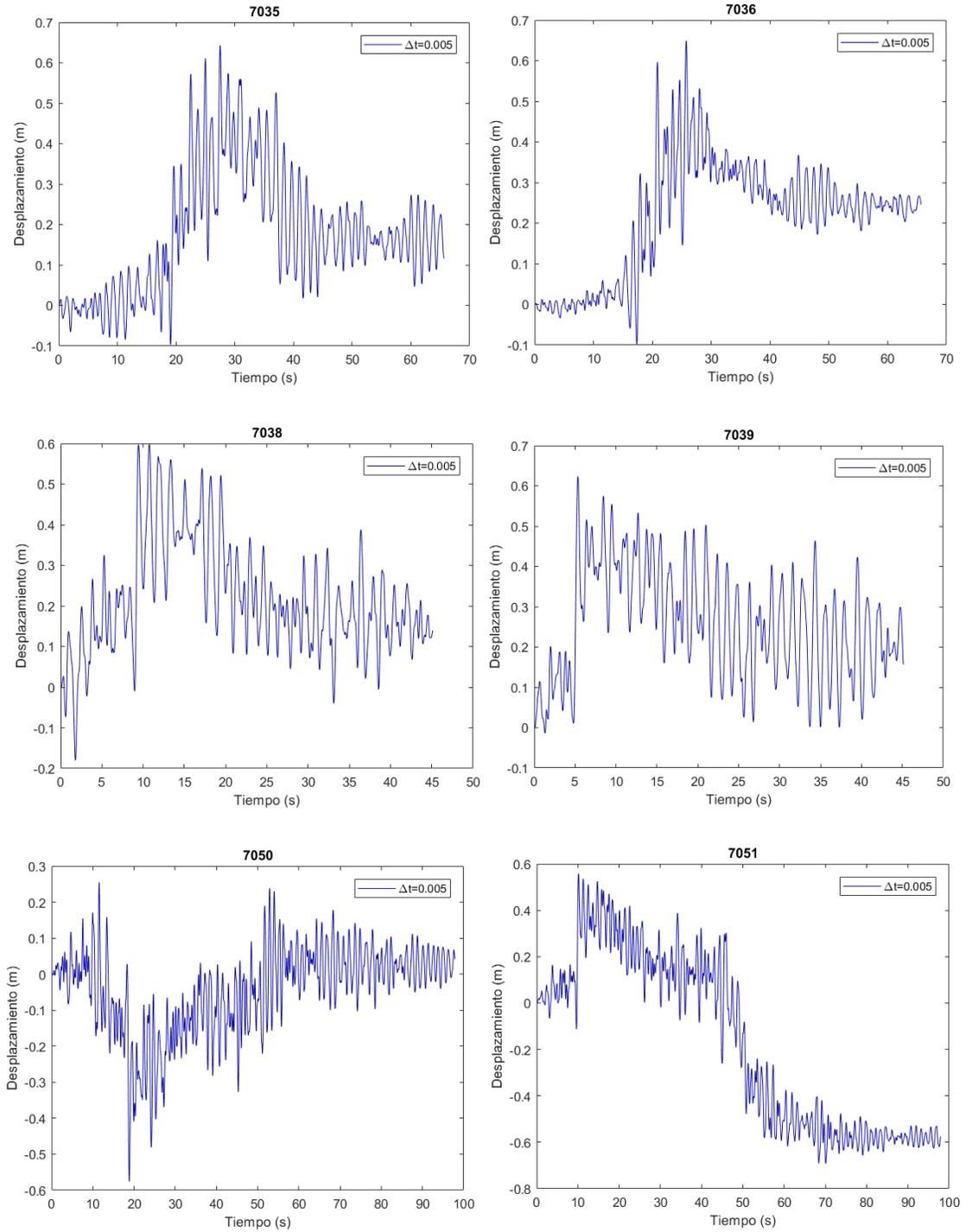


Figura 3.37. Historia de desplazamientos del TMC con paso de integración $\Delta t = 0.005$.

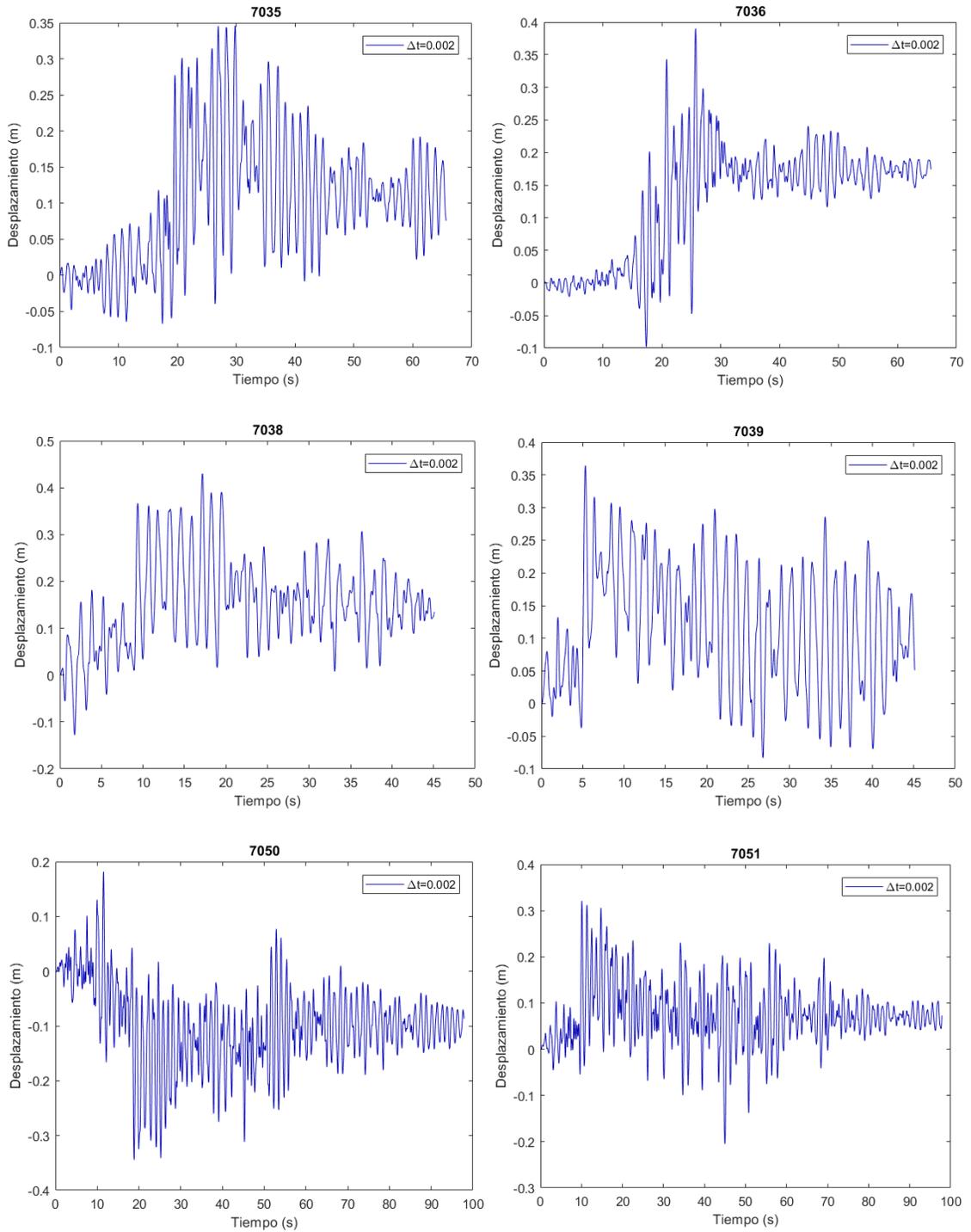


Figura 3.38. Historia de desplazamientos del TD con paso de integración $\Delta_t = 0.002$.

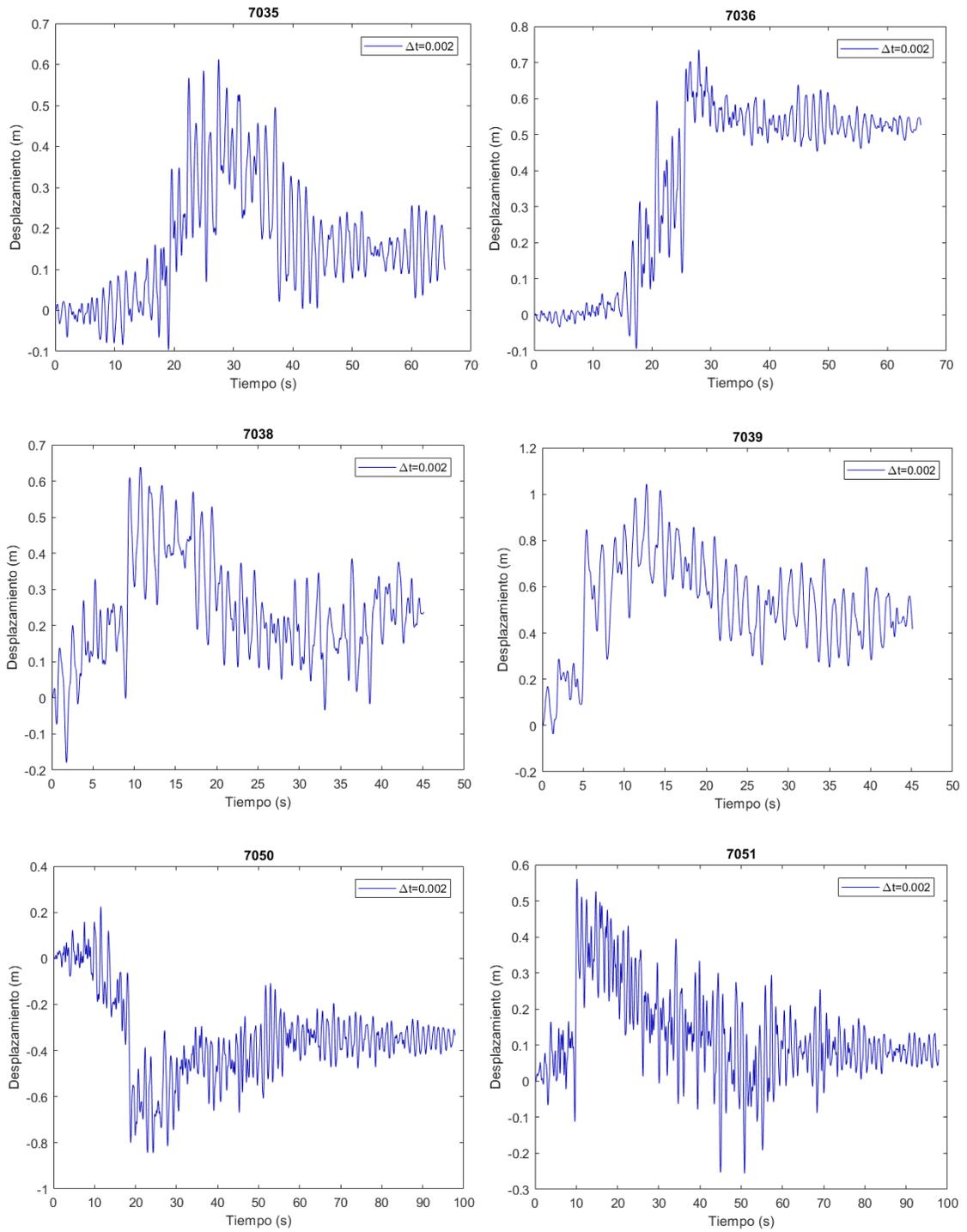


Figura 3.39. Historia de desplazamientos del TMC con paso de integración $\Delta t = 0.002$.

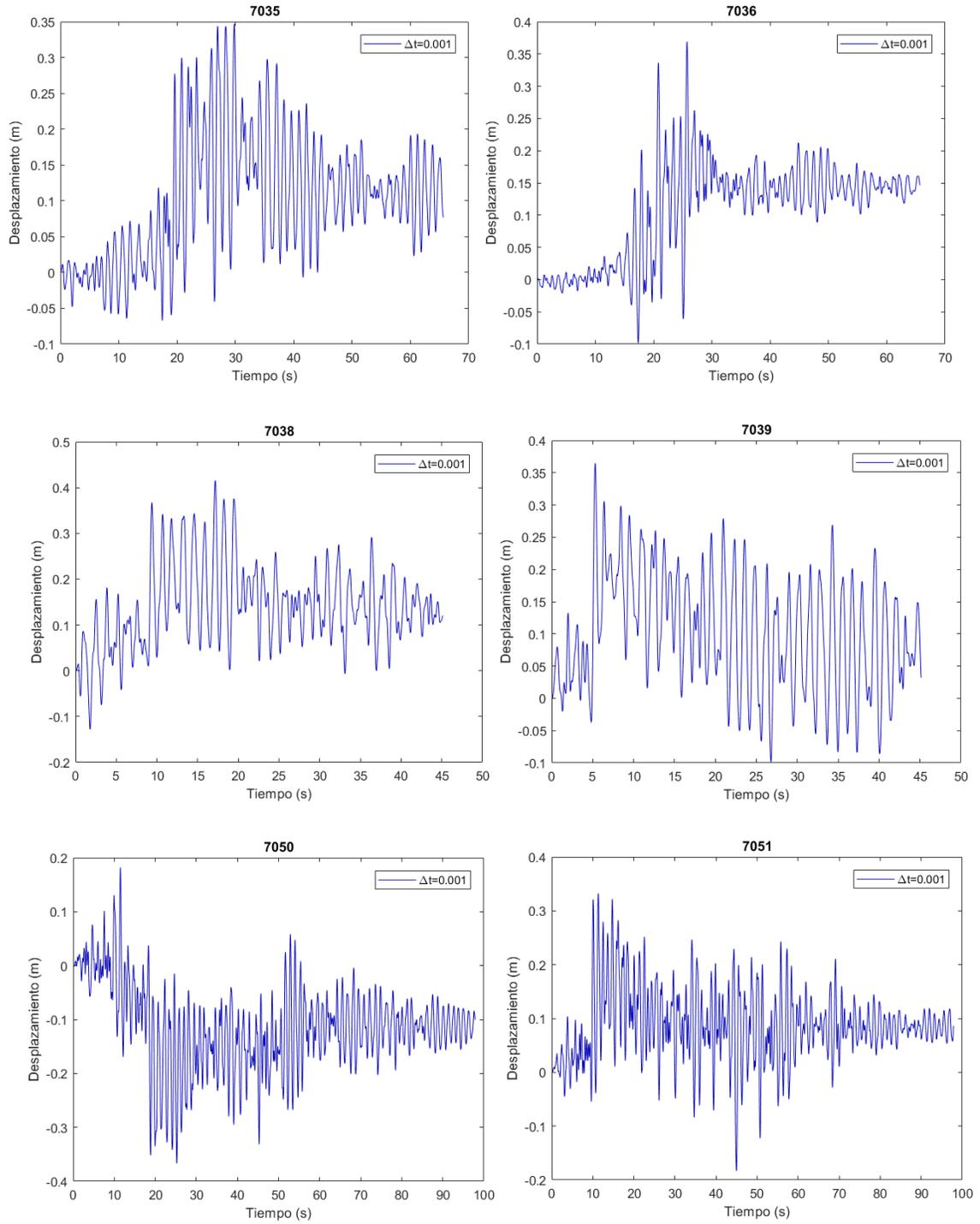


Figura 3.40. Historia de desplazamientos del TD con paso de integración $\Delta_t = 0.001$.

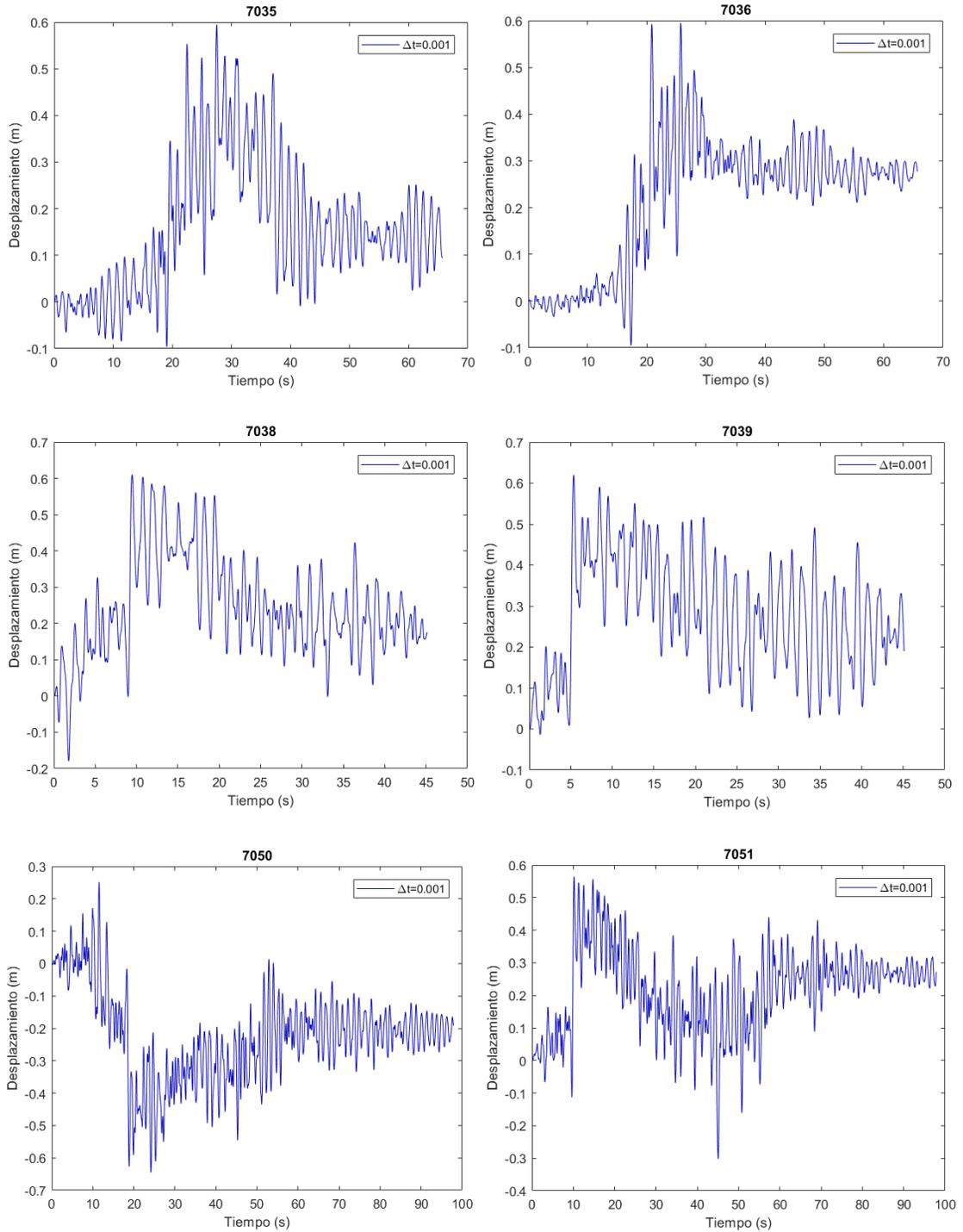


Figura 3.41. Historia de desplazamientos del TMC con paso de integración $\Delta_t = 0.001$.

Todas estas curvas señalan un comportamiento fuertemente no lineal, ya que hay grandes fluctuaciones de la "línea media" y al final queda un notable desplazamiento permanente, es decir, la estructura quedaría desplazada de su posición vertical. En la

tabla 3.10 y 3.11 se presentan los desplazamientos permanentes para constatar lo antes mencionado.

Tabla 3.10. *Desplazamientos permanentes del TD en (m).*

<i>Acelerograma</i>	<i>$\Delta t=0.02$</i>	<i>$\Delta t=0.01$</i>	<i>$\Delta t=0.005$</i>	<i>$\Delta t=0.002$</i>	<i>$\Delta t=0.001$</i>
7035	0.277	0.276	0.277	0.277	0.277
7036	0.331	0.340	0.342	0.343	0.336
7038	0.363	0.365	0.366	0.366	0.367
7039	0.363	0.364	0.364	0.364	0.365
7050	0.336	0.342	0.342	0.345	0.351
7051	0.320	0.320	0.320	0.321	0.321

Tabla 3.11. *Desplazamientos permanentes del TMC en (m).*

<i>Acelerograma</i>	<i>$\Delta t=0.02$</i>	<i>$\Delta t=0.01$</i>	<i>$\Delta t=0.005$</i>	<i>$\Delta t=0.002$</i>	<i>$\Delta t=0.001$</i>
7035	0.334	0.343	0.345	0.345	0.346
7036	0.633	0.586	0.596	0.594	0.593
7038	0.599	0.599	0.598	0.609	0.610
7039	0.609	0.619	0.623	0.847	0.620
7050	0.583	0.564	0.576	0.799	0.626
7051	0.553	0.559	0.558	0.561	0.564

En las tablas 3.12 y 3.13, se indican los desplazamientos máximos en la cubierta del edificio, para los escenarios, Terremoto de Diseño y el Terremoto Máximo Considerado.

Tabla 3.12. *Desplazamientos máximos del TD en (m).*

<i>Acelerograma</i>	<i>$\Delta t=0.02$</i>	<i>$\Delta t=0.01$</i>	<i>$\Delta t=0.005$</i>	<i>$\Delta t=0.002$</i>	<i>$\Delta t=0.001$</i>
7035	0.342	0.357	0.360	0.346	0.347
7036	0.375	0.368	0.377	0.390	0.369
7038	0.421	0.427	0.433	0.430	0.415
7039	0.363	0.364	0.364	0.364	0.365
7050	0.336	0.342	0.342	0.345	0.367
7051	0.336	0.544	0.337	0.321	0.332
Máximo	0.421	0.544	0.433	0.430	0.415

Tabla 3.13. Desplazamientos máximos del TMC en (m).

Acelerograma	$\Delta t=0.02$	$\Delta t=0.01$	$\Delta t=0.005$	$\Delta t=0.002$	$\Delta t=0.001$
7035	0.596	0.626	0.643	0.612	0.594
7036	0.633	0.638	0.649	0.735	0.595
7038	0.615	0.680	0.598	0.638	0.610
7039	0.609	0.619	0.623	1.043	0.620
7050	0.583	0.573	0.576	0.844	0.646
7051	0.553	0.559	0.692	0.561	0.564
Máximo	0.633	0.680	0.692	1.043	0.646

Por medio del Análisis Dinámico No Lineal bajo la excitación sísmica del acelerograma 7038 escalado al espectro objetivo TD y con un paso de integración de $\Delta_t = 0.005$ se obtiene un desplazamiento máximo en la cubierta del edificio de 0,433 metros. Y para el acelerograma 7051 escalado al espectro objetivo TMC y con un paso de integración de $\Delta_t = 0.005$ se obtiene un desplazamiento máximo en la cubierta del edificio de 0,692 metros.

Por otro lado, en las tablas 3.14 y 3.15, se indican las derivas máximas para los escenarios TD y TMC.

Tabla 3.14. Desplazamientos máximos en (m) y derivas máximas en (%) del TD.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS	DERIVA MÁXIMA
0.421	0.68
0.544	0.88
0.433	0.70
0.430	0.70
0.415	0.67

Tabla 3.15. Desplazamientos máximos en (m) y derivas máximas en (%) del TMC.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS	DERIVA MÁXIMA
0.633	1.03
0.680	1.10
0.692	1.12
1.043	1.69
0.646	1.05

En consecuencia, para los escenarios del Terremoto de Diseño y el Terremoto Máximo Considerado respecto a la deriva máxima que se presenta en el edificio, estos valores están por debajo del valor límite (2%) y (4%), respectivamente, es decir, cumplen con el objetivo de diseño.

En las figuras 3.42 y 3.43 se muestra el balance energético del Pórtico estructural en estudio (figura 3.22) sometido a la señal sísmica 7038 correspondiente al sismo de diseño y al sismo máximo considerado, respectivamente, y de éstas se puede apreciar que la energía de entrada (E_I) es absorbida en mayor parte por el sistema de disipación (BPR), en consecuencia aproximadamente el 63% y 71% de la energía se disipa por histéresis (E_H) y la restante se disipa por amortiguamiento intrínseco de la estructura (E_β).

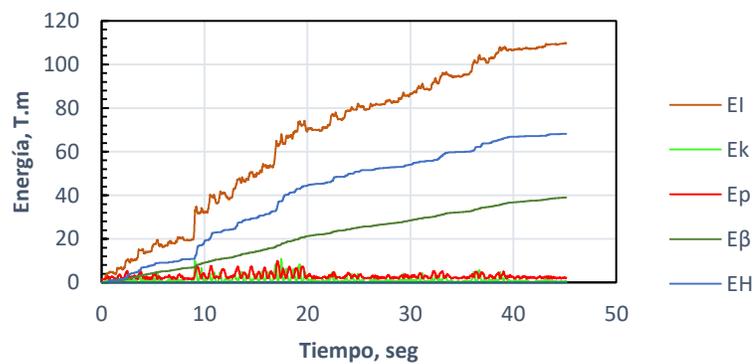


Figura 3.42. Balance energético del Pórtico en estudio del TD.

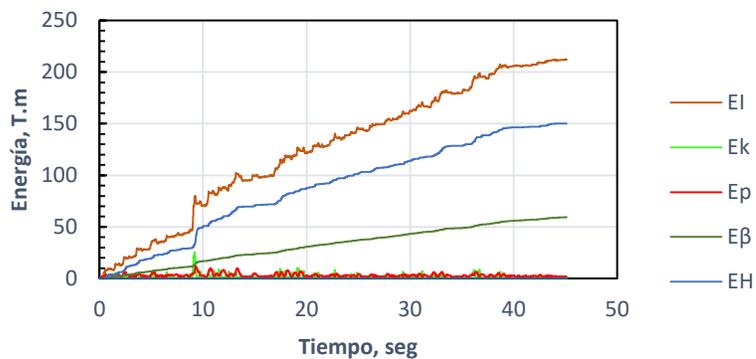


Figura 3.43. Balance energético del Pórtico en estudio del TMC.

3.6.4 Análisis Dinámico No Lineal por el FNA

En este apartado se efectúa el análisis dinámico no lineal por el Análisis No Lineal Rápido (FNA) por la ventaja que presenta en el costo computacional, y así verificar los resultados del apartado anterior.

Por ello, a modo de ejemplo en las figuras 3.44 y 3.45 se muestran el balance energético del Edificio en estudio (figura 3.10), sometido a la señal sísmica 7050 y 7051 en ambas direcciones (x, y) correspondientes al sismo de diseño y al sismo máximo considerado, respectivamente, y de éstas se puede apreciar que la energía de entrada (E_I) es absorbida en mayor parte por el sistema de disipación (BPR), en consecuencia aproximadamente el 67% y 70% de la energía se disipa por histéresis (E_H) y la restante se disipa por amortiguamiento intrínseco de la estructura (E_β), para los otros acelerogramas se obtienen curvas similares.

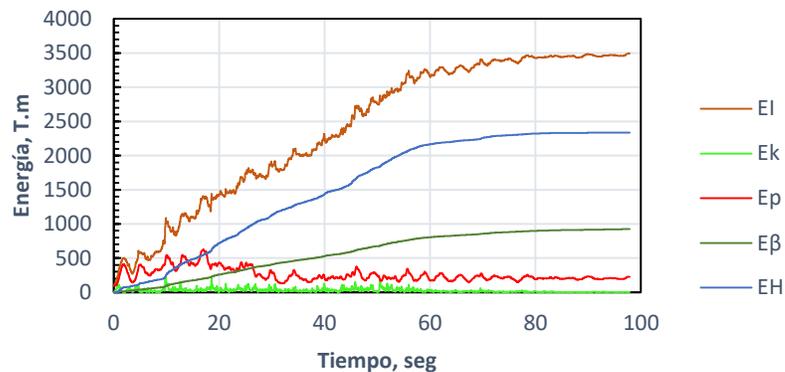


Figura 3.44. Balance energético del Edificio en estudio del TD.

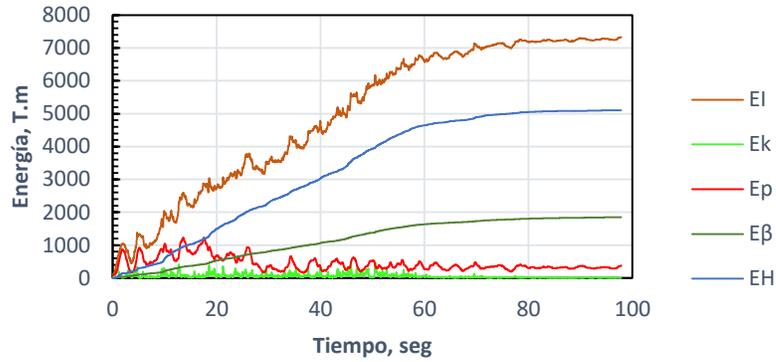


Figura 3.45. Balance energético del Edificio en estudio del TMC.

3.7 Análisis Económico

Se realiza una comparación económica del Sistema Convencional mostrado en la figura 3.1 y del Sistema Reforzado indicado en la figura 3.10. Para ello en las tablas 3.16 y 3.17 se indican el costo referencial del sistema convencional y del sistema reforzado, respectivamente.

Tabla 3.16. Costo referencial del Sistema Convencional.

No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio global
1	Hormigón Simple $f'c=280$ kg/cm ²	m ³	5,402.72	164.75	890,097.67
2	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	673,063.61	2.00	1,346,127.22
SUBTOTAL:					2,236,224.89
IVA 12%:					268,346.99
TOTAL:					2,504,571.87

Tabla 3.17. Costo referencial del Sistema Reforzado.

No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio global
1	Hormigón Simple $f'c=280$ kg/cm ²	m ³	4,050.38	164.75	667,300.76
2	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	179,032.66	2.00	358,065.32
3	Dispositivo BPR	u	34.00	4,000.00	136,000.00
SUBTOTAL:					1,161,366.08
IVA 12%:					139,363.93
TOTAL:					1,300,730.01

Respecto al sistema convencional, el sistema reforzado toma el 25.03 % de reducción en hormigón y el 73.40 % en acero de refuerzo.

El análisis económico demuestra que el sistema reforzado tiene un costo bajo a diferencia del sistema convencional, además, a largo plazo se podrá ver sus beneficios, el momento que se enfrente a un terremoto severo.

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES E INVESTIGACIONES FUTURAS

4.1 CONCLUSIONES

- En este estudio se presenta el método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) y el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) para la implementación de sistemas de disipación pasiva de energía en el Diseño de Edificios de Hormigón Armado, en el cual, se despliega las conclusiones:
- Los disipadores de energía son una alternativa efectiva para reducir el daño en las estructuras, así, en el edificio en estudio el sistema de disipación absorbe la mayor parte del corte basal, es decir, las barras de pandeo restringido plastifican y el comportamiento del sistema original se mantiene elástico.
- El diseño de la estructura con disipadores tiene un costo mucho menor a diferencia del diseño de la estructura convencional, debido al sistema de protección sismorresistente propuesto que conlleva a la reducción de las secciones de hormigón armado, en otras palabras se logra aligerar el edificio.
- La normativa americana es demasiado conservadora y no es útil para promover el uso de los disipadores ya que considera los dispositivos como una protección adicional, dicho de otra forma la estructura por si sola debe tener la capacidad de resistir la fuerza sísmica.
- La gran diferencia respecto a las metodologías empleadas en este estudio, para el diseño del sistema de disipación pasiva de energía, radica en que el método DDBD, nos indica propiedades dinámicas que no se determina en el DBF, como el amortiguamiento viscoso equivalente, y siendo un método simplificado.
- En comparación de los desplazamientos máximos y por medio de los Análisis Estático No Lineal y el Análisis Dinámico No Lineal por integración directa, bajo el sismo de 475 años se obtuvo un desplazamiento máximo en la cubierta del edificio

de 0.638 m y 0.433 m, respectivamente, y ante el sismo de 2475 años se obtuvo un desplazamiento máximo en la cubierta del edificio de 0.957 m y 0.692 m, respectivamente, es decir, que el método del Diseño Directo Basado en Desplazamientos es confiable.

- Diseñar sistemas con mayor confiabilidad, es decir, estructuras más seguras, debido a que la gente vive con pánico, es lo que nos proporciona los disipadores histeréticos de energía, es más fácil reemplazar una BPR, que reparar elementos de hormigón armado, se ha logrado disminuir el peso de la estructura y es bastante bueno, ya que cuando mayor sea el impacto, más terrible es el desastre, por ello se busca estructuras ligeras.

4.2 RECOMENDACIONES

- Emplear el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos, debido a la simplicidad que presenta, y por las propiedades dinámicas del sistema que nos proporciona.
- Utilizar el Análisis No Lineal Rápido (FNA), por su versatilidad y el ahorro de costo computacional.
- Implementar el Diseño de Edificaciones con Sistemas de Disipación Pasiva de Energía en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

4.3 FUTURAS INVESTIGACIONES

- Estudiar el comportamiento y diseño de las conexiones entre la estructura y los elementos que componen los disipadores histeréticos de energía.
- Como técnica de control de respuesta sísmica se ha utilizado el disipador histerético de tipo barra de pandeo restringido, emplear diferentes clases de

dispositivos para el diseño del edificio en estudio y analizar cuál sería el más apto a la estructura.

4.4 BIBLIOGRAFÍA

1. Aguiar, R., *Análisis de los Edificios que Colapsaron en Portoviejo durante el Terremoto del 16 de Abril de 2016*. Revista internacional de ingeniería de estructuras; 2016, 27 p.
2. Aguiar, R., Morales, E., Chunga, K., Iza, E., Del Castillo, F., *Acelerogramas y Espectros inferidos del Terremoto 1998 (Mw 7,2), Bahía de Caráquez, Ecuador*. Revista internacional de ingeniería de estructuras; 2016, 19 p.
3. ASCE/SEI 41-13, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. USA: American Society of Civil Engineers; 2013, 620 p.
4. ASCE/SEI 7-16, *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, Virginia, EEUU: American Society of Civil Engineers; 2016, 889 p.
5. Bay, C., & Palazzo, G., *Displacement based design procedure for the retrofitting structure with hysteretic damped braced*. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 2020, 25(4), 285-305.
6. Bay, C., Palazzo, G., Prados, J., *Diseño Basado en Desplazamientos para Disipadores de Energía Empleados en el Refuerzo de Edificios Escolares*. Asociación Argentina de Mecánica Computacional; 2019, 10 p.
7. Bay, C., & Palazzo, G., *Amortiguamiento Viscoso Equivalente en el Diseño Basado en Desplazamientos*. Revista Tecnología y Ciencia; 2019, 15 p.
8. Bonifaz, H., Haro, J., *Tipos de perfil de suelo para diseño sísmico en Manta, Portoviejo, Chone y Bahía de Caráquez ciudades afectadas por el sismo del 16 Abril del 2016, Ecuador*. Universidad Central del Ecuador y Universidad de las Fuerzas Armadas; 2017, 17 p.
9. Bozzo, L., Barbat, A., *Diseño sismorresistente de edificios: técnicas convencionales y avanzadas*. Reverté; 2004, 400 p.

10. Castro, J.C., López-Almansa, F., Oller, S., *Modelización numérica del comportamiento estructural de barras de pandeo restringido*. Monografía CIMNE IS-66; 2011, 147 p.
11. Chunga, K., López, G., Mendez, W., *El peligro sísmico y sus consecuencias en la costa ecuatoriana: Ejemplo del terremoto de Pedernales*. RsearchGate; 2018, 65 p.
12. Gama, A., *Propuesta de Diseño Sísmico conforme al Reglamento para Marcos Dúctiles de Concreto Reforzado con Disipadores de Energía Histeréticos*. Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco, Posgrado en Ingeniería Estructural; 2015, 142 p.
13. López-Almansa, F., S.T. de la Cruz, Colin, T., *Experimental study of friction dissipators for seismic protection of building structure*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration; Vol. 10, No. 3, 2011, 12 p.
14. Mota, S., *Reacondicionamiento Sísmico de Edificios de Hormigón Armado con el Primer Piso Blando Mediante Disipadores de Energía: aplicación a la República Dominicana*. Universidad Politécnica de Madrid, Tesis doctoral; 2017, 422 p.
15. NEC-15. *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Ecuador: Cámara de la Construcción de Quito*; 2015.
16. Oviedo, J., Duque, M., *Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones*. Revista EIA; 2006, 16 p.
17. Oviedo, J., Duque, M., *Disipadores Histeréticos Metálicos como Técnica de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones Colombianas*. Revista EIA; 2009, 13 p.

18. Palazzo, G., López-Almansa, F., Roldan, V., Calderón, F., *Diseño de un sistema de disipación pasiva de energía para un edificio en altura de Guayaquil*. Alternativas; 2017, 7 p.
19. Palazzo, G., López-Almansa, F., Cahís, X., Crisafulli, F., *Theoretical and Experimental Analysis of Dissipative Buckling Restrained Braces*. Monografía CIMNE IS-64; 2011, 156 p.
20. Palazzo, G., López-Almansa, F., Cahís, X., Crisafulli, F., *A Low-Tech Dissipative Buckling Restrained Braces. Desing, analysis, production and testing*. Elsevier, Engineering Structures 31; 2009, 10 p.
21. Palazzo, G., López-Almansa, F., Cahís, X., Martín, P., Calderón, F., *Simulación Numérica de Estructura Metálica con Sistema de Disipación Pasiva de Energía Sometida a Sismos se Falla Cercana y Lejana*. Asociación Argentina de Mecánica Computacional; 2011, 14 p.
22. Pimiento, J., Salas, A., Ruiz, D., *Desempeño sísmico de un pórtico con disipadores de energía pasivos de placas ranuradas de acero*. Ingeniería de Construcción; 2014, 16 p.
23. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J., *Displacement Based Seismic Design of Structures*. IUSS PRESS; 2007, 721p.
24. Romo, L., *Diagnóstico de daño en disipadores de energía histeréticos tipo WPD para el control pasivo en estructuras sismorresistentes mediante análisis de vibraciones en el dominio de la frecuencia*. Universidad de Granada, Tesis doctoral; 2012, 256 p.
25. Tena, A., Namgullasmú, H., *Diseño Sísmico de Marcos No Dúctiles de Concreto Reforzado con Disipadores de Energía Histeréticos: Definición de Parámetros de*

Diseño. Revista, Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil; Vol. 2013, 25 p.

26. Wilson, E., *Análisis Estático y Dinámico de Estructuras*. Computer & Structures, Inc. Cuarta Edición; 2004, 460 p.