



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

ANALISIS SISMICO DE UN EDIFICIO TRADICIONAL Y CON DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN SISMICA

VICTOR ROGELIO RAMÍREZ MÁRQUEZ

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:
JOSE LUIS ALMAZÁN

Santiago de Chile, Enero, 2015.

A mi padre y madre y toda mi familia,
por su constante e incondicional
apoyo.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Organización de los Estados Americanos OEA por haber confiado en mí y otorgarme la beca para llevar a bien mi postgrado. A la Pontificia Universidad Católica de Chile, y al Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica por darme la oportunidad de estudiar el magíster. A todos los profesores del programa “Magister en Ingeniería Estructural y Geotecnia”, y la coordinadora del magíster Elena Cornejo Contardo por su disposición y colaboración. A todos mis compañeros y amigos que compartimos experiencias y conocimientos a lo largo del magister. A mi compañera de vida que me apoyo y acompaño durante el segundo año del magister. A la sociedad Chilena y a todo el país de Chile por acogerme y brindarme lo mejor de su cultura.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
Indice General.....	4
INDICE DE TABLAS	viii
INDICE DE FIGURAS.....	xi
RESUMEN	xviii
ABSTRACT	xix
I. INTRODUCCIÓN	20
I.1 Objetivo del estudio	20
I.2 Metodología del estudio	20
II. DESCRIPCIÓN DEL MODELO.....	22
II.1 Ubicación del edificio	22
II.2 Geometría del modelo	23
II.3 Propiedades de los materiales del sistema estructural	25
II.4 Secciones de los elementos estructurales	25
II.5 Capacidad de las secciones	29
II.5.1 Capacidad de vigas	29
II.5.2 Capacidad de columnas.....	30
II.5.3 Capacidad de muros.....	30
II.6 Cargas de gravedad.....	37
II.7 Demanda sísmica	37
III. ANÁLISIS DEL MODELO	40
III.1 Estructuración (modelos del edificio)	40
III.2 Método de análisis	41

IV.	ANÁLISIS DEL MODELO BASE FIJA.....	42
IV.1	Modelo en SAP2000.....	42
IV.2	Demanda sísmica.....	44
IV.3	Suposiciones en el modelo matemático.....	44
IV.4	Amortiguamiento del modelo.....	44
IV.5	Modos de Vibración de la Estructura BR.....	45
V.	ANÁLISIS DEL MODELO BASE AISLADA.....	47
V.1	Requisitos del modelamiento para base aislada.....	47
V.2	Requisitos en los distintos tipos de análisis.....	48
V.3	Demanda sísmica.....	50
V.4	Suposiciones del modelo.....	52
V.5	Objetivo de utilizar aislamiento sísmico.....	52
V.6	Ubicación de aisladores.....	52
V.7	Modelo de base aislada usando ALNP.....	55
V.8	Amortiguamiento del modelo.....	57
V.9	Definición del sistema aislado con Apoyo Laminado con Núcleo de Plomo (ALNP).....	57
V.9.1	Hule usado en los aisladores.....	58
V.9.2	Definición de las propiedades de ALNP.....	58
V.9.3	Procedimiento de diseño para los apoyos laminado con núcleo de plomo (ALNP).....	70
V.9.4	Diseño final de aisladores.....	77
V.9.5	Modos de vibración de la estructura con ALNP.....	83
V.9.6	Respuesta de los aisladores ALNP.....	86
V.10	Definición del sistema aislado con Apoyo Deslizante (AD).....	90
V.10.1	Propiedades en placas PTFE.....	92
V.10.2	Definición de las propiedades de AD.....	93
V.10.3	Procedimiento de diseño para los apoyos deslizantes (AD).....	96
V.10.4	Diseño final de AD.....	98
V.10.5	Respuesta de la estructura con AD.....	99
V.11	Modelo con sistema de aislación en doble interface DI.....	106
V.11.1	Ubicación de aisladores del modelo de doble interface DI.....	107
V.11.2	Modelo de aislamiento sísmico de doble interface en SAP2000	

V.11.3	Amortiguamiento del modelo DI.....	111
V.11.4	Diseño final de aisladores de modelo de doble interface DI....	111
V.11.5	Modos de vibración de la estructura con aislamiento DI.....	113
V.11.6	Respuesta de los aisladores AD con el sistema DI	116
VI.	ANÁLISIS DEL MODELO CON DISIPACIÓN DE ENERGÍA	122
VI.1	Requisitos del modelamiento para disipación de energía	123
VI.2	Clasificación de dispositivos de amortiguamiento	124
VI.3	Demanda sísmica.....	125
VI.4	Suposiciones del modelo.....	125
VI.5	Objetivo de utilizar dispositivos disipadores de energía.....	125
VI.6	Disipadores de fluido viscoso.....	126
VI.6.1	Definición de los disipadores de fluido viscoso (DFV)	127
VI.6.2	Amortiguamiento del sistema estructura-disipador DFV.....	128
VI.6.3	Modelación de los disipadores DFV	128
VI.6.4	Distribución en planta y altura de DFV	129
VI.6.5	Modelo final de DFV	135
VI.6.6	Modos de vibración de la estructura con amortiguadores DFV	136
VI.6.7	Relación Fuerza – Desplazamiento de amortiguadores DFV...	137
VI.6.8	Diseño del arriostramiento	140
VI.7	Disipadores por fluencia del material	141
VI.7.1	Definición de las propiedades TADAS.....	143
VI.7.2	Diseño final del sistema TADAS.....	144
VI.7.3	Modelación de los disipadores TADAS.....	149
VI.7.4	Modos de vibración de la estructura con disipadores TADAS	150
VI.7.5	Relación Fuerza – Desplazamiento de disipadores TADAS....	152
VI.7.6	Diseño de diagonales para el sistema TADAS	155
VII.	Respuestas de analisis	157
VII.1	Períodos.....	157
VII.2	Reacciones Máximas	158
VII.3	Reacciones a través del tiempo	160
VII.4	Fuerza de corte	165
VII.5	Momento Volcante	169
VII.6	Desplazamiento en Azotea.....	171

VII.7	Desplazamientos Máximos	174
VII.8	Deformación de Entrepiso (DRIFT).....	176
VII.9	Aceleraciones en Azotea.....	179
VII.10	Aceleraciones Máximas	182
VII.11	Equilibrio Energético	184
VII.12	Daño estructural.....	188
VII.13	Momentos máximos en columnas	190
VII.14	Interacción Fuerza – Momento en Columnas a través del tiempo	192
VII.15	Relación Momento – Rotación de vigas a través del tiempo	206
VII.16	Resumen de comparaciones de los modelos	213
VIII.	Conclusiones	217
	BIBLIOGRAFIA	221
	A N E X O S	222
	Anexo A: Calculo demanda sismica	223
	A.1 Definición del Espectro de Diseño	223
	Anexo B: MARCO TEORICO DEL METODO DE ANALISIS	226
	B.1 Método de Análisis FNA	226
	B.2 Amortiguamiento tipo Rayleigh	228

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1: Distribución de Columnas en altura	26
Tabla II-2: Cargas muertas y vivas del edificio	37
Tabla 1.1: Comparación de técnicas basadas en modelos.....	37
Tabla IV-1: Detalle de los modos y factores de participación modal del modelo de base rígida BR	45
Tabla 1.1: Comparación de técnicas basadas en modelos.....	45
Tabla V-1: Propiedades de los hules.....	58
Tabla V-2: Propiedades del sistema.....	77
Tabla V-3: Compresión a largo plazo	78
Tabla V-4: Calculo de rigideces	78
Tabla V-5: Fuerza de autocentrado de los grupos de aisladores	79
Tabla V-6: Fuerza de autocentrado total de los aisladores.....	79
Tabla V-7: Altura de goma.....	79
Tabla V-8: Deformaciones máximas del aislador.....	80
Tabla V-9: Definición de espesor de goma	80
Tabla V-10: Determinación de Frecuencia vertical	81
Tabla V-11: Determinación de la estabilidad	81
Tabla V-12: Determinación del amortiguamiento efectivo.....	82
Tabla V-13: Esfuerzos en placas de acero.....	82

Tabla V-14: Diseño final de los aisladores	83
Tabla V-15: Propiedades para definir el aislador ALNP en SAP2000	83
Tabla V-16: Detalle de los modos y factores de participación modal del modelo con ALNP.	84
Tabla V-17: Esfuerzos admisibles de contacto en placas PTFE.	92
Tabla V-18: Coeficientes de fricción en placas d PTFE.	92
Tabla V-19: Parámetros de diseño de AD definidos en los pasos 1, 2 y 3.	98
Tabla V-20: Parámetros de diseño de AD definidos en el paso 4.	98
Tabla V-21: Propiedades para definir el aislador AD en SAP2000.....	99
Tabla V-22: Detalle de los modos y factores de participación modal del modelo con AD.....	100
Tabla V-23: Parámetros de diseño de AD definidos en los pasos 1, 2 y 3 para el modelo DI.....	112
Tabla V-24: Parámetros de diseño de AD definidos en el paso 4 de modelo DI.	112
Tabla V-25: Diseño final de aisladores AD en sistema DI.	113
Tabla V-26: Detalle de los modos y factores de participación modal del modelo de aislamiento en DI.....	115
Tabla VI-1: Parámetros para definición de DFV en SAP2000 usando elemento tipo Link Damper.....	129
Tabla VI-2: Diseño de diagonales para disipadores DFV.....	141
Tabla VI-3: Parámetros del sistema TADAS en el sentido X.	147
Tabla VI-4: Parámetros del sistema TADAS en el sentido Y.	147

Tabla VI-5: Parámetros para definición del TADAS en SAP2000 usando elemento tipo Link Plastic (Wen).	150
Tabla VI-6: Detalle de los modos y factores de participación modal del modelo con disipación TADAS.....	151
Tabla VI-7: Diseño de diagonales del sistema TADAS.....	155
Tabla VII-1: Simbología en la presentación de respuestas a cada modelo	157
Tabla A-1: Parámetros que definen el espectro de diseño.	225

INDICE DE FIGURAS

Pág.

Figura II-1: Mapa de México con sus coordenadas geográficas	22
Figura II-2: Ubicación del edificio en Zapopan, Jalisco.	23
Figura II-3: Geometría en planta del edificio.	24
Figura II-4: Vista en altura del edificio.	24
Figura II-5: Secciones y armado de vigas y columnas.....	27
Figura II-6: Secciones y armados de muros.	28
Figura II-7: Balance de áreas para definición de rótula Elastoplástica.	29
Figura II-8: Relación Momento – Curvatura y relación Momento – Rotación de viga 30 cm x 60 cm.	31
Figura II-9: Relación Momento – Curvatura y relación Momento – Rotación de viga 40 cm x 60 cm.	32
Figura II-10: Relación Momento – Curvatura, Momento – Rotación y curva de interacción Fuerza – Momento de columna de 110 cm x 110 cm.	33
Figura II-11: Relación Momento – Curvatura, Momento – Rotación y curva de interacción Fuerza – Momento de columna de 100 cm x 100 cm.	34
Figura II-12: Relación Momento – Curvatura, Momento – Rotación y curva de interacción Fuerza – Momento de columna de 80 cm x 80 cm.	35
Figura II-13: Curva de interacción Fuerza – Momento de muros M – 1 y M - 5.....	36
Figura II-14: Espectro de diseño.....	38
Figura II-15: Registro de aceleraciones compatible a espectro de diseño.	39
Figura IV-1: Detalle del modelo de base rígida vista en planta y en 3D.	43

Figura IV-2: Detalle del modelo de base rígida vista en elevación.	43
Figura IV-3: Primeros tres modos de vibración del modelo Base Rígida.	46
Figura V-1: Demanda sísmica para sistema de base aislada.	51
Figura V-2: Detalle de los componentes del sistema de base aislada.	53
Figura V-3: Distribución en planta de la ubicación de los aisladores.	54
Figura V-4: Carga axial de servicio de cada aislador.	55
Figura V-5: Modelo en SAP2000 visto en 3D y planta.	56
Figura V-6: Modelo en SAP2000 visto en elevación.	56
Figura V-7: Esquema de aislador ALNP.	57
Figura V-8: Esquema de aislador ALNP.	59
Figura V-9: Ciclo histérico bilineal idealizado para un ALNP.	61
Figura V-10: Área efectiva a la compresión (el área achurada es el área traslapada).	65
Figura V-11: Primeros tres modos de vibrar de la estructura con base aislada con aisladores ALNP.	86
Figura V-12: Cargas máximas y mínimas de los aisladores ALNP.	87
Figura V-13: Carga axial a través del tiempo de ALNP.	88
Figura V-14: Relación Fuerza vs Deformación de ALNP.	89
Figura V-15: Esquema y funcionamiento de un AD de péndulo friccional.	91
Figura V-16: Comportamiento histérico de un aislador deslizante con superficie esférica.	93

Figura V-17: Primeros tres modos de vibrar de la estructura con base aislada con aisladores AD.	102
Figura V-18: Cargas máximas y mínimas de los aisladores AD.	103
Figura V-19: Carga axial a través del tiempo de AD.....	104
Figura V-20: Relación Fuerza vs Desplazamiento de AD.	105
Figura V-21: Relación Fuerza vs Desplazamiento de AD.	107
Figura V-22: Carga axial de servicio de cada aislador en las dos interfaces.	108
Figura V-23: Distribución en planta de la los aisladores de la interface intermedia.	109
Figura V-24: Vista en 3D del modelo DI en SAP2000.....	110
Figura V-25: Vista en elevación del modelo DI en SAP2000.....	110
Figura V-26: Primeros 6 modos de vibrar de la estructura con aislamiento en DI... ..	114
Figura V-27: Cargas máximas y mínimas de los aisladores ALNP en ambas interfaces.	117
Figura VI-1: Sección de amortiguador de fluido viscoso.	126
Figura VI-2: Diagrama Fuerza – Desplazamiento de un dispositivo viscoso.	127
Figura VI-3: Modelo de Maxwell para dispositivos de fluido viscoso.....	127
Figura VI-4: Detalle esquemático de la colocación de DFV.....	130
Figura VI-5: Detalle esquemático de ubicación de disipadores en planta.	131
Figura VI-6: Drift máximo del edificio con base rígida BR.	132
Figura VI-7: Secuencia de iteraciones para ubicación en altura de DFV.	135
Figura VI-8: Distribución final de DFV en altura.	136

Figura VI-9: Primeros tres modos de vibrar de la estructura con amortiguadores DFV.....	137
Figura VI-10: Numeración de amortiguadores DFV.	138
Figura VI-11: Relación Fuerza – Desplazamiento de amortiguadores DFV.	139
Figura VI-12: Detalle esquemático del sistema TADAS.	142
Figura VI-13: Detalle esquemático de la colocación del sistema TADAS.	142
Figura VI-14: Geometría del sistema TADAS.	143
Figura VI-15: Determinación de propiedades del TADAS.	145
Figura VI-16: Distribución en altura del sistema TADAS.....	146
Figura VI-17: Reducción de Drift con sistema TADAS.	148
Figura VI-18: Relación constitutiva Fuerza – Deformación del modelo Wen.....	149
Figura VI-19: Primeros tres modos de vibrar del edificio con sistema TADAS.....	151
Figura VI-20: Numeración de disipadores TADAS.	152
Figura VI-21: Relación Fuerza – Deformación de disipadores TADAS.	154
Figura VII-1: Periodos de los diferentes modelos analizados	158
Figura VII-2: Reacciones máximas y mínimas.	159
Figura VII-3: Reacción del apoyo 1 de los 6 modelos a través del tiempo.....	162
Figura VII-4: Reacción del apoyo 11 de los 6 modelos a través del tiempo.....	163
Figura VII-5: Reacción del apoyo 16 de los 6 modelos a través del tiempo.....	164
Figura VII-6: Fuerza de corte máximos por nivel en sentido X e Y.....	166
Figura VII-7: Cortante Basal en X de los 6 modelos a través del tiempo.....	167

Figura VII-8: Cortante Basal en Y de los 6 modelos a través del tiempo.....	168
Figura VII-9: Momento volcante en sentido X e Y de los 6 modelos.	170
Figura VII-10: Desplazamiento de azotea en sentido X a través del tiempo	172
Figura VII-11: Desplazamiento de azotea en sentido Y a través del tiempo	173
Figura VII-12: Desplazamiento máximos en sentido X e Y de los 6 modelos.	175
Figura VII-13: Deformación de entrepiso DRIFT en sentido X e Y de los 6 modelos.	177
Figura VII-14: Deformación de entrepiso DRIFT en sentido X e Y en escala logarítmica de los modelos con aislación sísmica.	178
Figura VII-15: Aceleraciones de azotea en sentido X a través del tiempo.	180
Figura VII-16: Aceleraciones de azotea en sentido Y a través del tiempo.	181
Figura VII-17: Aceleraciones máximas de entrepiso en el sentido X e Y de los 6 modelos.	183
Figura VII-18: Equilibrio energético de los 6 modelos.	187
Figura VII-19: Daño estructural del edificio en los 6 modelos.	189
Figura VII-20: Momentos máximos en columnas de los 6 modelos.	191
Figura VII-21: Curva de interacción de la columna 5 con la demanda de los 6 modelos.	195
Figura VII-22: Curva de interacción de la columna 11 con la demanda de los 6 modelos.	196
Figura VII-23: Nueva sección de la columna 11 y su curva de interacción con la demanda de los modelos de aislación sísmica y disipación de energía.	197

Figura VII-24: Curva de interacción de la columna 7 con la demanda de los 6 modelos.	198
Figura VII-25: Nueva sección de la columna 7 y su curva de interacción con la demanda de los modelos de aislación sísmica.....	199
Figura VII-26: Curva de interacción del muro M-1 con la demanda de los 6 modelos.	200
Figura VII-27: Nueva sección del muro M-1 y su curva de interacción con la demanda de los modelos de aislación sísmica.....	201
Figura VII-28: Curva de interacción del muro M-5 con la demanda de los 6 modelos sobre el eje X.....	202
Figura VII-29: Curva de interacción del muro M-5 con la demanda de los 6 modelos sobre el eje Y.....	203
Figura VII-30: Propuesta de refuerzo de acero en muro M-5.	204
Figura VII-31: Curva de interacción del muro M-5 sobre los sentidos X e Y con reducción en cuantía de acero presentando la demanda de los 6 modelos.	205
Figura VII-32: Vigas en análisis.	208
Figura VII-33: Momento a través del tiempo y relación Momento – Rotación en vigas sobre el eje X.	209
Figura VII-34: Momento a través del tiempo y relación Momento – Rotación en vigas sobre el eje Y.	210
Figura VII-35: Momento a través del tiempo y sección con nueva cuantía de acero de refuerzo en vigas sobre el eje X.	211
Figura VII-36: Momento a través del tiempo y sección con nueva cuantía de acero de refuerzo en vigas sobre el eje Y.	212

Figura VII-37: Comparación de resultados de los 6 modelos.	216
Figura A-1: Espectro de Diseño CFE 2008.....	223
Figura B-1: Amortiguamiento de Rayleigh.....	228

RESUMEN

El trabajo realizado en este estudio analiza la respuesta sísmica de un edificio con un total de 19 niveles de uso habitacional típico de México. El edificio está estructurado a base de marcos y muros de concreto armado situado en la zona metropolitana de Guadalajara, Jalisco. Se analizó la respuesta sísmica del edificio con base rígida y se propuso alternativas de diseño añadiendo dispositivos sismo resistentes para aminorar la respuesta sísmica. Estas alternativas fueron agregar aislamiento sísmico en la base con aisladores de goma con núcleo de plomo y también con aisladores deslizantes; además se estudió la respuesta con aislamiento en doble interface utilizando aisladores deslizantes en la base del edificio y en la base del nivel 7, comportándose la estructura como dos bloques rígidos. También se estudió el edificio con disipación de energía, añadiendo amortiguadores de fluido viscoso y otro modelo con disipadores por fluencia del material utilizando el sistema TADAS. En total se realizaron 6 modelos, de los cuales se analizan sus respuestas para determinar las ventajas y desventajas de cada sistema para un edificio flexible con altura total de 63.5 m. La demanda sísmica fue definida de acuerdo el manual de diseño de obras civiles en su apartado de diseño por sismo del reglamento de la Comisión Federal de Electricidad CFE 2008. La respuesta de la estructura a cada uno de los registros seleccionados es obtenida mediante análisis tiempo-historia.

Los análisis realizados muestran que se tuvo problemas al utilizar los aisladores de goma con núcleo de plomo debido a que no cuentan con la rigidez postfluencia necesaria para regresar la estructura a su posición original después de efectuado el sismo simultáneamente de contar con la flexibilidad requerida para llevar al edificio a un período de mínimo 2.5 veces el periodo del edificio con base rígida. Este problema no se presentó con los aisladores deslizantes, sin embargo, se presentaron levantamientos en 11 de 28 aisladores instalados en la estructura. Es por ello que como alternativa a estas situaciones se estudia la respuesta del edificio con aislamiento en doble interface. Los resultados obtenidos muestran una reducción significativa en los modelos con aislación sísmica, reduciendo en gran medida el acero de refuerzo de las secciones. La respuesta del edificio con disipación de energía disminuye la deformación de entrepiso en un 60%, logrando así disminución de los esfuerzos en los elementos del edificio.

ABSTRACT

The work done in this study analyzes the seismic response of a building with a total of 19 levels typical of Mexico residential use. The building is structured based on frames and reinforced concrete walls located in the metropolitan area of Guadalajara, Jalisco. The seismic response of the building with rigid base was analyzed and design alternatives proposed adding earthquake resistant devices to reduce the seismic response. These alternatives were added seismic base isolation with rubber isolators with lead core and also with sliding isolators; response was studied further insulated double sliding interface using isolators on the base of the building and on the basis of the level 7, the structure behaving as two rigid blocks. The building was also studied energy dissipation, adding viscous fluid dampers and another model with dissipations of creep of the material using TADAS system. In total 6 models were made, of which their responses were analyzed to determine the advantages and disadvantages of each system for flexible building with total height of 63.5 m. The seismic demand was defined according to the manual design of civil works in the category of design earthquake regulations of the Federal Electricity Commission CFE 2008. The response of the structure to each of the selected records is obtained by analyzing time-history.

Our findings show that problems had to use rubber isolators lead core because they lack the rigidity postfluencia necessary to return the structure to its original position after making the quake simultaneously to have the flexibility to take building at least a period of time 2.5 times the rigid base of the building. This problem did not appear with the sliding isolators, however, present in 11 surveys are insulators 28 installed in the structure. That is why these situations as an alternative to the response of the building insulated double interface is studied. The results show a significant reduction in models with seismic isolation, greatly reducing the reinforcing steel sections. The response of the building with energy dissipation decreases mezzanine deformation by 60%, achieving reduction efforts on the elements of the building.

I. INTRODUCCIÓN

En la actualidad existen diversos dispositivos sismos resistentes, tales como aisladores sísmicos y disipadores de energía, que benefician el diseño de las estructuras ante una demanda sísmica reduciendo los daños estructurales, sin embargo, estos dispositivos no pueden ser analizados ni diseñados por la ingeniería sismo resistente convencional, cuyas teorías se basan en el balance de la resistencia y capacidad de deformación de la estructura en el rango lineal. Los dispositivos sismo resistentes trabajan por naturaleza de manera no lineal por lo que el análisis se debe realizar en dinámico no lineal, el cual debe captar y modelar el comportamiento histerético no lineal de dichos dispositivos.

Este estudio nace con el fin de presentar el trabajo final para optar por el título de Master en Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile. En este trabajo se busca entender el comportamiento de una estructura con aislación sísmica y otra con dispositivos disipadores de energía realizando un análisis dinámico no lineal.

I.1 Objetivo del estudio

El objetivo principal de este estudio es analizar un edificio flexible tradicional (base rígida) bajo varias alternativas de estructuración con diversos dispositivos sismo resistentes para lograr un mejor comportamiento del edificio comparándolos y concluir con las ventajas y desventajas de cada sistema estructural.

I.2 Metodología del estudio

Se analizará el edificio con un análisis sísmico considerando su base fija, y se determinarán secciones de muros, columnas y vigas bajo una demanda sísmica

establecida en el manual de obras civiles, diseño por sismo, de la Comisión Federal de Electricidad CFE 2008.

Definida la geometría, al edificio se le incorporará un sistema de aislación basal. Se definirán 2 sistemas de aislación basal, el primero con apoyos laminados con núcleo de plomo (ALNP), y el segundo con apoyos deslizantes (AD). También, se analizará el edificio con un sistema de aislación a doble interface con sistema AD. Posteriormente, se estudiará la respuesta del edificio con 2 diferentes sistemas de disipación de energía; el primero de ellos con dispositivos dependientes de la velocidad de fluido viscoso, el segundo con dispositivos dependientes del desplazamiento por fluencia del material.

El tipo de análisis utilizado es un análisis dinámico modal no lineal FNA. El análisis consistirá en estudiar y comparar las respuestas de cada modelo y poder definir conclusiones sobre las ventajas y desventajas de cada sistema.

II. DESCRIPCIÓN DEL MODELO

El modelo del edificio de análisis tiene una geometría típica de un edificio Mexicano para uso habitacional, estructurado a base de marcos con un núcleo de muros de concreto en la zona de elevadores y escaleras y muros de corte en los extremos de un sentido del edificio.

II.1 Ubicación del edificio

El análisis se realizará con la ubicación y propiedades mecánicas del suelo de la Av. Pablo Neruda 4161, Zapopan, Jalisco, México, con las siguientes coordenadas geográficas:

- Latitud: $20^{\circ} 41.474'$ N
- Longitud: $103^{\circ} 24.656'$ W
- Altitud: 1610 m.s.n.m.

Esta ubicación se detalla en las siguientes Figuras II-1 y Figura II-2.

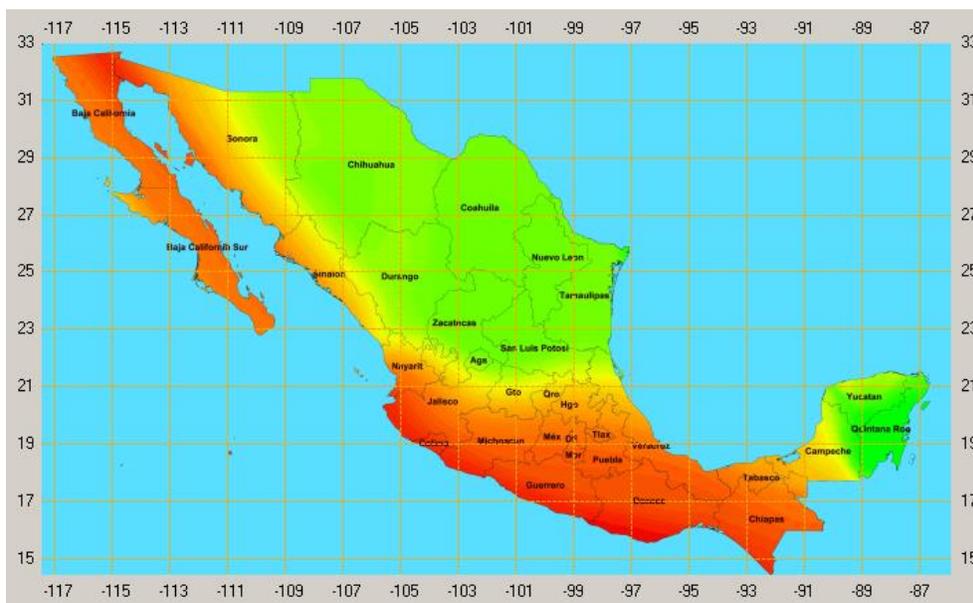


Figura II-1: Mapa de México con sus coordenadas geográficas

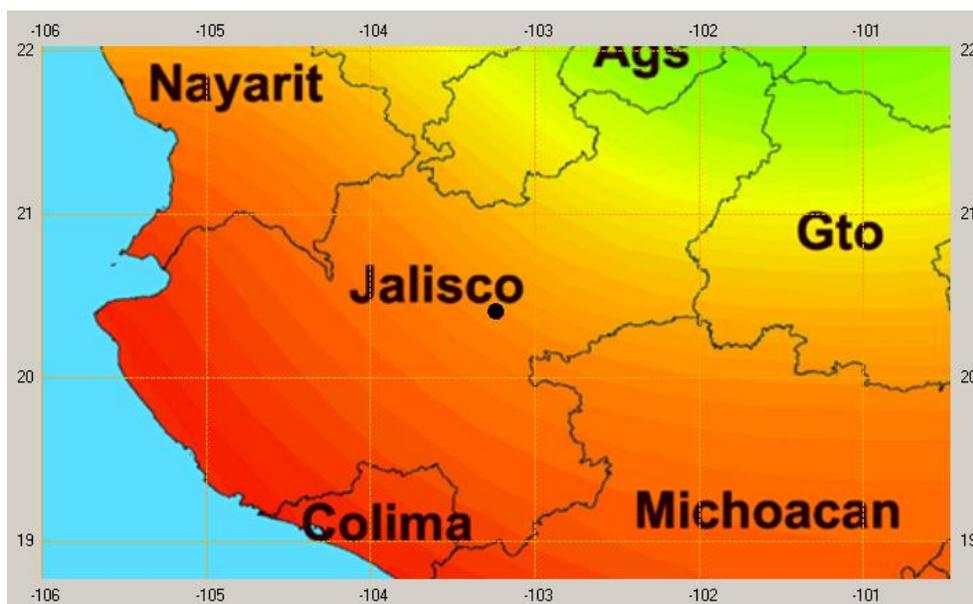


Figura II-2: Ubicación del edificio en Zapopan, Jalisco.

II.2 Geometría del modelo

El edificio tiene una planta regular con una longitud de lados de 30.90 m x 20.53 m, con un área total en planta de 635 m^2 . En secciones de columnas se tiene un total de 12.54 m^2 , correspondiente al 1.97 % del total de la planta. En muros se tienen 47.6 m lineales, con un área de 14.16 m^2 , siendo el 2.22 % del total de la planta. La altura del edificio es de 65.4 m , con un total de 19 niveles, 2 sótanos, una planta baja, y 16 niveles de apartamentos. La relación base – altura es de 1:2.15 en sentido X y 1:3.18 en sentido Y. La geometría del modelo se visualiza en la Figura II-3 y Figura II-4.

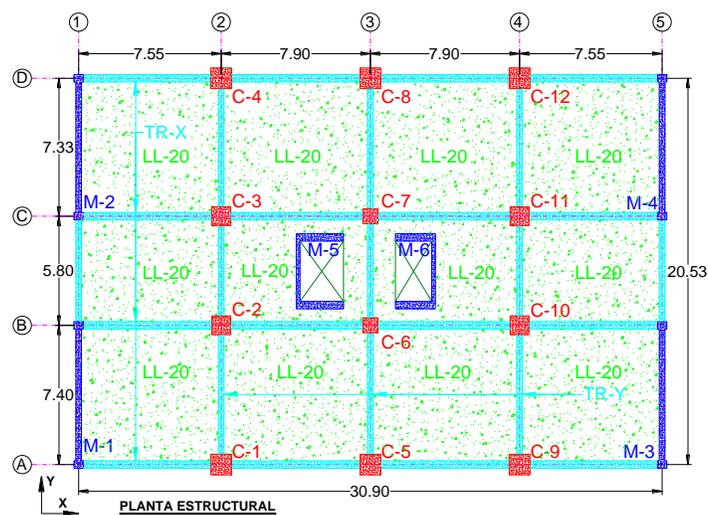


Figura II-3: Geometría en planta del edificio.

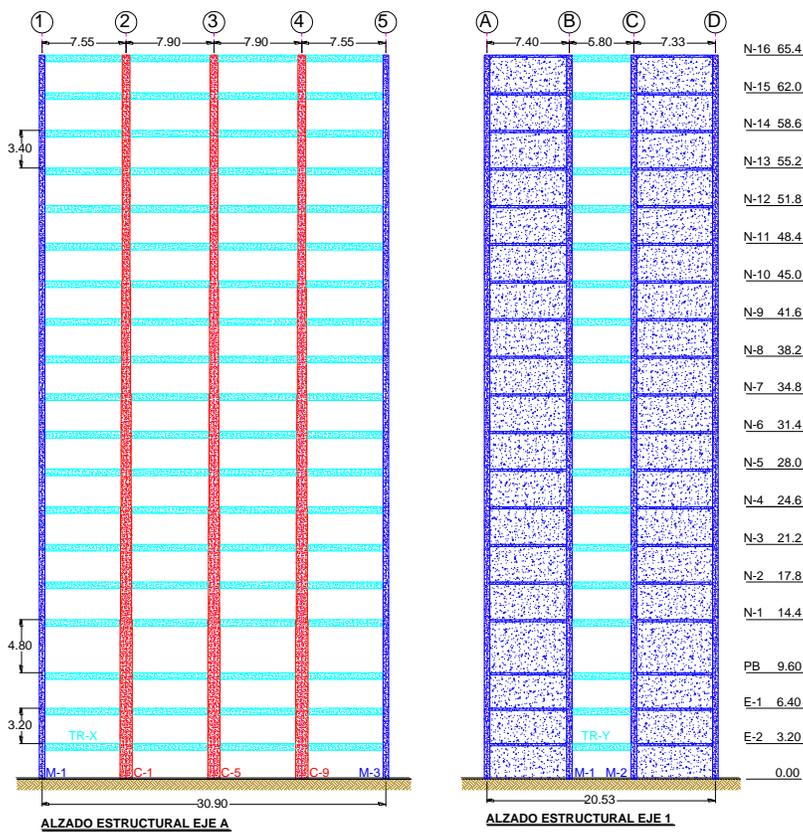


Figura II-4: Vista en altura del edificio.

II.3 Propiedades de los materiales del sistema estructural

Las propiedades de los materiales que componen las vigas, columnas y muros son:

a) Concreto

Resistencia a la compresión a los 28 días de $F'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ y un peso específico de $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$.

b) Acero de refuerzo

Se utilizó acero A630-420H que tiene una resistencia a la fluencia de $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ y una resistencia última de $F_u = 6300 \text{ kgf/cm}^2$ con un peso específico de $\gamma = 7800 \text{ kg/m}^3$.

II.4 Secciones de los elementos estructurales

Se utilizaron dos secciones de vigas, una de 40 x 60 cm correspondiente al sentido del eje “x”, y otra de 30 x 60 cm correspondiente al sentido del eje “y” (ver Figura II-3). Fueron analizadas 3 diferentes secciones cuadradas de columnas, con dimensiones en la base de 110 cm (Columnas C-1, C-4, C-5, C-8, C-9, C-12, ver Figura II-3); de 100 cm (Columnas C-2, C-3, C-10, C-11); y 80 cm (Columnas C-6, C-7), las 3 columnas se reducen cada cierto número de niveles 10 cm, terminando en el último nivel con unas secciones de 70 cm, 60 cm y 50 cm respectivamente, esta distribución en altura de las columnas se puede apreciar en la Tabla II-1 en la que muestra con color rojo las columnas con secciones de 110 cm en la base del edificio, con color azul las columnas de dimensiones de 100 cm y color verde las de dimensiones de 80 cm, y además su reducción conforme aumenta la altura y niveles del edificio. Con respecto a los muros, se tienen 2 tipos de muros, uno longitudinal (Muros M-1, M-2, M-3, M-4) con un ancho

de 30 cm en los primeros 10 niveles, y de 20 cm en los últimos 9 niveles con columnas de borde; y otro muro en forma de “C” (Muros M-5, M-6), con alas de 40 cm (eje X) y un alma de 20 cm (eje Y) en los primeros 10 niveles, el resto de los niveles se redujeron las alas a 30 cm y se mantiene el alma de 20 cm. Las secciones de las vigas y columnas se detallan en la Figura II-5, las secciones de los muros se detallan en la Figura II-6.

Tabla II-1: Distribución de Columnas en altura

Nivel	Columna											
	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9	C-10	C-11	C-12
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
E - 2	110	100	100	110	110	80	80	110	110	100	100	110
E - 1	110	100	100	110	110	80	80	110	110	100	100	110
PB	110	100	100	110	110	80	80	110	110	100	100	110
N - 1	110	100	100	110	110	80	80	110	110	100	100	110
N - 2	100	90	90	100	100	70	70	100	100	90	90	100
N - 3	100	90	90	100	100	70	70	100	100	90	90	100
N - 4	100	90	90	100	100	70	70	100	100	90	90	100
N - 5	90	80	80	90	90	60	60	90	90	80	80	90
N - 6	90	80	80	90	90	60	60	90	90	80	80	90
N - 7	90	80	80	90	90	60	60	90	90	80	80	90
N - 8	80	70	70	80	80	60	60	80	80	70	70	80
N - 9	80	70	70	80	80	60	60	80	80	70	70	80
N - 10	80	70	70	80	80	60	60	80	80	70	70	80
N - 11	70	60	60	70	70	50	50	70	70	60	60	70
N - 12	70	60	60	70	70	50	50	70	70	60	60	70
N - 13	70	60	60	70	70	50	50	70	70	60	60	70
N - 14	70	60	60	70	70	50	50	70	70	60	60	70
N - 15	70	60	60	70	70	50	50	70	70	60	60	70
N - 16	70	60	60	70	70	50	50	70	70	60	60	70

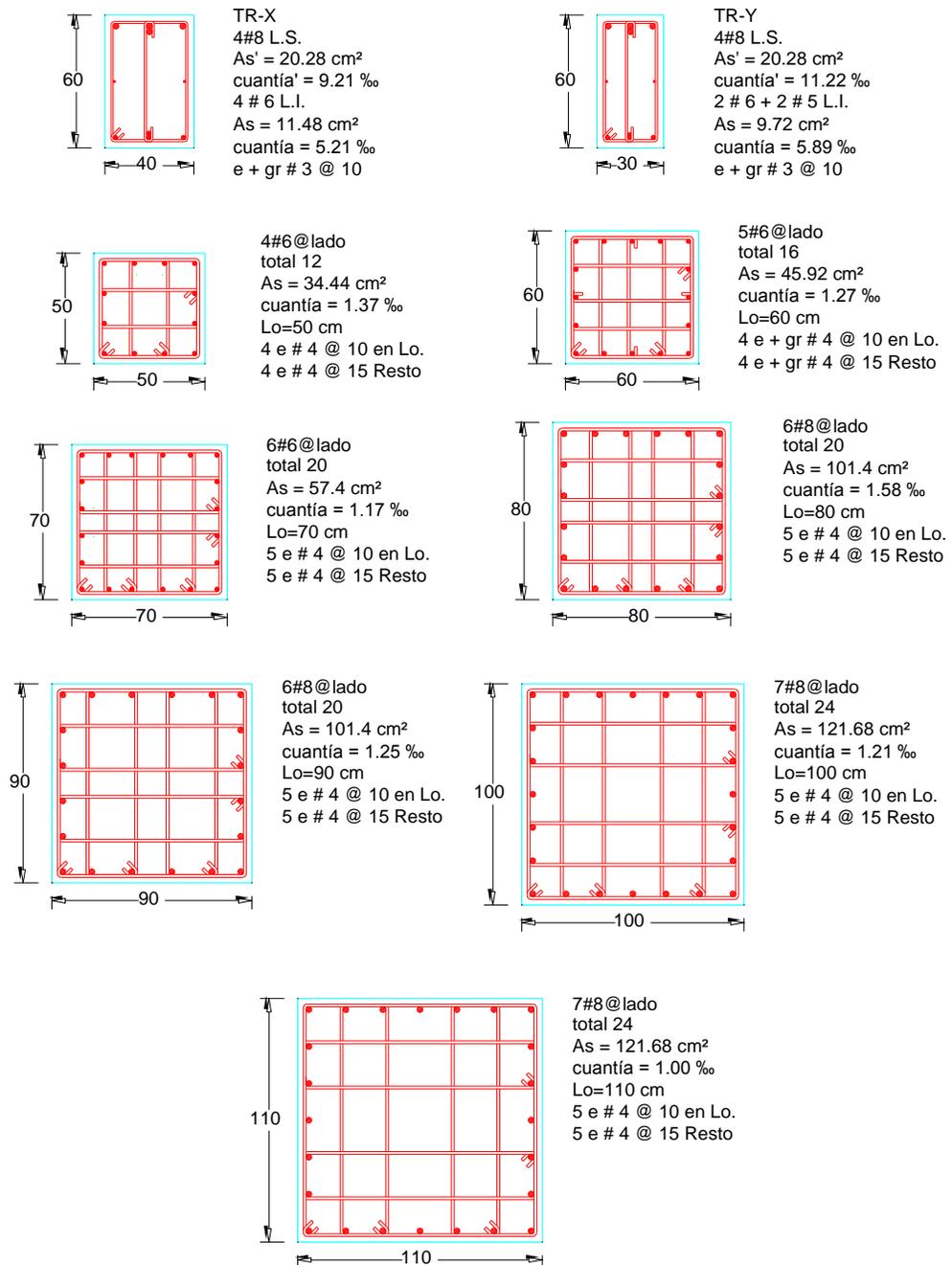


Figura II-5: Secciones y armados de vigas y columnas.

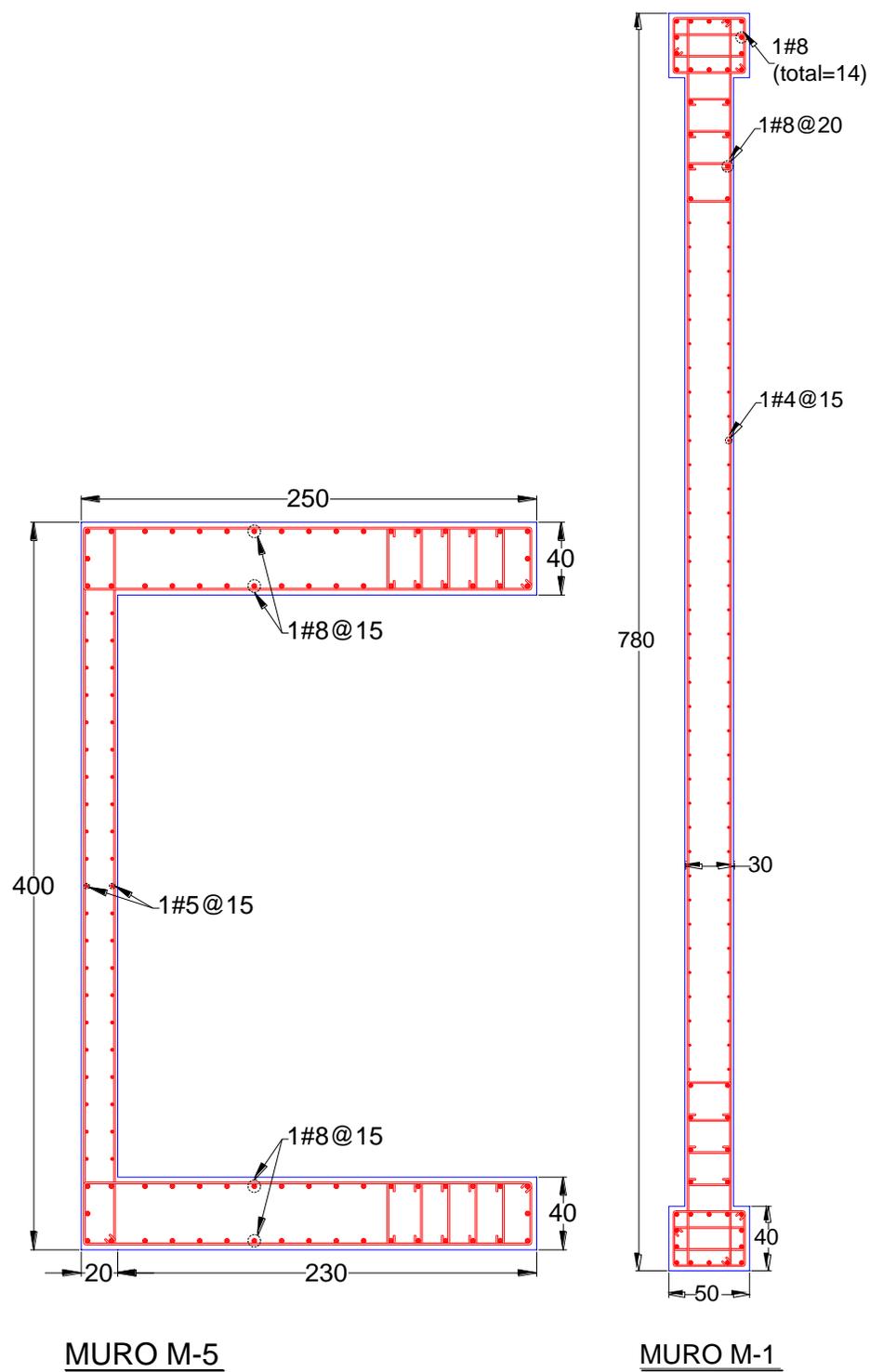


Figura II-6: Secciones y armados de muros.

II.5 Capacidad de las secciones

Definidas las secciones en el punto anterior, se obtienen la capacidad de cada una de ellas. Para las vigas se determina la relación Momento – Rotación a partir de su relación Momento – Curvatura, la cual se definió una rótula elastoplástica mediante un balance de áreas del Momento – Curvatura real como se puede apreciar en la Figura II-7.

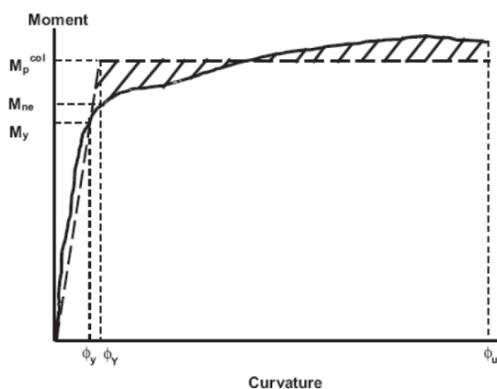


Figura II-7: Balance de áreas para definición de rótula Elastoplástica.

De manera similar se determinan las rotulas elastoplásticas para las columnas, con la diferencia al ser sometidas a compresión. Se añadió el promedio de la carga axial ocurrida durante el sismo para determinar la rótula elastoplástica, que al ser simétricas en dimensiones y refuerzo se tiene la misma rotula en ambos sentidos, X e Y.

Adicionalmente, se obtiene la curva de interacción Fuerza – Momento de las columnas y muros en su capacidad total y reducidas por el factor de seguridad determinado por el ACI 318-11.

II.5.1 Capacidad de vigas

La capacidad de la viga de 30 cm x 60 cm presenta un momento nominal positivo de $M_n(+)=2700\text{ tonf} - \text{cm}$ y uno negativo de $M_n(-)=5003\text{ tonf} - \text{cm}$ mostrados

en la Figura II-8. En la Figura II-9 se especifica la capacidad de la viga de 40 cm x 60 cm con un momento nominal positivo de $M_n(+)$ = 3174 tonf – cm y el negativo de $M_n(-)$ = 5237 tonf – cm.

II.5.2 Capacidad de columnas

Para la determinación de la capacidad de las columnas se obtuvo la relación Momento – Curvatura y posteriormente la relación Momento – Rotación. Adicionalmente, se añade la curva de interacción Fuerza – Momento. Al ser la sección simétrica en dimensiones y refuerzo, es la misma capacidad en ambos sentidos. En la Figura II-10 se aprecia la capacidad de la columna con sección de 110 cm x 110 cm con un momento nominal de M_n = 59370 tonf – cm. En la Figura II-11 se muestra la columna con sección de 100 cm x 100 cm presentando una capacidad de M_n = 50474 tonf – cm, y en la Figura II-12 muestra la columna con sección de 80 cm x 80 cm con una capacidad al momento de M_n = 17780 tonf – cm

II.5.3 Capacidad de muros

Correspondiente a los muros solo se determinó la curva de interacción Fuerza – Momento, ya que en ningún muro se le asignó rótula. Se estudió un muro correspondiente al lineal, que aplica para los muros M-1 a M-4 (ver Figura II-3), mostrando solo su capacidad correspondiente al Momento sobre su eje 3. También, se detalla la capacidad del muro característico en forma de “C”, el cual corresponde al muro M-5 y M-6. Para este muro, se determinó la curva de interacción en ambos sentidos, ya que trabaja sobre su eje 3 y eje 2. En la Figura II-13 se muestran las capacidades de los muros.

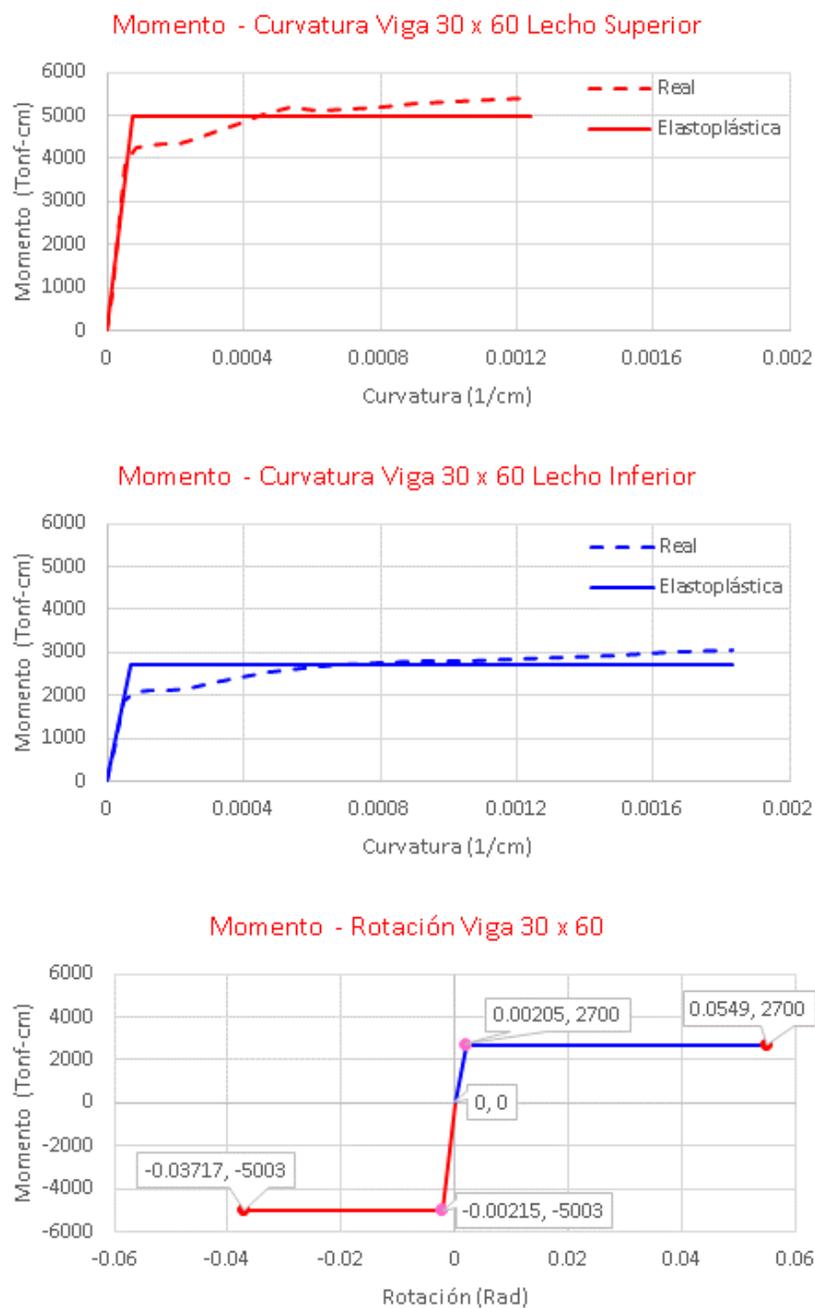


Figura II-8: Relación Momento – Curvatura y relación Momento – Rotación de viga 30 cm x 60 cm.

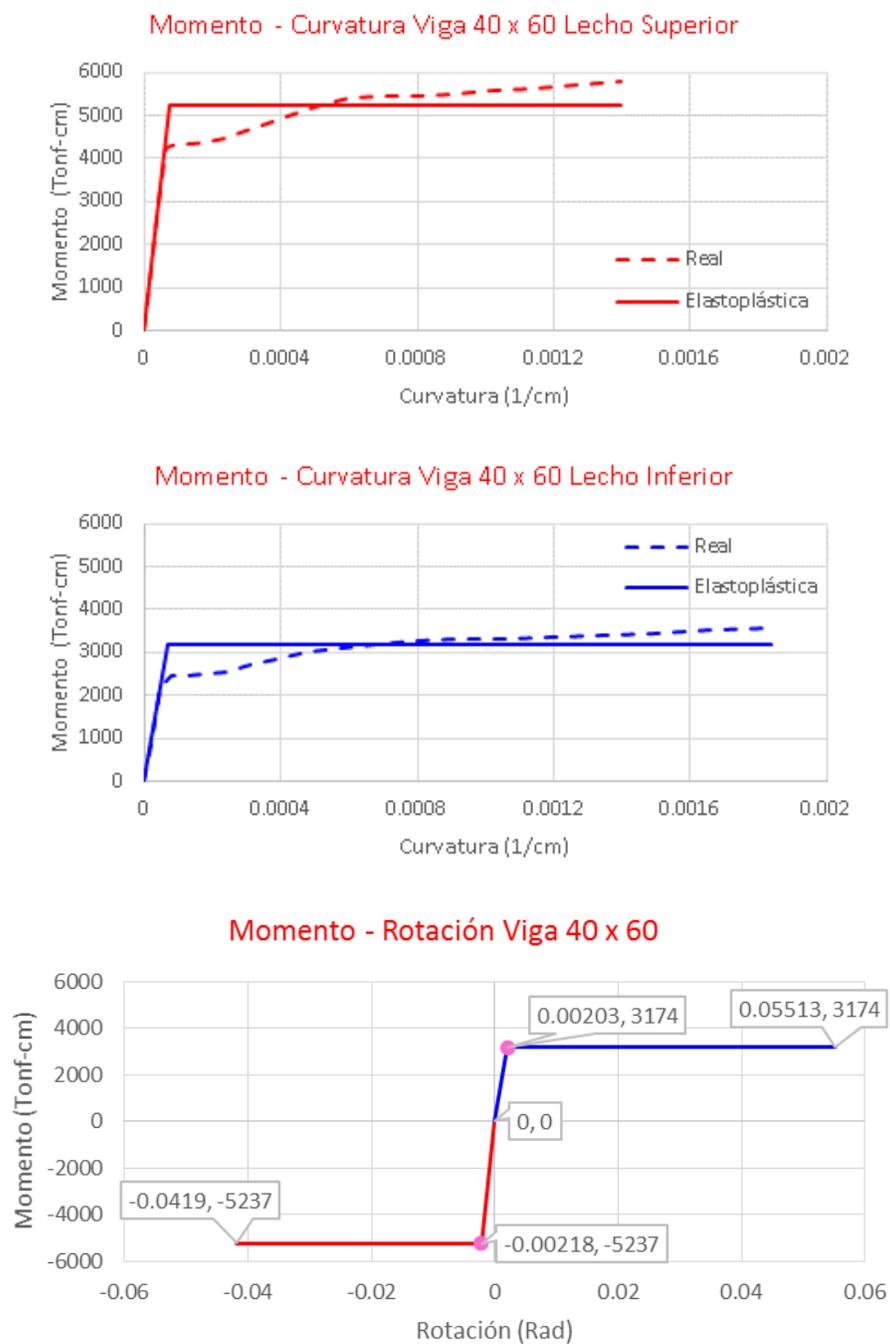


Figura II-9: Relación Momento – Curvatura y relación Momento – Rotación de viga 40 cm x 60 cm.

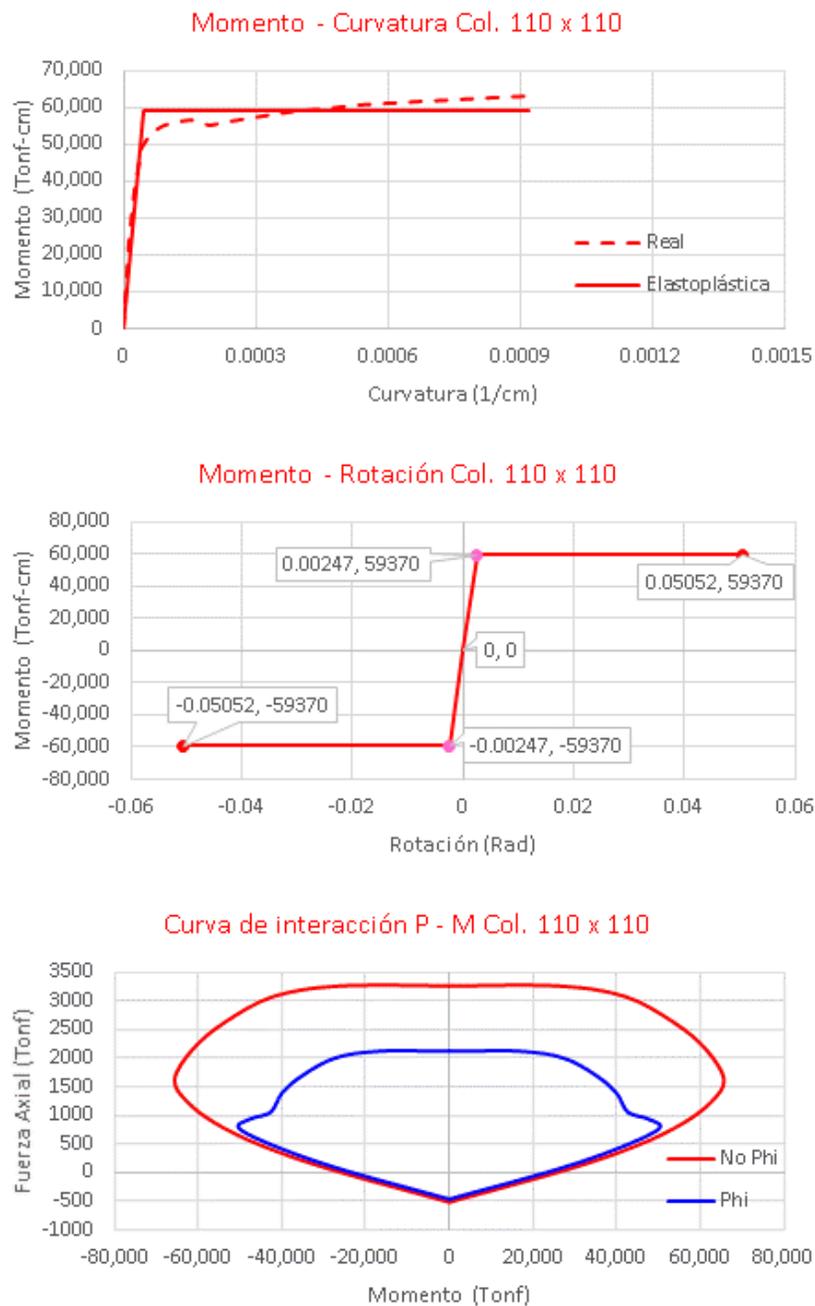


Figura II-10: Relación Momento – Curvatura, Momento – Rotación y curva de interacción Fuerza – Momento de columna de 110 cm x 110 cm.

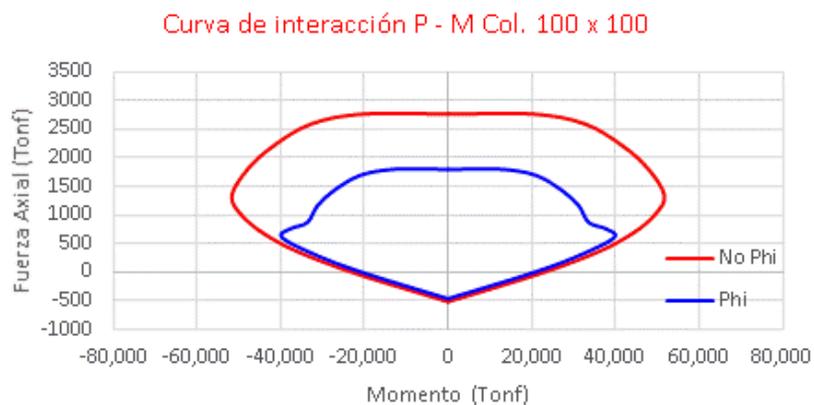
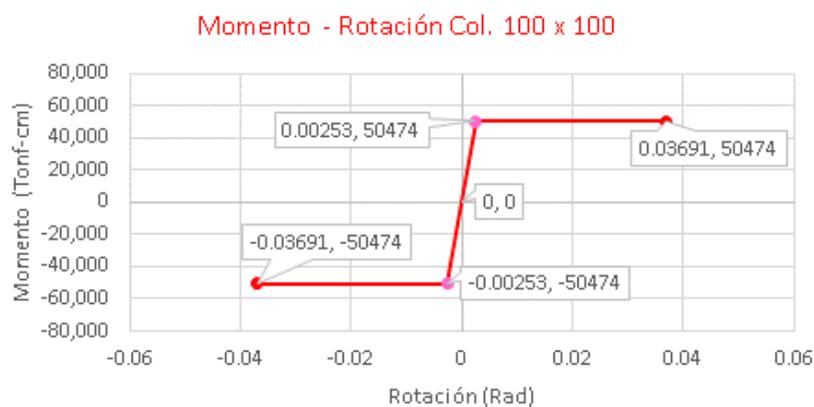
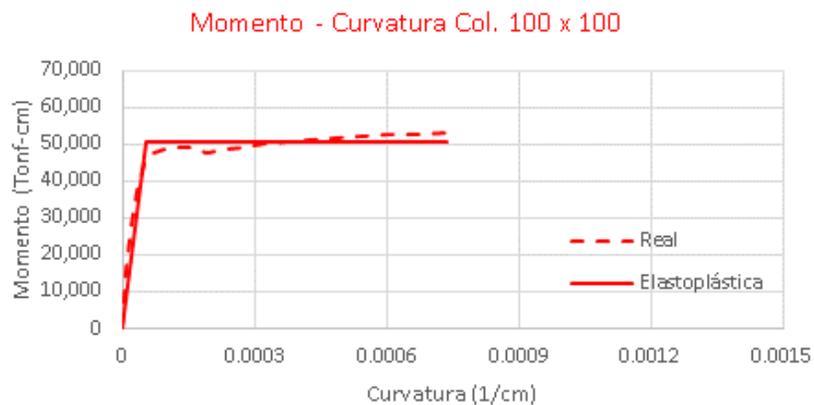


Figura II-11: Relación Momento – Curvatura, Momento – Rotación y curva de interacción Fuerza – Momento de columna de 100 cm x 100 cm.

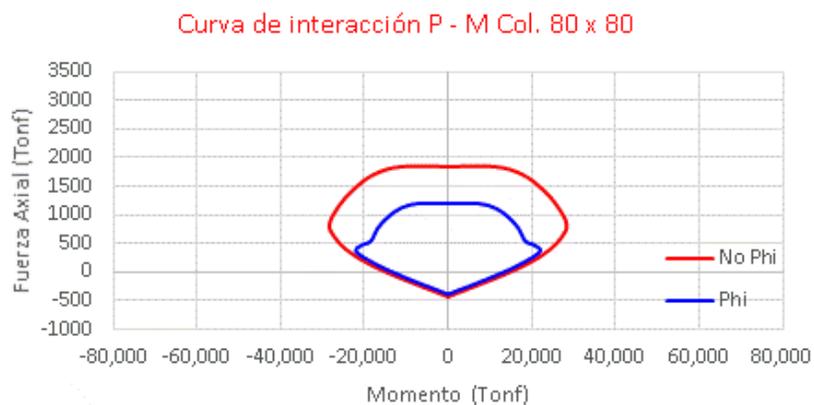
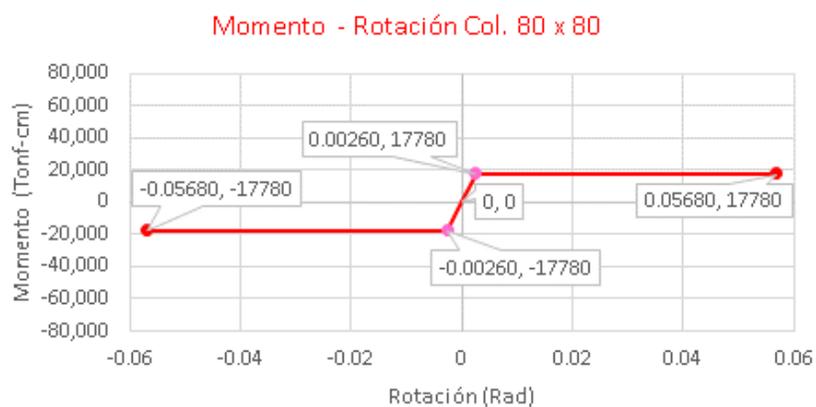
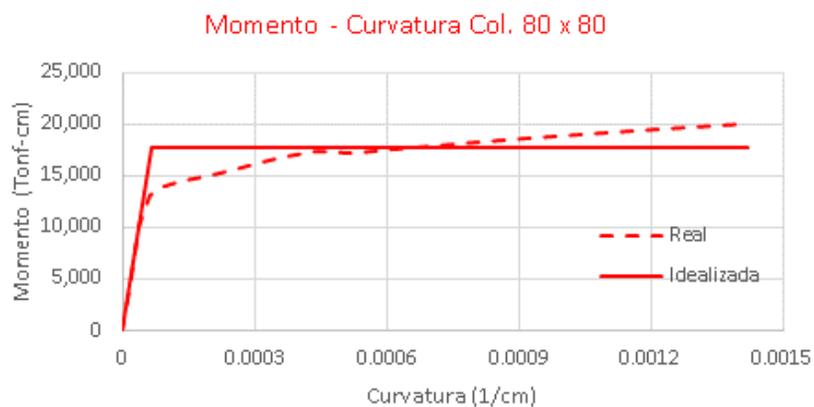


Figura II-12: Relación Momento – Curvatura, Momento – Rotación y curva de interacción Fuerza – Momento de columna de 80 cm x 80 cm.

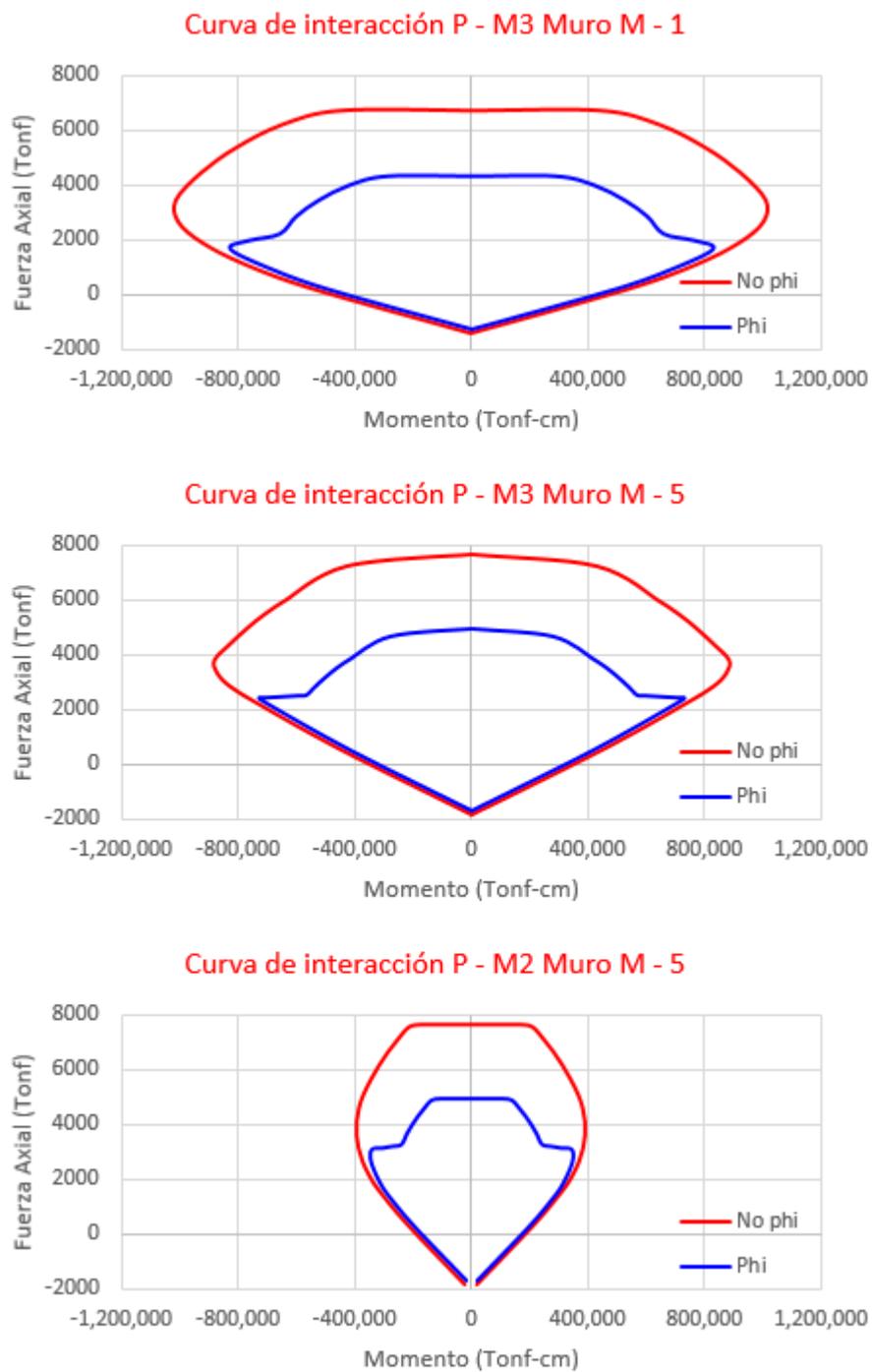


Figura II-13: Curva de interacción Fuerza – Momento de muros M – 1 y M - 5.

II.6 Cargas de gravedad

Se definen tres tipos de carga de gravedad: la primera es el peso propio de los elementos definida como Dead, la segunda es el peso de los elementos no estructurales correspondientes al piso, instalaciones, muros tapón y enjarre o plafón, dichas cargas están definidas como una sobrecarga muerta Super Dead, y la tercera corresponde al peso de la carga viva en las losas Live definida en el reglamento de construcciones y desarrollo urbano del municipio de Zapopan, Jalisco. Los valores de estas cargas se detallan en la Tabla II-2.

Tabla II-2: Cargas muertas y vivas del edificio

Nivel	Sobrecarga muerta Super Dead Kgf/m ²	Carga viva Live Kgf/m ²
E-2 y E-1	--	250
PB	240	350
N-1 a N-15	300	190
N-16	200	100

II.7 Demanda sísmica

La demanda sísmica está definida de acuerdo lo marca el manual de diseño de obras civiles, diseño sísmico, de la Comisión Federal de Electricidad 2008 CFE en su programa PRODISIS, el cual nos proporciona los parámetros necesarios para generar el espectro de diseño. Con las coordenadas geográficas de la ubicación del edificio definidas en el punto II-1, se tienen los siguientes parámetros:

- Coeficiente de aceleración del suelo a_0 : 0.17 g

- Coeficiente sísmico c : 0.64 g
- Límite inferior de la meseta T_a : 0.1571 seg
- Límite superior de la meseta T_b : 0.6 seg
- Período de inicio de la rama descendente T_c : 2 seg
- Período dominante del suelo T_s : 0.33 seg
- Amortiguamiento crítico ζ : 5 %

Con estos parámetros definidos se genera el espectro de diseño, el cual se aprecia en la Figura II-14. El procedimiento de la generación del espectro de detalla en el Anexo A.1.

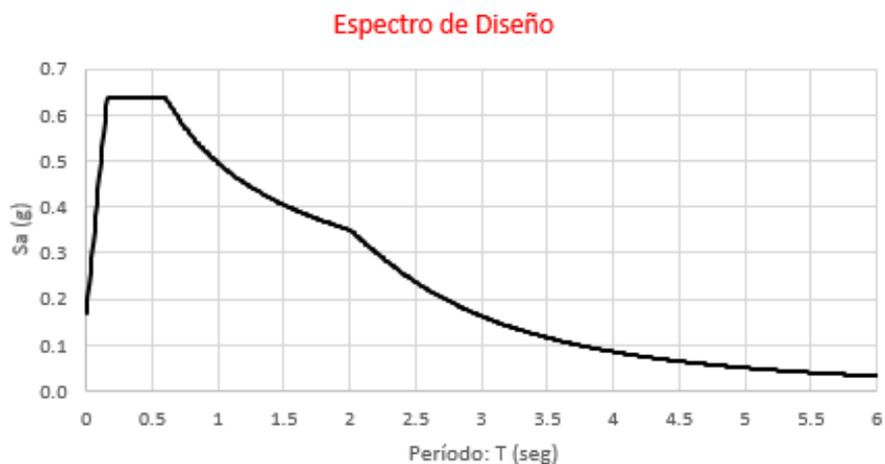


Figura II-14: Espectro de diseño.

Se generó un registro de aceleración compatible con el espectro de diseño calculado a través de un análisis en el dominio en la frecuencia de Fourier. En la Figura II-15 se aprecia el registro de aceleraciones para el sentido X e Y calibrados al espectro de diseño, con una aceleración máxima en el sentido X de 0.20 g, mientras que en el sentido Y se alcanza una aceleración máxima de 0.245 g.

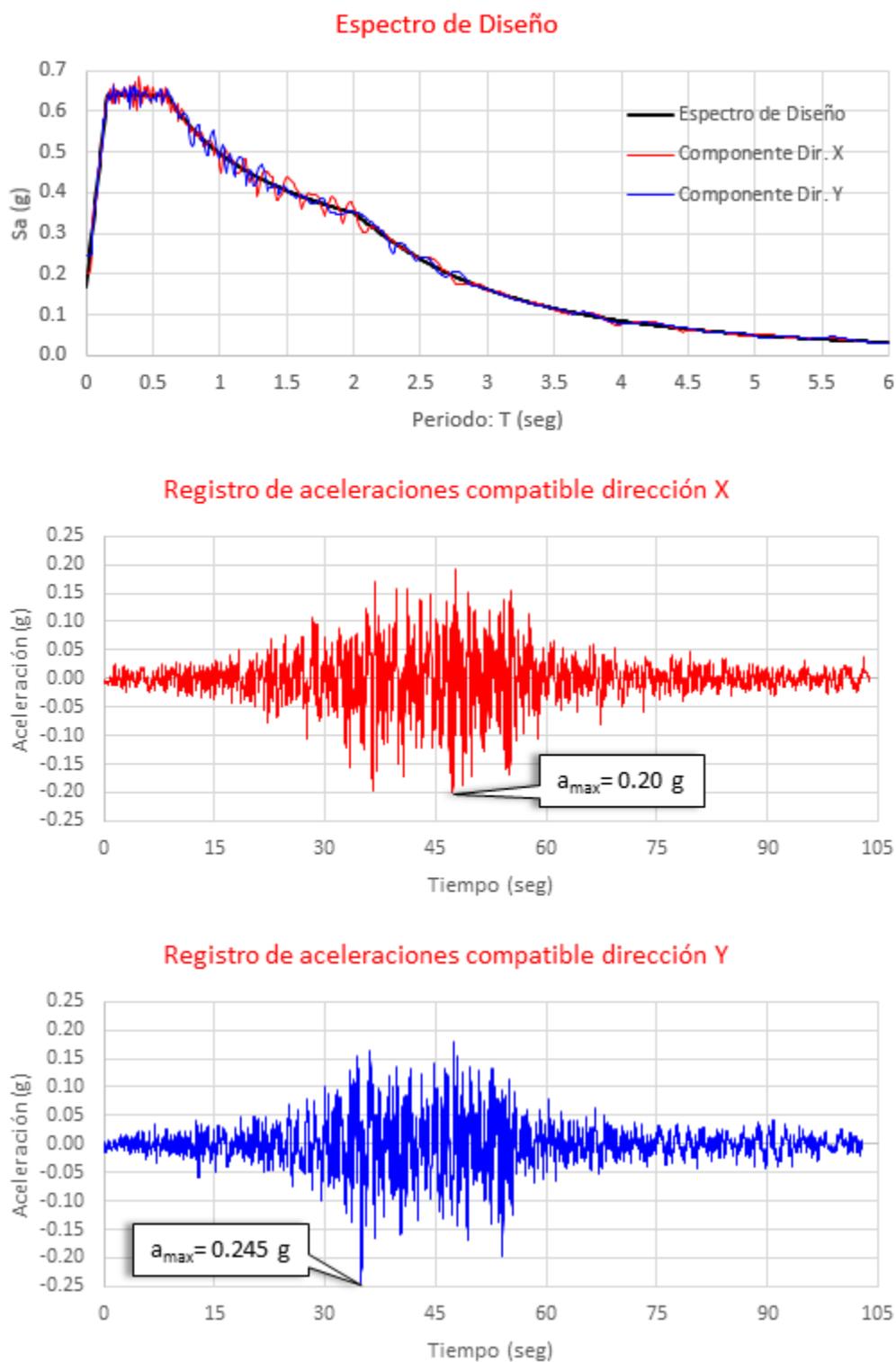


Figura II-15: Registro de aceleraciones compatible a espectro de diseño.

III. ANÁLISIS DEL MODELO

El desarrollo y análisis del modelo matemático se realizó con el programa SAP2000, en el cual se definieron parámetros y dispositivos para cada modelo. Los elementos vigas y columnas fueron definidos como elementos tipo Frame, los muros y losas se definieron con elementos tipo Shell discretizados en elementos cuadrados de 1 m x 1 m como máximo. Los elementos no lineales, correspondientes a las rotulas de las vigas y columnas, los aisladores y disipadores de energía fueron modelados con elementos tipo link.

III.1 Estructuración (modelos del edificio)

El edificio se analizó bajo 3 esquemas diferentes: uno con base rígida, el cual es el análisis tradicional, otro con aislamiento sísmico y uno más con disipación de energía. El edificio con aislación sísmica se estudió de dos maneras: con aislación en la base, y con aislación a doble interface, lo que implica aislación en la base y aislación a la mitad de la altura generando dos bloques rígidos. Se estudió el sistema de aislamiento basal con aisladores de apoyo laminado con núcleo de plomo (ALNP) y con aisladores deslizantes (AD); el sistema con doble interface se realizó con aisladores deslizantes (AD), haciendo un total de 3 modelos con aislación sísmica.

Referente a la disipación de energía, se analizó el edificio con disipadores dependientes de la velocidad con amortiguadores de fluido viscoso, y con disipadores dependientes del desplazamiento por fluencia del material, haciendo un total de 2 modelos para disipación de energía.

En total, entre los modelos de base rígida, con aislamiento sísmico y con disipación de energía se tienen 6 modelos analizados.

III.2 Método de análisis

El método de análisis para encontrar la respuesta sísmica de los modelos será determinado a través de un análisis tiempo historia dinámico no lineal, empleando un método de análisis dinámico modal no lineal conocido como Fast Nonlinear Analysis FNA, método que consiste en hacer una solución eficiente de la ecuación de movimiento para un número limitado de elementos no lineales. La solución a la ecuación del movimiento se hace aprovechando la idea de hacer una reducción de los grados de libertad usando vectores Ritz. El marco teórico del método FNA se detalla en el Anexo B.1.

IV. ANÁLISIS DEL MODELO BASE FIJA

En esta sección se describe los criterios empleados para el desarrollo y análisis del modelo matemático con base fija, el cual es el punto de partida para la comparación de los análisis posteriores con aislamiento y disipación de energía.

Los elementos no lineales en vigas y columnas se definieron con elementos link, los cuales no sufren desplazamiento ni horizontal ni verticalmente, pero si rotacionalmente. Los parámetros asignados para la deformación rotacional fueron definidos en la sección II-5 y se pueden ver los valores en las Figura II-8 a la Figura II-12.

IV.1 Modelo en SAP2000

A continuación se presentan imágenes del modelo realizado en SAP2000. En la Figura IV-1 se aprecia el modelo en planta y 3D, mientras que en la Figura IV-2 se muestra el alzado sobre el eje X correspondiente al eje C, y el alzado sobre el eje Y perteneciente al eje 3.

En las vigas se colocaron elementos tipo LINK para asignarle las rotulas plásticas con la capacidad ya indicada en la sección II.5.1; en las columnas se colocaron de igual manera rotulas plásticas en la base de ellas, en el sótano 2, esto debido al empotramiento de las columnas que es donde se presentan los mayores momentos.

Estos elementos son apreciados en la Figura IV-2.

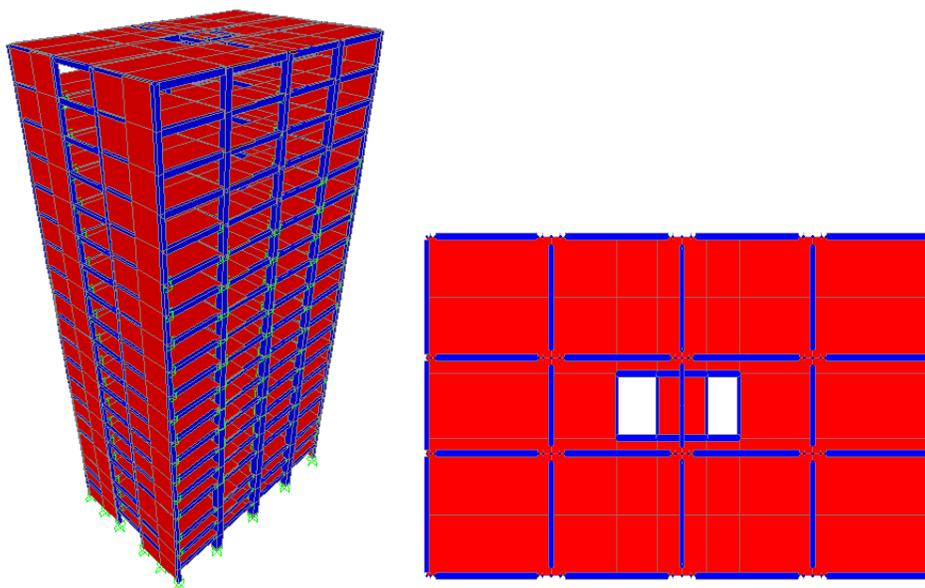


Figura IV-1: Detalle del modelo en SAP2000 de base rígida vista 3D y en planta.

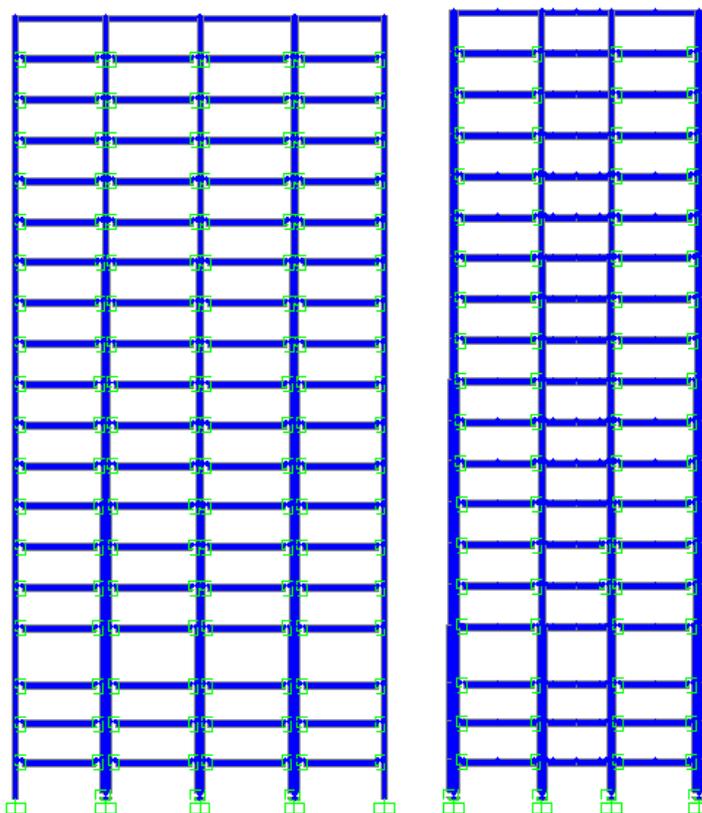


Figura IV-2: Detalle del modelo en SAP2000 de base rígida vista en elevación.

IV.2 Demanda sísmica

La demanda sísmica para el modelo con base rígida es la misma ya especificada en el punto II-7, no se realiza ninguna modificación.

IV.3 Suposiciones en el modelo matemático

De forma general se definen los siguientes supuestos:

- a) La masa sísmica está definida como el 100% de la carga muerta, el 100% de la sobrecarga muerta y el 50% de la carga viva.
- b) Se considera diafragma rígido en los sistemas de entrepiso.
- c) Se asignan rótulas plásticas en el inicio y fin de las vigas, y rotulas plásticas en la base de las columnas sobre el nivel del sótano 2. En los muros no se asignaron rotulas plásticas.
- d) El edificio se considera totalmente empotrado en la base, no se considera interacción suelo estructura.
- e) Se consideraron núcleos rígidos al 75%.

IV.4 Amortiguamiento del modelo

El amortiguamiento utilizado en este modelo fue amortiguamiento tipo Rayleigh, en el cual se definieron sus valores de masa y rigidez proporcional respecto al primer y tercer modo de la estructura, asignando un 5% de amortiguamiento crítico en estos modos indicados. El marco teórico para el cálculo de los factores de amortiguamiento tipo Rayleigh se detalla en el Anexo B.2.

Los factores de amortiguamiento correspondientes para un primer modo de $T_1 = 1.893 \text{ seg}$ y un tercer modo de $T_3 = 1.189 \text{ seg}$ son $\alpha = 0.2039$ perteneciente a la masa, y $\beta = 0.0116$ correspondiente a la rigidez.

IV.5 Modos de Vibración de la Estructura BR

El primer modo corresponde en la dirección X con un periodo de $T_1 = 1.893 \text{ seg}$, el segundo modo es en la dirección Y con un periodo de $T_2 = 1.51 \text{ seg}$, y el tercer modo es torsional, con un periodo de $T_3 = 1.18 \text{ seg}$. La Tabla IV-1 detalla los primeros 15 modos de vibración y factores de participación modal del modelo y la Figura IV-1 muestra los 3 principales modos de la estructura.

Tabla IV-1: Detalle de los modos y factores de participación modal del modelo de base rígida BR

Modo	Periodo Seg	Factor	Factor	Factor	Factor	Suma	Suma	Suma	Suma
		Partic. UX	Partic. UY	Partic. UZ	Partic. RZ	F. Part. UX	F. Part. UY	F. Part. UZ	F. Part. RZ
1	1.894	0.764	0.000	0.000	0.212	0.764	0.000	0.000	0.212
2	1.516	0.000	0.680	0.000	0.378	0.764	0.680	0.000	0.590
3	1.189	0.000	0.000	0.000	0.115	0.764	0.681	0.000	0.705
4	0.627	0.108	0.000	0.000	0.030	0.872	0.681	0.000	0.735
5	0.390	0.000	0.164	0.000	0.091	0.872	0.844	0.000	0.826
6	0.336	0.038	0.000	0.000	0.011	0.910	0.844	0.000	0.836
7	0.313	0.000	0.000	0.000	0.026	0.910	0.844	0.000	0.862
8	0.214	0.024	0.000	0.000	0.007	0.934	0.844	0.000	0.869
9	0.184	0.000	0.000	0.703	0.000	0.934	0.844	0.703	0.869
10	0.166	0.000	0.057	0.000	0.032	0.934	0.901	0.703	0.900
11	0.159	0.002	0.000	0.001	0.001	0.936	0.901	0.704	0.901
12	0.151	0.000	0.011	0.000	0.006	0.936	0.912	0.704	0.907
13	0.147	0.000	0.000	0.000	0.000	0.936	0.912	0.704	0.907
14	0.142	0.019	0.000	0.000	0.005	0.955	0.912	0.704	0.912
15	0.134	0.000	0.000	0.022	0.000	0.956	0.912	0.726	0.913

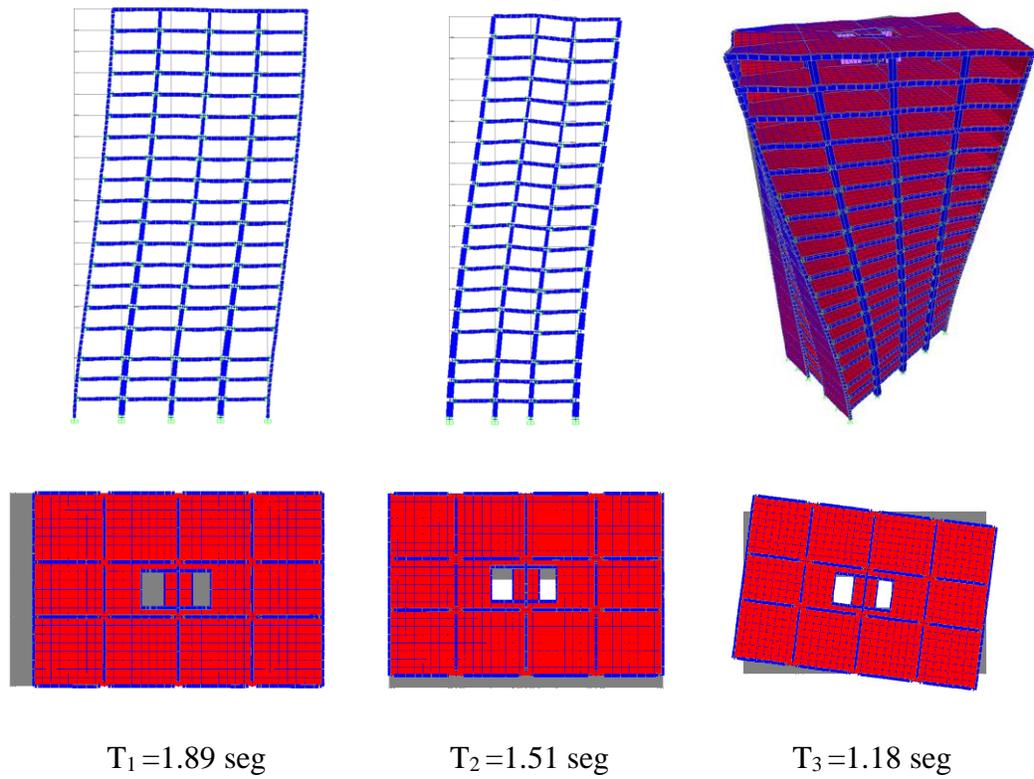


Figura IV-3: Primeros tres modos de vibración del modelo Base Rígida.

V. ANÁLISIS DEL MODELO BASE AISLADA

En esta sección se describe los criterios empleados para el desarrollo y análisis del modelo matemático con base aislada, cuyo objetivo será disminuir los esfuerzos generados en la estructura con base rígida y lograr un comportamiento lineal en la súper estructura.

Se emplearan dos tipos de sistemas de aisladores, uno es el apoyo laminado con núcleo de plomo (ALNP), y el otro es un apoyo deslizante (AD).

Los sistemas de aislamiento tienen como propósito fundamental reducir la demanda de aceleraciones mediante el incremento del periodo de vibración del sistema, alejándolo de la zona en la que se concentra la energía sísmica. De esta manera, los sistemas de aislamiento constituyen una alternativa atractiva para mejorar la respuesta sísmica de estructuras nuevas y en proyectos de rehabilitación de estructuras.

El aislamiento sísmico consiste fundamentalmente en apoyar la estructura sobre una base suficientemente flexible, que filtra las frecuencias altas del movimiento y alarga el periodo natural de vibración de la estructura. Si además, el aislador está equipado con un disipador de energía, como en el caso de los apoyos laminados con un elemento de plomo insertado en el centro (ALNP), la mayor parte de la energía se disipa en el elemento aislador – disipador, en vez de hacerlo a través del daño estructural de los elementos que constituyen la estructura, lo que incrementa la eficiencia del sistema.

V.1 Requisitos del modelamiento para base aislada

En general, el sistema de aislamiento debe tener las siguientes características:

- a) Tener capacidad para modificar el periodo de vibración del sistema de forma que efectivamente se reduzcan las ordenadas de los espectros.
- b) Contar con la suficiente rigidez y resistencia vertical para soportar las acciones permanentes y accidentales.
- c) Tener suficiente rigidez para limitar los desplazamientos laterales bajo condiciones de servicio tales como sismos frecuentes, efectos de viento, etc.
- d) Contar con una fuerza de recuperación o capacidad de auto centrarse después de la deformación.
- e) Tener suficiente estabilidad vertical y capacidad rotacional bajo las condiciones de servicio y extremas.
- f) Que su fuerza y desplazamiento de fluencia sean apropiados para reducir efectivamente la respuesta de la estructura.
- g) Que su capacidad de desplazamiento último y comportamiento antes del colapso sean apropiados para el sistema en el que se pretende utilizar.
- h) Que su comportamiento no se vea afectado significativamente por efecto de las condiciones ambientales, temperatura y envejecimiento.

V.2 Requisitos en los distintos tipos de análisis

Como ya se había mencionado, este estudio se realizó con un análisis paso a paso (APAP), pero a manera informativa, se enuncian los 4 tipos de análisis y sus requisitos.

El manual de diseño sísmico CFE 2008 admite 4 tipos de análisis para un sistema con aislamiento en la base:

- Análisis estático lineal
- Análisis dinámico modal
- Análisis estático no lineal
- Análisis paso a paso

Las limitaciones que establece el reglamento CFE 2008 de manera general son las siguientes:

- a) La estructura no está clasificada como de especial importancia (grupo A)
- b) El amortiguamiento efectivo ζ_{ef} es menor que 30%
- c) La estructura se construirá a una distancia mayor que 15 km de una falla activa
- d) El sistema de aislamiento tiene un comportamiento lineal o bilineal
- e) La respuesta de la estructura se mantiene en el intervalo elástico (aislamiento total)
- f) Los ciclos de histéresis del sistema de aislamiento no son dependientes de la velocidad de carga, de la fricción o de los efectos bidireccionales
- g) La estructura se encuentra desplantada sobre terreno firme (velocidad de ondas de cortante mayor que 720 m/seg)
- h) La estructura sobre el sistema de aislamiento tiene una altura máxima de 20 m, o bien, su periodo fundamental de vibrar considerándola apoyada sobre base fija es inferior a 0.6 seg.
- i) El periodo efectivo de la estructura aislada es mayor que dos veces el periodo de la estructura sobre base fija.
- j) La estructura sobre el sistema de aislamiento tiene una configuración regular
- k) La excentricidad del sistema estructura – aislador es menor que el 5% de la dimensión más pequeña en planta
- l) El periodo de la estructura aislada no es superior a los 3 seg.

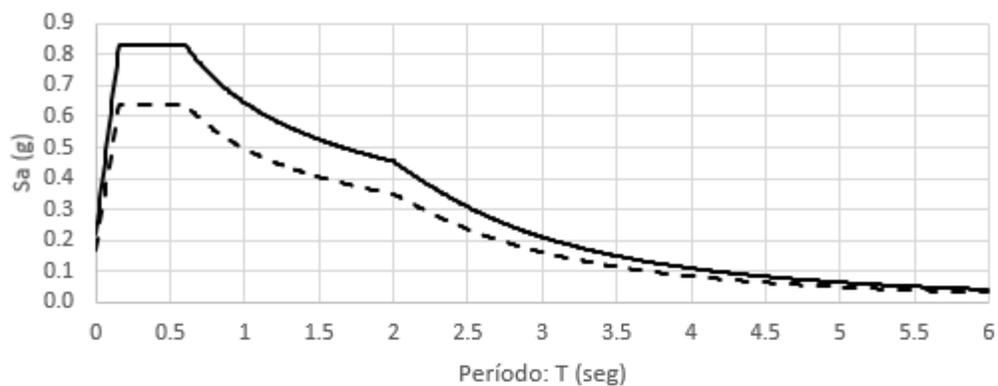
Para un análisis estático lineal (AEL) deberá cumplir con todas las limitaciones antes descritas, el análisis dinámico modal (ADM) deberá cumplir los las limitaciones a, b, c, y d. El análisis estático no lineal (AENL), conocido también como pushover, debe cumplir los requisitos a, b, y c, además que la estructura responde fundamentalmente en el primero modo de vibrar y la ductilidad de desplazamiento máxima de los

elementos de la estructura es de 4. Finalmente, para un análisis paso a paso (APAP) no se tienen limitaciones, por lo que es recomendado para el diseño definitivo de todo tipo de estructuras. Es por ello, que se decidió realizar un análisis para este estudio con un registro de aceleraciones tiempo historia, ya que se tiene un edificio de altura considerable y flexible. Uno de los problemas de aislar una estructura a un período largo, es que generalmente no se tiene mucha certidumbre en el espectro de diseño para períodos mayores a 3 segundos, por lo que una alternativa sería no tomar la reducción de la curva correspondiente a los desplazamientos y continuar la de las velocidades en el espectro de diseño. Sin embargo, CFE 2008 genera un espectro de diseño de mucha confiabilidad, ya que junto con el programa PRODISIS se tienen las propiedades exactas de cada lugar específico de la República Mexicana, a diferencia del reglamento anterior CFE 93 o el de otros países, en que se determina las propiedades por 3 o 4 categorías de suelo.

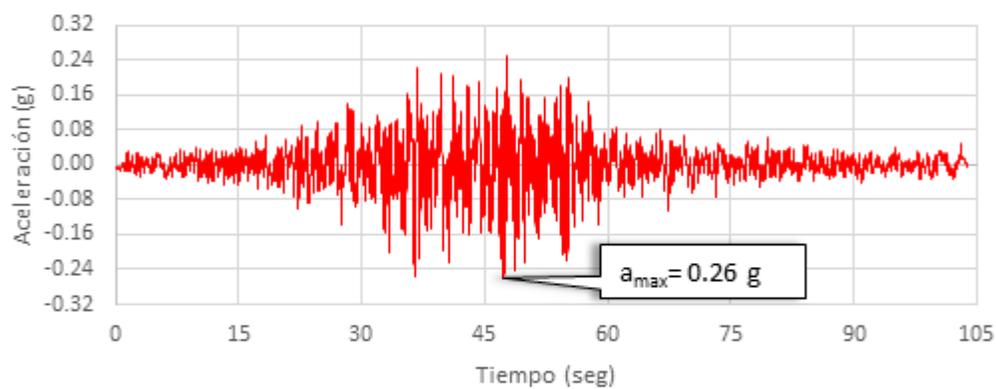
V.3 Demanda sísmica

La demanda sísmica para una estructura con sistema de aislamiento analizada con un análisis paso a paso se deberá amplificarse por lo menos 1.3 veces el registro de aceleraciones según lo estipula el manual de diseño CFE 2008. En la Figura V-1 se detalla la amplificación de la demanda sísmica, en la que se muestra una aceleración máxima en dirección X de 0.26 g, y 0.319 g para la dirección Y.

Espectro de Diseño



Registro de aceleraciones amplificado dirección X



Registro de aceleraciones amplificado dirección Y

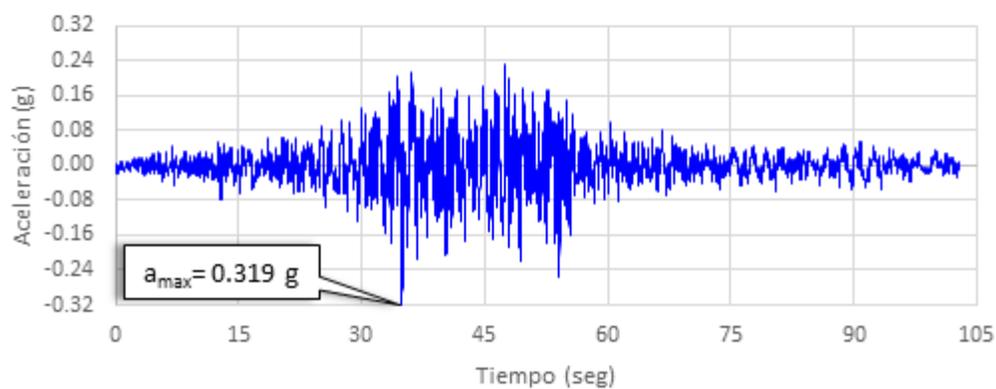


Figura V-1: Demanda sísmica para sistema de aislación sísmica.

V.4 Suposiciones del modelo

De forma general se definen los siguientes supuestos:

- a) La masa sísmica está definida como el 100% de la carga muerta, el 100% de la sobrecarga muerta y el 50% de la carga viva.
- b) Se considera diafragma rígido en los sistemas de entrepiso.
- c) Se consideraron los núcleos rígidos al 75%.
- d) No se asignan rotulas plásticas a los elementos, ya que se busca un comportamiento lineal.
- e) El edificio se considera totalmente empotrado en la base, no se considera interacción suelo estructura.

V.5 Objetivo de utilizar aislamiento sísmico

El objetivo de utilizar aislamiento sísmico en este estudio es lograr un comportamiento de aislamiento total, lo que equivale a un comportamiento de la súper estructura totalmente lineal llevando el periodo de la estructura aislada mínimo a 2.5 veces el periodo de la estructura con base fija.

V.6 Ubicación de aisladores

El modelo matemático del sistema con base aislada está representado por dos secciones, la primera sección llamada superestructura, la cual es similar al modelo matemático de base rígida, con la salvedad que se añade un piso rígido en el nivel 0.00, con la función de transmitir los efectos sísmicos de la base aislada a la superestructura. La segunda sección es el sistema de aislación basal, su modelo matemático está compuesto por los elementos que representan las relaciones constitutivas fuerza-

deformación de los aisladores. La representación gráfica del modelo de base aislada se detalla en la Figura V-2.

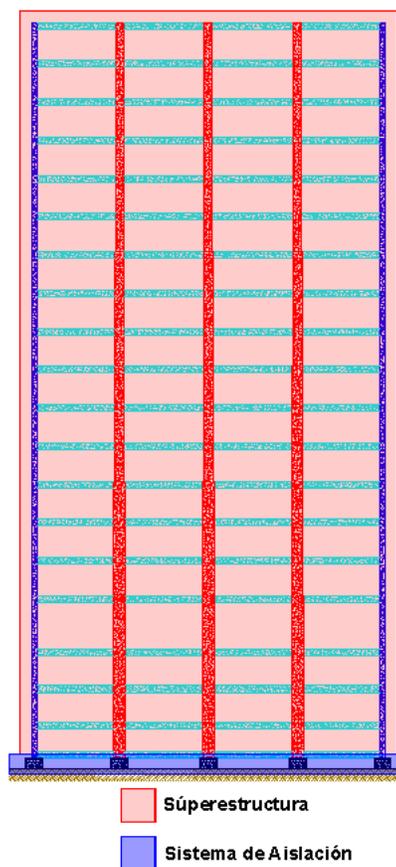


Figura V-2: Detalle de los componentes del sistema de base aislada.

La geometría del edificio determinó en este caso la ubicación de los aisladores, al tener en su mayoría columnas aisladas, se colocará un aislador en cada columna como apoyo de éstas, adicionalmente, en los muros de concreto se añaden aisladores. La ubicación en planta de los aisladores se pueden ver gráficamente en la Figura V-3.

Una correcta distribución de los aisladores depende esencialmente de la carga gravitacional, la cual debe ser distribuida de forma uniforme. Realizando un análisis

para conocer la fuerza axial atribuida a cada aislador, se determinó manejar 3 grupos de aisladores, en el que cada grupo se le asigna un diámetro diferente para lograr que los aisladores estén sometidos al mismo esfuerzo gravitacional. En la Figura V-4 se detalla la fuerza axial en cada aislador, en el que se aprecia claramente los grupos que se forman a partir de las descargas. El primer grupo, está conformado por los apoyos número 1, 2, 3, 4, 5, 6, 23, 24, 25, 26, 27 y 28 representados en color rojo; el segundo grupo se forma con los apoyos número 7, 8, 9, 10, 13, 16, 19, 20, 21 y 22 representados en color verde; y el tercer grupo es conformado por los apoyos número 11, 12, 14, 15, 17, y 18 representados por el color azul.

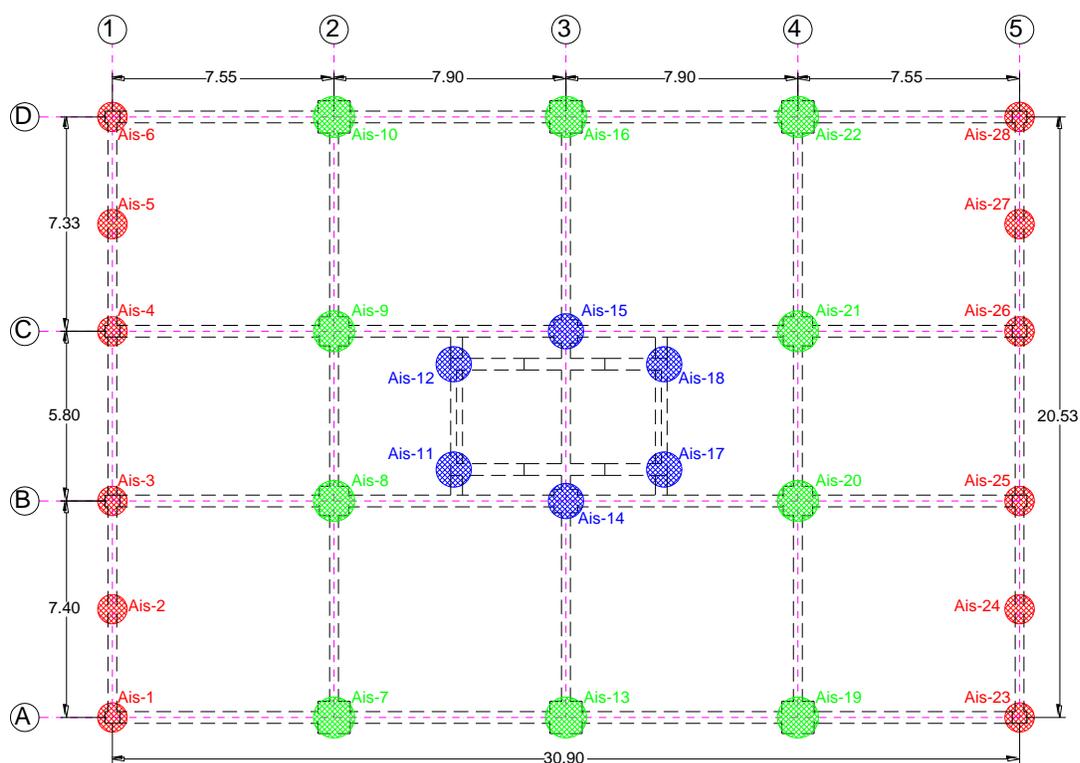


Figura V-3: Distribución en planta de la ubicación de los aisladores.



Figura V-4: Carga axial de servicio de cada aislador.

V.7 Modelo de base aislada usando ALNP

A continuación se presentan imágenes del modelo realizado en SAP2000 con base aislada usando ALNP. En la Figura V-5 se muestra el edificio en 3D y la vista en planta del piso que se añadió en el nivel de aislamiento, en el que se aprecian las vigas rígidas que apoyan sobre los aisladores. En la Figura V-6 se muestra el modelo en elevación, donde se observa la losa rígida a nivel de aislamiento.

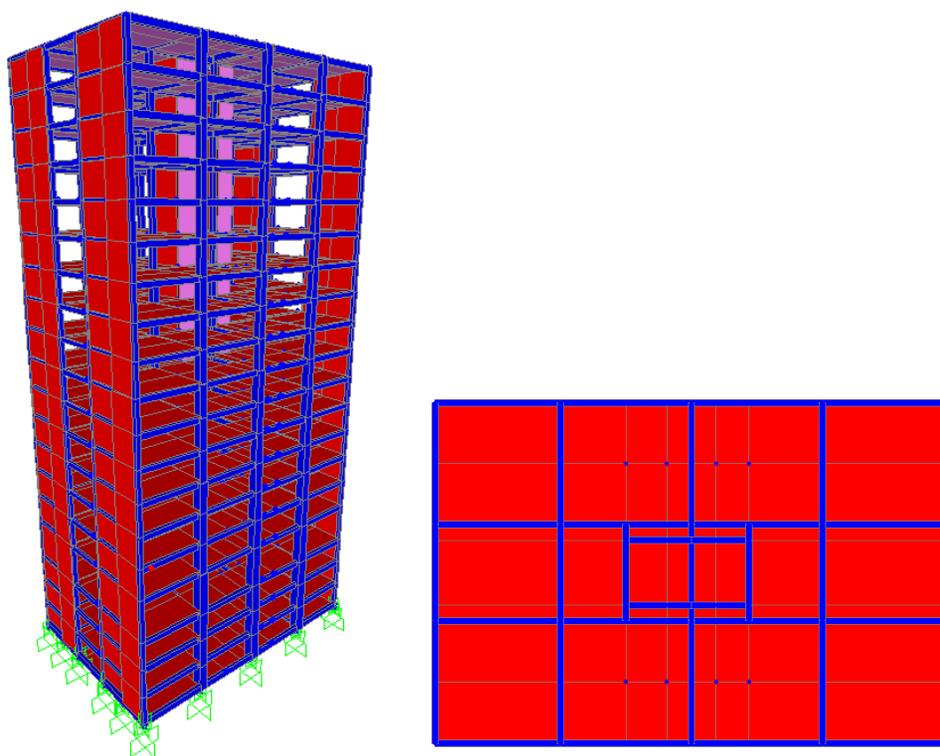


Figura V-5: Modelo en SAP2000 visto en 3D y planta.

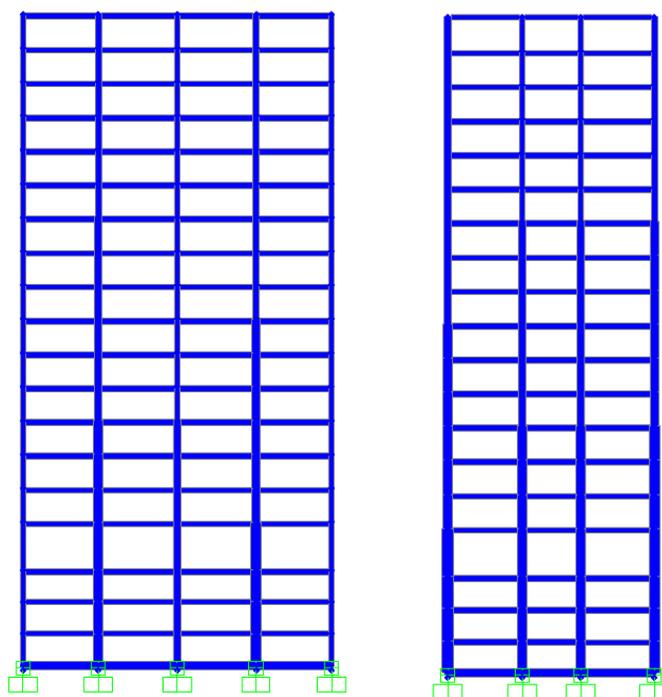


Figura V-6: Modelo en SAP2000 visto en elevación.

V.8 Amortiguamiento del modelo

Se consideró un amortiguamiento crítico del 5% para todos los modos, excepto para los primeros 3, los cuales se les asignó un amortiguamiento crítico del 0.5%, esto por la flexibilidad de la superestructura, al tener cierta deformada para los primeros 3 modos, los cuales son los de mayor masa participativa, no es correcto indicarle 0%.

V.9 Definición del sistema aislado con Apoyo Laminado con Núcleo de Plomo (ALNP)

Los apoyos laminados con núcleo de plomo (ALNP) normalmente son construidos con hule natural de bajo amortiguamiento, con una o más perforaciones en las cuales se coloca un elemento de plomo. Estos aisladores ALNP son elementos con múltiples capas de hule y acero, donde las láminas de acero proveen la rigidez vertical del sistema y las capas de hule la rigidez lateral. Los ALNP tienen características mecánicas que aseguran un buen comportamiento bajo cargas de servicio. Las características de comportamiento del ALNP constituyen una fuerza y amortiguamiento no lineal. La Figura V-7 detalla de forma esquemática un aislador ALNP.

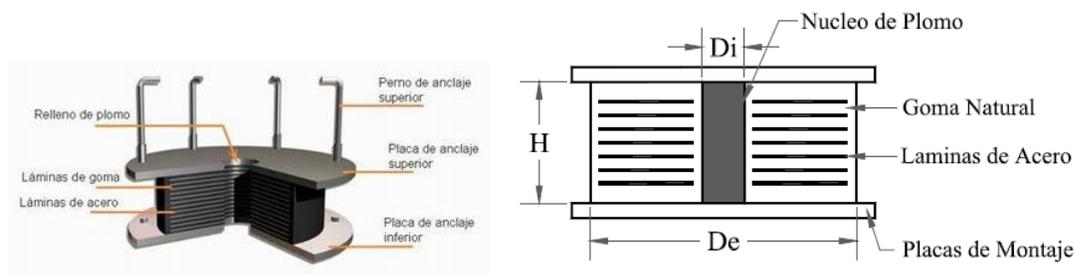


Figura V-7: Esquema de aislador ALNP.

V.9.1 Hule usado en los aisladores

El hule usado en los aisladores tiene una dureza Shore comprendida entre 37 y 60, con las propiedades listadas en la Tabla V-1. El hule más usado en México tiene dureza Shore 60. La constante del material ajusta las ecuaciones analíticas con los resultados experimentales y se obtiene experimentalmente.

Tabla V-1: Propiedades de los hules.

Dureza Shore	Módulo de elasticidad E Kg/cm ²	Módulo de cortante G Kg/cm ²	Constante del material k	Deformación min. de rotura %
37	13.75	4.07	0.87	650
40	15.28	4.58	0.85	600
45	18.34	5.50	0.80	600
50	22.41	6.52	0.73	500
55	33.11	8.25	0.64	500
60	45.34	10.80	0.57	400

V.9.2 Definición de las propiedades de ALNP

Para el diseño del ALNP se debe determinar su rigidez lateral, rigidez lateral efectiva, fuerza de autocentrado, capacidad de carga contra el pandeo, rigidez vertical, deformaciones máximas, amortiguamiento efectivo, tensiones de placas intermedias y frecuencia vertical.

V.9.2.1 Rigidez lateral

Los ALNP tienen una relación Fuerza – Deformación no lineal. En la Figura V-8 se muestra un ciclo histerético típico para un ALNP.

Los parámetros de la curva histerética del ALNP son la fuerza de fluencia del ALNP F_y , la cual se determina con la ecuación 5.1; la fuerza para un desplazamiento nulo en el ciclo histerético F_0 es determinada con la expresión 5.2; la rigidez elástica $(k)_e$ expresada en la ecuación 5.3; la rigidez posterior a la fluencia o rigidez postfluencia $(k)_p$, se determina con la ecuación 5.5; y el desplazamiento de fluencia x_y determinada en la ecuación 5.6.

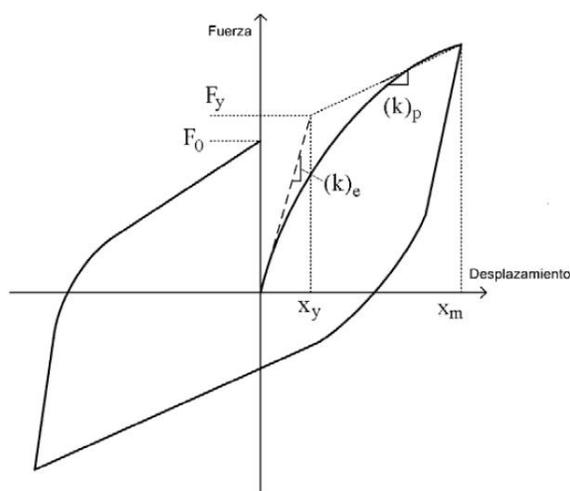


Figura V-8: Esquema de un ciclo histerético de aislador ALNP.

La fuerza de fluencia F_y para un ALNP es

$$F_y = \sigma_y A_{pl} \quad (5.1)$$

Donde

σ_y es el esfuerzo de fluencia a cortante del plomo, que se puede suponer 91.71 kg/cm^2

A_{pl} es el área de la sección transversal del corazón de plomo.

De la ecuación 5.1 se aprecia que a mayor diámetro del núcleo de plomo, se tendrá mayor fuerza de fluencia.

La fuerza F_0 para desplazamiento nulo está aproximadamente por

$$F_0 = 0.9F_y \quad (5.2)$$

La rigidez elástica $(k)_e$ se calcula con

$$(k)_e = \frac{10GA_b}{T_r} \quad (5.3)$$

Donde

A_b es el área efectiva del apoyo en planta, descontando el área del corazón de plomo

T_r es el espesor total de las capas de hule.

G módulo de cortante.

El área efectiva del apoyo en planta A_b se obtiene de la ecuación 5.4

$$A_b = \frac{\pi(D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} \quad (5.4)$$

La rigidez postfluencia $(k)_p$ se obtiene con

$$(k)_p = \frac{1.1GA_b}{T_r} \quad (5.5)$$

Podemos observar que de la relación de las ecuaciones 5.3 y 5.5, se tiene un factor de 0.11, sin importar cualquier cambio en la geometría o propiedades del ALNP.

Conocidas F_y y $(k)_e$, el desplazamiento de fluencia x_y es igual a

$$x_y = \frac{F_y}{(k)_e} \quad (5.6)$$

V.9.2.2 Rigidez lateral efectiva

En la Figura V-9 se muestran los parámetros con los que se determina $(k)_{ef}$, cuyo ciclo histerético es bilineal. El sistema tiene una rigidez inicial $(k)_e$, una rigidez inelástica $(k)_p$, una rigidez secante relacionada al desplazamiento máximo $(k)_{ef}$ y una fuerza característica F_0 , correspondiente a un desplazamiento cero. A partir de relaciones geométricas, se encuentra que la rigidez equivalente del aislador $(k)_{ef}$, correspondiente a desplazamiento de diseño es:

$$(k)_{ef} = (k)_e \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (5.7)$$

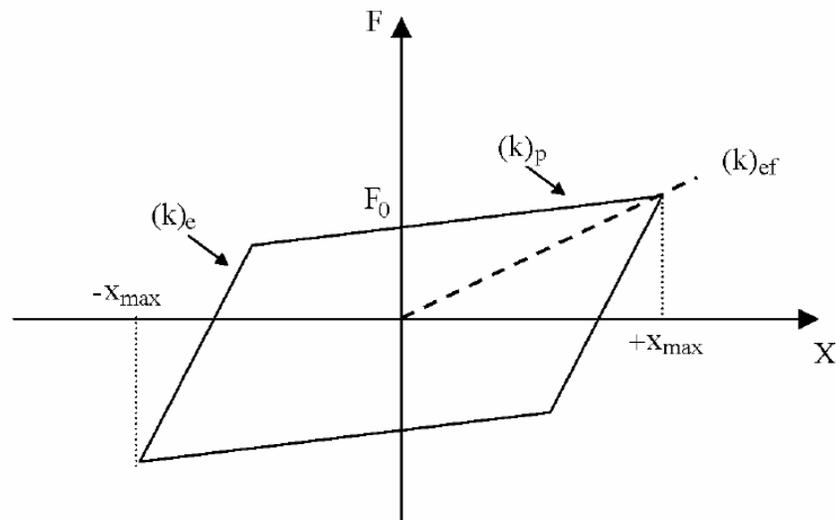


Figura V-9: Ciclo histerético bilineal idealizado para un ALNP.

Donde

μ es la ductilidad del aislador, definida como el desplazamiento máximo x_{max} del aislador, y se obtiene de la ecuación 5.8

$$\mu = \frac{x_{max}}{x_y} \quad (5.8)$$

y α representa la relación de la rigidez inelástica $(k)_p$ entre la rigidez elástica $(k)_e$, y se obtiene aplicando la ecuación 5.9

$$\alpha = \frac{(k)_p}{(k)_e} \quad (5.9)$$

V.9.2.3 Fuerza de autocentrado

Es importante que el sistema de aislamiento cuente con un mecanismo que le permita regresar a su posición inicial una vez terminado el movimiento. De esta manera se evita la necesidad de regresar a la estructura a su posición inicial una vez que haya cesado el movimiento. Por otro lado, si el sistema no cuenta con una capacidad de auto centrado, su posición durante el movimiento puede afectar la respuesta y el comportamiento esperado del sistema. Las normas AASHTO (2004), recomiendan que el sistema tenga una fuerza de recuperación tal que el periodo calculado con la rigidez tangente correspondiente al desplazamiento de diseño sea menor que 6 segundos, esto se logra con la ecuación 5.10. Además, se recomienda que el conjunto de los apoyos ALNP deberá contar con una rigidez postfluencia mínima tal que garantice el autocentrado de la estructura después de la ocurrencia de un evento sísmico, satisfaciendo con la ecuación 5.11.

$$\Sigma(k)_p \geq \frac{4\pi^2 W}{36g} \quad (5.10)$$

$$\Sigma(k)_p \geq 0.05 \frac{W}{x_{max}} \quad (5.11)$$

Donde

W es el peso total de la estructura en condiciones de servicio

x_{\max} es el desplazamiento máximo de los ALNP

V.9.2.4 Capacidad de carga contra el pandeo

Debe revisarse la estabilidad del apoyo ante desplazamiento lateral nulo y ante desplazamiento lateral máximo. Para desplazamiento lateral nulo, la carga crítica de pandeo elástico P_{cr} se calcula con la ecuación 5.12. Cuando existe desplazamiento lateral, la condición crítica de pandeo de los ALNP depende del tipo de conexión del apoyo con la estructura, es decir, de si éstos pueden soportar cortante y momento flexionante o únicamente cortante. Para el caso de apoyos que se ven sometidos a cortante y flexión, la carga crítica para el apoyo desplazado se calcula con la ecuación 5.16. Cuando los apoyos se instalan para que únicamente trabajen a cortante, éstos pueden experimentar un levantamiento parcial, y el desplazamiento que los vuelve inestables se calcula con la ecuación 5.19. Para este estudio, se analizaron los ALNP trabajando a cortante y momento flexionante.

$$P_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_c I G A_b}{3T_r^2}} \quad (5.12)$$

Donde

I es el momento de inercia del apoyo en planta, determinada con la ecuación 5.13

E_c es el módulo de compresibilidad efectiva del hule, calculada con la ecuación 5.14

$$I = \frac{\pi((D_{ext}/2)^4 - (D_{int}/2)^4)}{4} \quad (5.13)$$

El módulo de compresibilidad efectiva es función del factor de forma y de las propiedades del material

$$E_c = E(1 + 2kS_i^2) \quad (5.14)$$

Donde

k es la constante del material, Tabla V-1.

S_i es el factor de forma, determinada con la ecuación 5.15.

El factor de forma de una capa interna de hule, S_i , está definido como la superficie del área carga dividida entre el área perimetral libre de expandirse.

$$S_i = \frac{D_{ext} - D_{int}}{4t_r} \quad (5.15)$$

Para el caso que existe desplazamiento lateral, la carga crítica de pandeo P'_{cr} es

$$P'_{cr} = P_{cr} \frac{A_r}{A_b} \quad (5.16)$$

Donde

P_{cr} es la carga crítica de pandeo para desplazamiento nulo, ecuación 5.12

A_r es el área reducida del hule, determinada con la ecuación 5.17

A_b es el área efectiva del apoyo en planta calculada con la ecuación 5.4

El área reducida del ALNP, A_r , es igual al área traslapada entre la cara superior e inferior del apoyo debido al desplazamiento horizontal total de diseño x que experimenta el apoyo, que en cualquier caso deberá ser menor que D_b , de la Figura V-10.

$$A_r = \frac{D_b^2}{4} (\delta - \sin \delta) \quad (5.17)$$

Donde

D_b es el diámetro efectivo del apoyo circular presentado en la Figura V-10

δ es un factor adimensional que se calcula con la ecuación 5.18

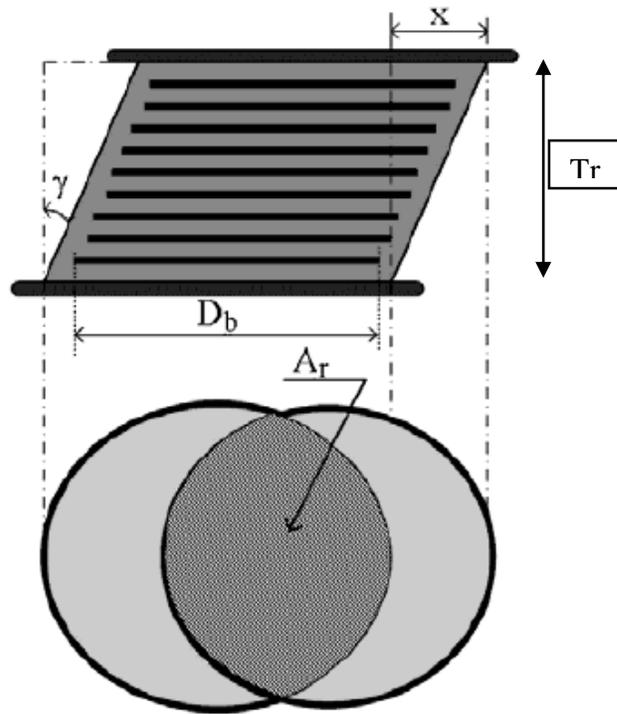


Figura V-10: Área efectiva a la compresión.

$$\delta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{x}{D_b} \right) \quad (5.18)$$

Finalmente, para el caso de aisladores que solo trabajan a cortante, el desplazamiento que los vuelve inestables es

$$D_{cr} = \frac{ND_b - F_0 T_r}{N + (k)_p T_r} \quad (5.19)$$

Donde

- D_{cr} es el desplazamiento crítico de pandeo de un ALNP
- N es la carga vertical de servicio sobre un aislador
- F_0 es la fuerza para desplazamiento nulo determinada en la ecuación 5.2
- $(k)_p$ es la rigidez postfluencia calculada con la ecuación 5.5
- T_r es el espesor total de las capas de hule, visualizada en la Figura V-10.

V.9.2.5 Deformaciones máximas del ALNP

La capacidad de deformación lateral está controlada principalmente por los límites en la deformación unitaria en el hule, y la estabilidad lateral del dispositivo. Las deformaciones angulares máximas que se admiten para los ALNP son:

$$\gamma_{sc} \leq 2.5 \quad (5.20)$$

$$\gamma_{sc} + \gamma_{sn} + \gamma_{sr} \leq 5 \quad (5.21)$$

$$\gamma_{sc} + \gamma_{ss} + 0.5\gamma_{sr} \leq 5.5 \quad (5.22)$$

Donde

γ_{sc} es la deformación angular por cortante debida a compresión y se determina con la ecuación 5.23 o 5.24

γ_{sn} es la deformación angular debida al desplazamiento por efectos no sísmicos, como los producidos por temperatura, pre esfuerzo, contracción, flujo plástico, etc.

γ_{sr} es la deformación originada por la rotación del apoyo y se calcula con la ecuación 5.25

γ_{ss} es la deformación debida al desplazamiento x por efecto sísmico y se determina con la ecuación 5.26

La deformación angular por cortante γ_{sc} es

$$\gamma_{sc} = \frac{3S_i N}{2A_r G(1+2kS_i^2)} \quad \text{si } S_i \leq 15 \quad (5.23)$$

$$\gamma_{sc} = \frac{3N(1+8GkS_i^2/E_\infty)}{4GkS_iA_r} \quad \text{si } S_i > 15 \quad (5.24)$$

Donde

E_∞ es el módulo de rigidez de compresibilidad volumétrica, generalmente de 2000 MPa, 20380 kg/cm²

La deformación originada por la rotación del apoyo es

$$\gamma_{sr} = \frac{D_b^2 \theta}{2t_r T_r} \quad (5.25)$$

Donde

θ es la rotación inducido del apoyo, en general, para edificios es cero puesto que se tiene losa rígida a nivel de la base, y por lo general en puentes no es cero, ya que no se tiene esta losa en la base.

Y finalmente, la deformación debida al desplazamiento por efecto sísmico es

$$\gamma_{ss} = \frac{x}{T_r} \quad (5.26)$$

V.9.2.6 Rigidez vertical

La rigidez vertical del apoyo depende del módulo de compresibilidad efectiva del hule, del área reducida del hule y de la altura total de las capas de hule, y se calcula con

$$(k)_{vh} = \frac{E_c A_r}{T_r} \quad (5.27)$$

Donde

E_c es el módulo de compresibilidad efectiva del hule calculada en la ecuación 5.14

A_r es el área reducida del hule obtenida de la ecuación 5.17

V.9.2.7 Amortiguamiento efectivo

El amortiguamiento efectivo ζ_{ef} para ALNP se puede estimar a partir de la energía disipada por histéresis ζ_{his} como una medida de la capacidad de disipación de energía del dispositivo, y se determina con

$$\zeta_{his} = \frac{2(1-\alpha)(1-1/\mu)}{\pi[1+\alpha(\mu-1)]} \quad (5.28)$$

La ecuación anterior define la energía disipada por histéresis del sistema de aislamiento únicamente, por lo que deberá sumarse el amortiguamiento viscoso ζ_v para obtener el amortiguamiento equivalente total del sistema de aislamiento, el cual es

$$\zeta_{ef} = \zeta_{his} + \zeta_v \quad (5.29)$$

El valor de ζ_v debe corresponder al tipo de dispositivo de aislamiento que se trate, generalmente es el 5%

V.9.2.8 Tensiones en placas intermedias

El diseño de las placas intermedias de acero en un aislador se basa en el uso de la ecuación 5.30. La tensión de corte en la goma es máxima en la zona de contacto con la placa de acero y a lo largo del perímetro del aislador. Esta tensión de corte que actúa por ambos lados de la placa intermedia en el aislador induce una tracción en la placa cuya magnitud queremos determinar.

$$\sigma_s = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_c \quad (5.30)$$

Donde

σ_s es el esfuerzo de compresión en la placa de acero

σ_c es el esfuerzo de compresión en el aislador, el cual se determina en la ecuación 5.31

t_s es el espesor de la placa de acero

t_r es el espesor de la capa de goma

El esfuerzo de compresión en el aislador es

$$\sigma_c = \frac{W_{max}}{A_b} \quad (5.31)$$

Donde

W_{max} es la carga máxima ocurrida a corto plazo

La condición de diseño es

$$\sigma_s \leq 0.75\sigma_y \quad (5.32)$$

Donde

σ_y es la resistencia de la placa de acero, que generalmente es 2.4 tonf/cm^2

De la combinación de las ecuaciones 5.30 y 5.32, despejando el espesor de la placa t_s , obtenemos la ecuación 5.33

$$t_s \geq \frac{1.5t_r\sigma_c}{0.75\sigma_y} \quad (5.33)$$

Generalmente los espesores de placas resultan pequeños, pero se recomienda no usar espesores menores a 0.2 cm

V.9.2.9 Frecuencia vertical

La frecuencia vertical se determina con la ecuación 5.3, en donde la condición de diseño es que sea mayor a 10 Hertz .

$$f_v = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g(K)_{vh}}{N}} \quad (5.34)$$

Donde

g es la aceleración de la gravedad

$(K)_{vh}$ es la rigidez vertical determinada en la ecuación 5.27

N es la carga vertical de servicio sobre un aislador

La condición de diseño queda definida como

$$f_v > 10 \text{ Hz} \quad (5.35)$$

Generalmente la frecuencia vertical no es problema para los edificios.

V.9.3 Procedimiento de diseño para los apoyos laminado con núcleo de plomo (ALNP)

A continuación se presenta un procedimiento de diseño para los ALNP, derivado de la teoría presentada en la sección anterior. Este procedimiento produce el diseño completo del dispositivo, el cual es un proceso iterativo, que se deberá ir cumpliendo cada punto, y en el caso de no cumplir alguno, se deberá reiniciar el proceso determinando nuevos parámetros y volver a iterar hasta cumplir con todos los pasos de manera satisfactoria.

V.9.3.1 Paso 1. Definir las propiedades del sistema.

Las propiedades que se deben definir desde un inicio es el período deseado T_D , peso de gravedad del edificio W , rigidez y amortiguamiento efectivo K_{eff} y ζ_{eff} .

a) Periodo deseado

El periodo deseado como ya se ha descrito anteriormente debe responder a alejar a la estructura de la mayor demanda sísmica, separarlo al menos 2 veces del periodo del edificio con base rígida, alejarlo del periodo fundamental del suelo, entre otras consideraciones.

b) Peso de gravedad participante en el sistema de aislación

El peso de gravedad participante en el sistema de aislación será definido de acuerdo a la configuración de apoyos de la Figura V-4, haciendo un análisis estático para la combinación de carga definida en la sección V.4 se obtiene que los aisladores reciben una carga total de W , con una carga promedio por aislador de W_{ais} .

c) Rigidez efectiva del sistema

La rigidez efectiva K_{eff} se determina de acuerdo a la expresión 5.36, para un peso W equivalente a una masa $m = W/g$, y para un período deseado T_D equivalente a una frecuencia circular de $\omega = 2\pi/T_D$. Posteriormente, se define la rigidez efectiva de cada aislador K_{eff_ais} , dividiendo la rigidez efectiva total entre el número de aisladores como lo indica la ecuación 5.37

$$K_{eff} = \omega^2 m \quad (5.36)$$

$$K_{eff_ais} = \frac{K_{eff}}{n} \quad (5.37)$$

d) Amortiguamiento efectivo del sistema

El amortiguamiento efectivo C_{eff} del sistema de aislación se determina de acuerdo a la expresión 5.38, para un factor de amortiguamiento propuesto ζ , una masa m y una frecuencia circular ω ya definidas en el punto anterior. El amortiguamiento efectivo se

divide entre el número de aisladores para conocer el amortiguamiento de cada aislador como se indica en la ecuación 5.39

$$C_{eff} = 2\zeta\omega m \quad (5.38)$$

$$C_{eff_ais} = \frac{C_{eff}}{n} \quad (5.39)$$

e) Desplazamiento máximo

La definición del desplazamiento máximo x_{max} del sistema se puede estimar de varias maneras, como puede ser del espectro de pseudo desplazamientos introduciendo el periodo deseado, de un análisis estático, o correr un análisis lineal, o simplemente esperar un desplazamiento razonable e indicar uno arbitrariamente, de cualquier manera se deberá iterar hasta converger con el correcto desplazamiento y el resto de las propiedades del aislador.

V.9.3.2 Paso 2. Compresión a largo plazo

De la compresión a largo plazo definiremos el diámetro interior y exterior del aislador. La compresión a largo plazo σ_{LP} queda definida con la ecuación 5.40, y la condición de diseño se define con la ecuación 5.41. El esfuerzo admisible σ_{adm} es comúnmente utilizar 120 kg/cm^2 .

$$\sigma_{LP} = \frac{N}{A_b} \quad (5.40)$$

Donde

N es la carga vertical de servicio sobre el aislador

A_b es el área efectiva de apoyo en planta definida en la ecuación 5.4

$$\sigma_{LP} < \sigma_{adm} \quad (5.41)$$

Combinando la ecuación 5.40 y 5.41 y despejando el área efectiva A_b proponiendo un diámetro interior D_{int} correspondiente al diámetro del núcleo de plomo, podemos definir el diámetro exterior D_{ext} con la ecuación 5.42.

$$D_{ext} \geq \sqrt{\frac{N}{(\pi/4)\sigma_{adm}} + D_{int}^2} \quad (5.42)$$

Se debe verificar que el diámetro del núcleo de plomo propuesta en suma del total de los aisladores tenga una fuerza de fluencia F_y definida en la ecuación 5.1 mayor al corte basal generado por las acciones a largo plazo, como la carga de gravedad, viento, etc.

V.9.3.3 Paso 3. Determinación de rigidez elástica y postfluencia

Determinada la rigidez efectiva del aislador K_{eff_ais} en el paso 1, podemos hacer uso de la ecuación 5.7 que relaciona la rigidez efectiva y la elástica.

$$(k)_{ef} = (k)_e \frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu} \quad (5.7)$$

En esta ecuación interviene, además de la rigidez elástica, la relación de rigideces α definida en la ecuación 5.9 y la ductilidad del aislador μ expresada en la ecuación 5.8. A su vez, la ductilidad μ esta compuesta del desplazamiento máximo x_{max} y el desplazamiento de fluencia x_y definida en la ecuación 5.6, que a su vez interviene nuevamente la rigidez elástica $(k)_e$ y la fuerza de fluencia F_y expresada en la ecuación 5.1, la cual se compone del área del corazón de plomo. Sustituyendo los valores de estas expresiones en la ecuación 5.7, se llega a la ecuación 5.43.

$$(k)_{ef} = (k)_e \frac{1+\alpha\left(\frac{x_{max}}{F_y/(k)_e}-1\right)}{\frac{x_{max}}{F_y/(k)_e}} \quad (5.43)$$

Esta ecuación 5.43 se puede resolver de manera iterativa proponiendo valores de $(k)_e$ hasta converger con la igualdad, o se puede hacer uso de la ecuación 5.44 que fue determinada a partir de la ecuación 5.43 hasta llegar a despejar $(k)_e$.

$$(k)_e = \frac{F_y^2 \alpha - (F_y^2 - (k)_{ef} x_{max} F_y) + \sqrt{F_y^4 \alpha^2 - \alpha(2F_y^4 - 2(k)_{ef} x_{max} F_y^3) + F_y^4 - 2(k)_{ef} x_{max} F_y^3 + (k)_{ef}^2 x_{max}^2 F_y^2}}{2x_{max} F_y \alpha} \quad (5.44)$$

Una vez definida la rigidez elástica $(k)_e$ se puede determinar la rigidez postfluencia $(k)_p$ con la ecuación 5.45, sabiendo de antemano que la relación de rigideces $\alpha = 0.11$.

$$(k)_p = \alpha(k)_e \quad (5.45)$$

V.9.3.4 Paso 4. Fuerza de autocentrado

Ya determinada la rigidez postfluencia en el paso 3, se debe verificar que cumpla con la fuerza necesaria de autocentrado después de ocurrido el sismo. Esta condición se define en la ecuación 5.46 que es equivalente a la ecuación 5.11

$$(k)_p \geq 0.05 \frac{N}{x_{max}} \quad (5.46)$$

De no cumplir con esta condición, se deberá regresar al paso 2, proponer nuevas dimensiones de los diámetros e iterar hasta cumplir con la ecuación 5.46.

V.9.3.5 Paso 5. Determinación de la altura de goma

En base a la ecuación 5.5, se define la ecuación 5.47 para definir la altura de la goma. Se deberá elegir una goma con una dureza Shore de la Tabla V-1 que defina el módulo de cortante G .

$$T_r = \frac{1.1 GA_b}{(k)_p} \quad (5.47)$$

Puntualizar que entre mayor dureza Shore de la goma, se tiene mayor módulo de cortante y el sistema proporciona mayor rigidez.

V.9.3.6 Paso 6. Deformación angular máxima

De la deformación angular máxima se define el factor de forma. De la ecuación 5.23 se sustituyen sus valores dejando como incógnita el factor de forma S_i , quedando la ecuación 5.48 y 5.49 según sea el caso.

$$\frac{3N \left(1 + \frac{8GkS_i^2}{E_\infty} \right)}{4GkS_iA_r} + \frac{x_{max}}{T_r} \leq 5.5 \quad \text{Si resulta } S_i > 15 \quad (5.48)$$

$$\frac{3S_iN}{2A_rG(1+2kS_i^2)} + \frac{x_{max}}{T_r} \leq 5.5 \quad \text{Si resulta } S_i \leq 15 \quad (5.49)$$

El área reducida A_r se determina con la ecuación 5.17

V.9.3.7 Paso 7. Calculo de espesor de goma

Para calcular el espesor de goma tomamos de referencia la ecuación 5.15, en la que se conoce de los pasos anteriores los diámetros y el factor de forma, por lo que se puede definir la ecuación 5.50

$$t_r = \frac{D_{ext} - D_{int}}{4S_i} \quad (5.50)$$

Conociendo ahora el espesor de goma t_r y la altura total de las gomas, se puede determinar el número de gomas con la ecuación 5.51

$$n_r = \frac{T_r}{t_r} \quad (5.51)$$

V.9.3.8 Paso 8. Frecuencia vertical

La frecuencia vertical se determina con la ecuación 5.34 y a su vez la rigidez vertical con la ecuación 5.27. Se verifica cumplir con la condición establecida en la ecuación 5.35.

V.9.3.9 Paso 9. Estabilidad

La condición de cumplir la estabilidad es utilizar un factor de seguridad adecuado, el cual puede ser $F.S. = 1.5$, pero es recomendable usar un $F.S. = 2$. Se verifican las ecuaciones de carga crítica P_{cr} 5.12 para desplazamiento nulo, ecuación 5.16 para desplazamiento máximo o ecuación 5.19 si es que el aislador está conectado solo a trabajar por cortante.

V.9.3.10 Paso 10. Amortiguamiento efectivo

El amortiguamiento efectivo se determina con la ecuación 5.29 a partir del amortiguamiento histerético definida en la ecuación 5.28 y del amortiguamiento viscoso utilizando un 5%. Se verifica tener el amortiguamiento efectivo propuesto inicialmente.

V.9.3.11 Paso 11. Tensiones placas intermedias

Se determina el espesor de las placas de acero intermedias con la ecuación 5.33. Se debe tener presente que muy posiblemente se obtendrá espesores muy pequeños, pero se recomienda no usarlos tan delgados, un valor aceptado sería $t_s = 0.2 \text{ cm}$

V.9.4 Diseño final de aisladores

En este punto se detalla el diseño final de los aisladores siguiendo la teoría de la sección V.9.2 y el procedimiento iterativo de diseño de la sección V.9.3.

En la Tabla V-2 se presentan las propiedades del sistemas determinadas conforme lo indicado en el paso 1. Después de muchas iteraciones se llegó a un periodo de $T = 4.09 \text{ seg}$, lo que corresponde 2.15 veces el periodo del sistema con base rigida. Este fue el mayor periodo al que se logró llegar, puesto que no se tiene la rigidez postfluencia necesaria de autocentrado para un periodo mayor cumpliendo con todos los requisitos determinados en el paso a paso.

Tabla V-2: Propiedades del sistema

T_D seg	W tonf	m tonf-seg ² /cm	ω rad/seg	$(k)_{ef}$ tonf/cm
4.09	15885.07	16.19	1.54	38.21

$N_{\text{aisladores}}$	$(k)_{ef_aislador}$ tonf/cm	ζ_D %	C_{ef} tonf-sef/cm	C_{aislador} tonf-sef/cm
28	1.36	20	9.95	0.36

Al tener 3 grupos de aisladores definidos en la sección V.6, los siguientes resultados se presentan con los valores promedio de cada grupo para representarlos. En la Tabla V-3 se presenta el cálculo del paso 2 para determinar el diámetro exterior con un diámetro interior propuesto de 12 cm. La compresión a largo plazo no fue lo que determino las dimensiones de los aisladores, ya que están incluso por debajo de la mitad de su capacidad.

Tabla V-3: Compresión a largo plazo

Aislador	N	D_{int}	D_{ext}	A_b	σ_{LP}	Radio
Grupo	tonf	cm	cm	cm²	tonf/cm²	%
1	392.87	12	110	9390.22	0.0418	34.9
2	759.90	12	130	13160.13	0.0577	48.1
3	595.28	12	120	11196.64	0.0532	44.3

En la tabla V-4 se presenta el paso 3, en el cual se determinó la rigidez elástica $(K)_e$ a partir de la rigidez efectiva $(K)_{ef}$ y posteriormente la rigidez postfluencia $(K)_p$. Se muestra también el desplazamiento máximo x_{max} que presentaron los aisladores. El promedio de las rigideces efectivas de los 3 grupos de aisladores es $(K)_{ef_prom} = 1.69 \text{ tonf/cm}$, la cual está un poco por encima de la estimada en el paso 1 y presentada en la Tabla V-2, esto se debe principalmente a que los aisladores están sometidos a diferentes cargas y esfuerzos axiales, y se tienen ciertas variaciones respecto al pre diseño inicial en que se supone que los 28 aisladores están bajo la misma carga.

Tabla V-4: Calculo de rigideces

Aislador	A_{PL}	F_y	x_{max}	α	(k)_{ef}	(k)_e	(k)_p
Grupo	cm²	tonf	cm		tonf/cm	tonf/cm	tonf/cm
1	113.10	10.37	22.98	0.11	1.48	9.79	1.08
2	113.10	10.37	22.98	0.11	1.91	13.72	1.51
3	113.10	10.37	22.98	0.11	1.69	11.68	1.28

En la Tabla V-5 se muestra la fuerza de autocentrado especificada en el paso 4 de cada grupo de aislador en la que indica que el segundo grupo no cumple con el requisito, pero en la Tabla V-6 se presenta la fuerza de autocentrado total de los 28 aisladores en

que si cumple con el requisito puesto que se reparte la fuerza en todos los aisladores. Este requisito fue el que controló la rigidez postfluencia, y a su vez la que determinó el periodo, ya que se está al límite de la fuerza mínima requerida de autocentrado.

Tabla V-5: Fuerza de autocentrado de los grupos de aisladores

Aislador Grupo	N tonf	x_{max} cm	(k)_{p_min} tonf/cm	(k)_{p_aislador} tonf/cm	Radio %
1	391.89	22.98	0.85	1.08	79.17
2	762.44	22.98	1.66	1.51	109.91
3	592.99	22.98	1.29	1.28	100.47

Tabla V-6: Fuerza de autocentrado total de los aisladores

W tonf	x_{max} cm	(k)_{p_min} tonf/cm	Σ(k)_p tonf/cm	Radio %
15885.07	22.98	34.55	35.70	96.79

En la Tabla V-7 se define la altura total de la goma correspondiente al paso 5. Se manejó una dureza Shore 40 con un módulo de cortante $G = 4.59 \text{ kg/cm}^2$. Se obtuvo una altura total $T_r = 43.97 \text{ cm}$, que se redondea a 44 cm.

Tabla V-7: Altura de goma

Aislador Grupo	Dureza shore	G kg/cm²	A_b cm²	(k)_p tonf/cm	T_r cm
1	40	4.59	9390.22	1.08	43.97
2	40	4.59	13160.13	1.51	43.97
3	40	4.59	11196.64	1.28	43.97

En el paso siguiente se calculan las deformaciones máximas de los aisladores, de donde se obtiene el factor de forma S_i , se utilizó una constante del material $k = 0.85$ propia de la dureza Shore 40. La Tabla V-8 resume el cálculo para S_i .

Tabla V-8: Deformaciones máximas del aislador

Aislador Grupo	N tonf	x_{max} cm	A_r cm²	T_r cm	S_i
1	392.87	22.98	6994.54	43.97	30.63
2	759.90	22.98	10301.70	43.97	36.87
3	595.28	22.98	8568.95	43.97	33.75

En la Tabla V-9 se determina el cálculo del espesor de goma y el número total de capas de goma perteneciente al paso 7.

Tabla V-9: Definición de espesor de goma

Aislador Grupo	D_{int} cm	D_{ext} cm	S_i	t_r cm	T_r cm	n_r
1	12	110	30.63	0.8	43.97	55
2	12	130	36.87	0.8	43.97	55
3	12	120	33.75	0.8	43.97	55

El paso siguiente corresponde a la determinación de la frecuencia vertical, en el que se calcula primero la rigidez vertical. En la Tabla V-10 se muestra que los aisladores tienen una frecuencia vertical mayor a 10 Hz y cumple con la condición de diseño.

Tabla V-10: Determinación de Frecuencia vertical

Aislador	E_c	A_r	T_r	(k)_{vh}	N	F_v
Grupo	tonf/cm²	cm²	cm	tonf/cm	tonf	Hz
1	24.40	6994.54	43.97	3879.21	392.87	15.66
2	35.37	10301.70	43.97	8281.72	759.90	16.46
3	29.63	8568.95	43.97	5771.23	595.28	15.52

El paso 9 es revisar la estabilidad del aislador. En la Tabla V-11 se aprecia que la carga crítica no es problema para los aisladores, ya que trabajan a lo sumo un 20% de su capacidad.

Tabla V-11: Determinación de la estabilidad

Aislador	E_c	I	A_b	A_r	T_r
Grupo	tonf/cm²	cm⁴	cm²	cm²	cm
1	24.40	7185866	9390.22	6994.54	43.97
2	35.37	14018830	13160.13	10301.70	43.97
3	29.63	10177742	11196.64	8568.95	43.97

Aislador	P_u	P_{cr}	Radio	P'_{cr}	Radio
Grupo	tonf	tonf	%	tonf	%
1	392.87	3582.00	10.97	2668.14	14.72
2	759.90	7130.96	10.66	5582.09	13.61
3	595.28	5129.70	11.60	3925.91	15.16

El paso 10 es calcular el amortiguamiento efectivo de cada aislador. En la Tabla V-12 se muestra el amortiguamiento efectivo de los aisladores, con un promedio de todos los aisladores de $\zeta_{ef} = 0.20$, amortiguamiento que se había definido como el deseado en la Tabla V-2.

Tabla V-12: Determinación del amortiguamiento efectivo

Aislador	α	μ	ζ_{hist}	ζ_v	ζ_{ef}
Grupo					
1	0.11	21.69	0.16	0.05	0.21
2	0.11	30.40	0.13	0.05	0.18
3	0.11	25.87	0.15	0.05	0.20

El último paso es determinar los esfuerzos en las placas de acero para obtener el espesor de las placas. En la Tabla V-13 se determina los esfuerzos y espesores de las placas de acero, y como ya se había mencionado, los espesores de las capas de acero suelen ser muy pequeños, pero es preferible utilizar espesores de 0.2 cm.

Tabla V-13: Esfuerzos en placas de acero

Aislador	W_{max}	t_r	A_b	σ_c	t_s
Grupo	tonf	cm	cm²	tonf/cm²	cm
1	392.87	0.8	9390.22	0.0418	0.028
2	759.90	0.8	13160.13	0.0577	0.038
3	595.28	0.8	11196.64	0.0532	0.035

A manera de resumen, el diseño de los aisladores se muestra en la Tabla V-14, y en la Tabla V-15 se presentan los parámetros necesarios para definir el aislador tipo Link Rubber Isolator en el programa SAP2000.

Tabla V-14: Diseño final de los aisladores

Aislador Grupo	D_{ext} cm	D_{int} cm	t_r cm	T_r cm
1	110	12	0.8	43.97
2	130	12	0.8	43.97
3	120	12	0.8	43.97

Aislador Grupo	$(k)_{ef}$ tonf/cm	$(k)_e$ tonf/cm	$(k)_p$ tonf/cm	ζ_{ef}
1	1.48	9.79	1.08	0.21
2	1.91	13.72	1.51	0.18
3	1.69	11.68	1.28	0.20

Tabla V-15: Propiedades para definir el aislador ALNP en SAP2000

Aislador Grupo	$(k)_{ef}$ tonf/cm	ζ_{ef}	$(k)_e$ tonf/cm	F_y tonf	α	$(k)_{vh}$ tonf/cm
1	1.48	0.21	9.79	10.37	0.11	3879.21
2	1.91	0.18	13.72	10.37	0.11	8281.72
3	1.69	0.20	11.68	10.37	0.11	5771.23

V.9.5 Modos de vibración de la estructura con ALNP

El primer modo corresponde en la dirección X con un periodo de $T_1 = 4.09 \text{ seg}$, el segundo modo es en la dirección Y con un periodo de $T_2 = 3.94 \text{ seg}$, y el tercer modo es torsional, con un periodo de $T_3 = 3.46 \text{ seg}$. La Tabla V-16 muestra los primeros 35 modos de vibración, número con el cual alcanza el 90% de la participación de la masa en el sentido vertical. Se aprecia que los primeros 3 modos tienen casi el 100% de la

participación de la masa en el sentido X, Y y rotación. También se detalla que al ser la estructura flexible, el cuarto, quinto y sexto modo tienen un periodo considerable.

Tabla V-16: Detalle de los modos y factores de participación modal del modelo con ALNP.

Modo	Periodo Seg	Factor	Factor	Factor	Factor	Suma	Suma	Suma	Suma
		Partic. UX	Partic. UY	Partic. UZ	Partic. RZ	F. Part. UX	F. Part. UY	F. Part. UZ	F. Part. RZ
1	4.094	0.9898	0.0000	0.0000	0.272	0.990	0.000	0.000	0.272
2	3.942	0.0000	0.9933	0.0000	0.552	0.990	0.993	0.000	0.824
3	3.469	0.0000	0.0001	0.0000	0.169	0.990	0.993	0.000	0.993
4	0.992	0.0093	0.0000	0.0000	0.003	0.999	0.993	0.000	0.995
5	0.904	0.0000	0.0065	0.0000	0.004	0.999	1.000	0.000	0.999
6	0.705	0.0000	0.0000	0.0000	0.001	0.999	1.000	0.000	1.000
7	0.481	0.0007	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
8	0.303	0.0001	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
9	0.301	0.0000	0.0001	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
10	0.245	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
11	0.208	0.0000	0.0000	0.0001	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
12	0.192	0.0000	0.0000	0.7304	0.000	1.000	1.000	0.731	1.000
13	0.172	0.0000	0.0000	0.0018	0.000	1.000	1.000	0.732	1.000
14	0.164	0.0000	0.0000	0.0001	0.000	1.000	1.000	0.732	1.000
15	0.152	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.732	1.000
16	0.151	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.732	1.000
17	0.147	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.732	1.000
18	0.140	0.0000	0.0000	0.0224	0.000	1.000	1.000	0.755	1.000
19	0.128	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.755	1.000
20	0.124	0.0000	0.0000	0.0005	0.000	1.000	1.000	0.755	1.000
21	0.120	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.755	1.000
22	0.118	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.755	1.000
23	0.109	0.0000	0.0000	0.0102	0.000	1.000	1.000	0.766	1.000
24	0.108	0.0000	0.0000	0.0475	0.000	1.000	1.000	0.813	1.000
25	0.104	0.0000	0.0000	0.0017	0.000	1.000	1.000	0.815	1.000
26	0.103	0.0000	0.0000	0.0015	0.000	1.000	1.000	0.816	1.000
27	0.101	0.0000	0.0000	0.0430	0.000	1.000	1.000	0.859	1.000

Modo	Periodo	Factor	Factor	Factor	Factor	Suma	Suma	Suma	Suma
		Partic.	Partic.	Partic.	Partic.	F. Part.	F. Part.	F. Part.	F. Part.
	Seg	UX	UY	UZ	RZ	UX	UY	UZ	RZ
28	0.095	0.0000	0.0000	0.0001	0.000	1.000	1.000	0.859	1.000
29	0.092	0.0000	0.0000	0.0012	0.000	1.000	1.000	0.861	1.000
30	0.091	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.861	1.000
31	0.090	0.0000	0.0000	0.0186	0.000	1.000	1.000	0.879	1.000
32	0.088	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.879	1.000
33	0.078	0.0000	0.0000	0.0021	0.000	1.000	1.000	0.881	1.000
34	0.075	0.0000	0.0000	0.0325	0.000	1.000	1.000	0.914	1.000
35	0.074	0.0000	0.0000	0.0002	0.000	1.000	1.000	0.914	1.000

La Figura V-11 muestra los 3 principales modos de la estructura, en la que se puede apreciar que la súper estructura se comporta casi como un bloque rígido, quien sufre toda la deformación son los aisladores. Sin embargo, existe una pequeña deriva en la superestructura, más visible son el periodo 1 correspondiente a X, es por ello la decisión de haber asignado un amortiguamiento modal del 0.5% para los primeros 3 modos que corresponden a modos aislados, y 5% al resto de los modos, pertenecientes a modos de la superestructura.

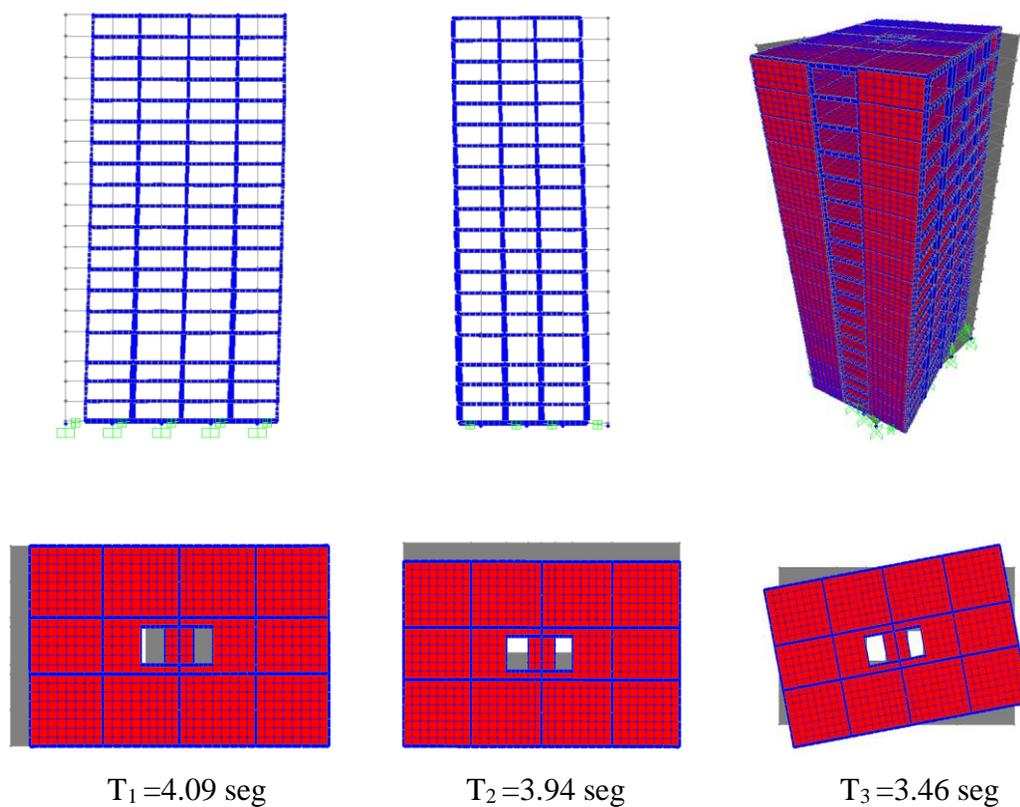


Figura V-11: Primeros tres modos de vibrar de la estructura con base aislada con aisladores ALNP.

V.9.6 Respuesta de los aisladores ALNP

En esta sección se presentaran las respuestas máximas de todos los aisladores ALNP y la respuesta a través del tiempo de tres aisladores característicos del edificio. Los aisladores representativos serán los apoyos 1 correspondiente al grupo uno, el apoyo 11 perteneciente al grupo 3 y el apoyo 16 del grupo 2. En la Figura V-3 se muestra la numeración de los apoyos.

V.9.6.1 Cargas máximas de aisladores ALNP

En la Figura V-12 se presentan las cargas máximas y mínimas de los aisladores producidas a través del tiempo. Se aprecia una situación crítica en los aisladores 1, 6 y 28 (ver Figura V-3 para ver numeración de apoyos) puesto que presentan levantamiento de hasta *200 tonf*. Este efecto se da pues son los aisladores que se encuentran en las esquinas.

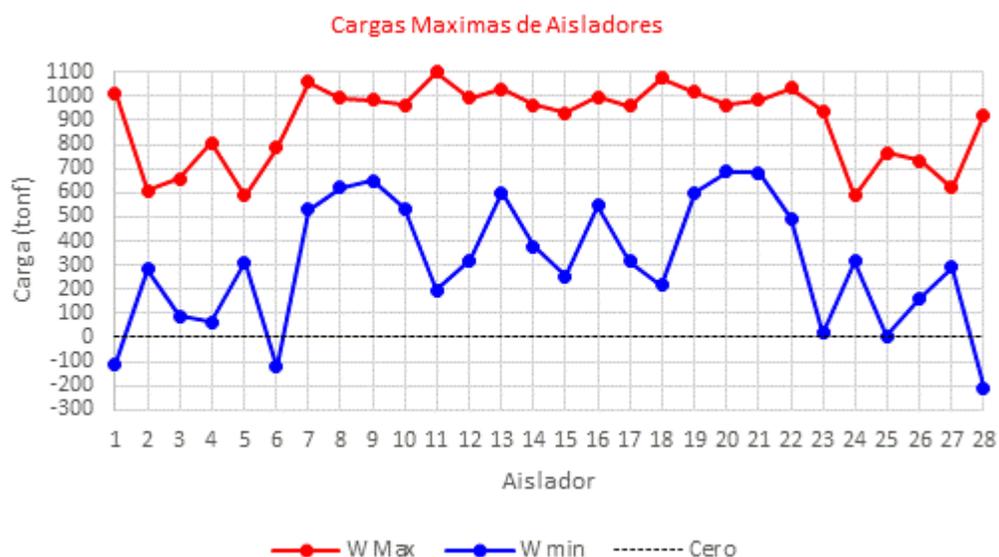


Figura V-12: Cargas máximas y mínimas de los aisladores ALNP.

V.9.6.2 Carga axial de aisladores ALNP a través del tiempo

A continuación se presenta la carga axial a través del tiempo de los 3 aisladores representativos de cada grupo. En la Figura V-13 se muestra el levantamiento que sufre el aislador uno con una carga axial de *110 tonf* mientras que los otros dos aisladores no sufren levantamiento. El aislador 16 correspondiente al grupo 3 se aprecia que su carga axial es muy estable debido a que se encuentra al centro del edificio, con una

diferencia de *447 tonf* entre su carga axial máxima y mínima, a diferencia del aislador 11 que sufre una variación de hasta *900 tonf*.

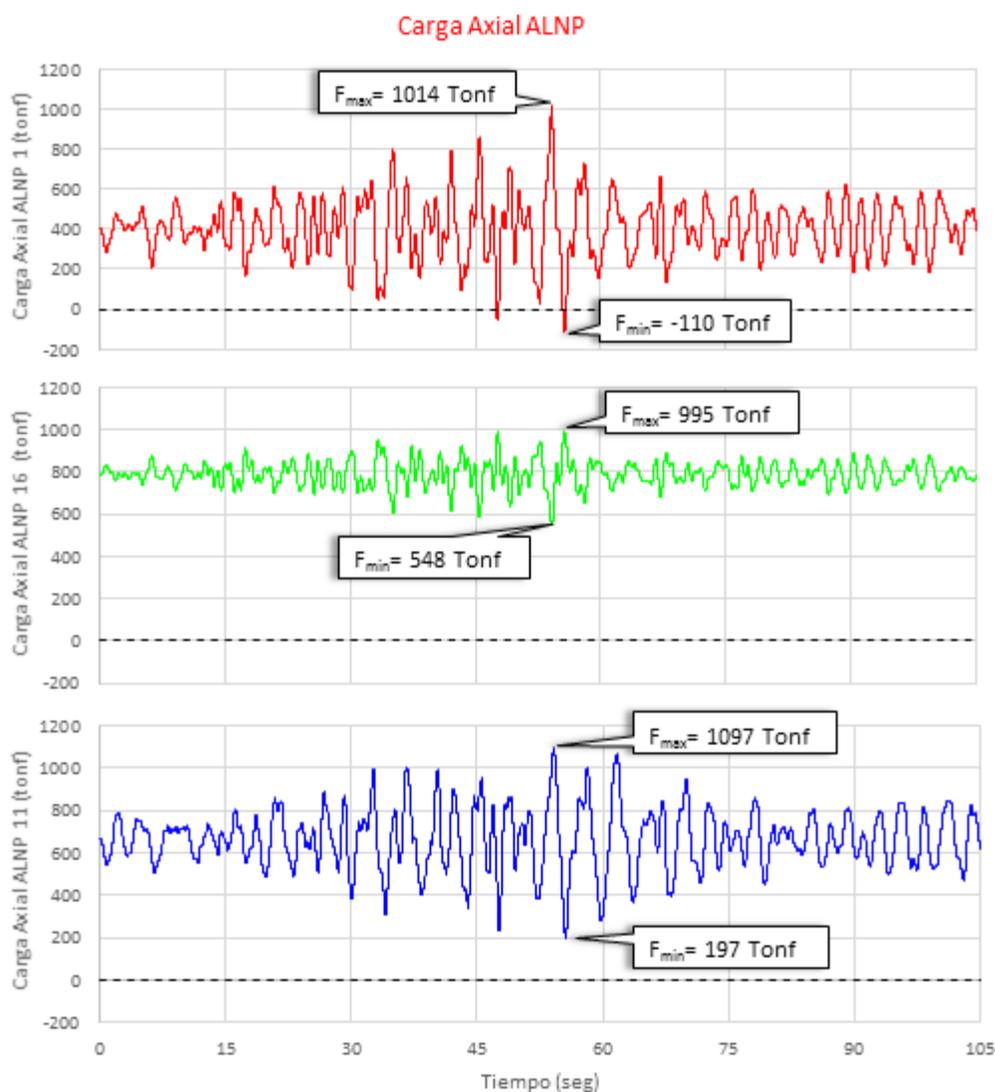


Figura V-13: Carga axial a través del tiempo de ALNP.

V.9.6.3 Relación Fuerza vs Deformación de ALNP

En la Figura V-14 se muestra la relación Fuerza vs Deformación en el sentido X e Y de los aisladores en estudio, en la que se aprecia la misma deformación de *17.8 cm*

para el sentido X y una deformación de 23 cm para el sentido Y. La variación se produce en las fuerzas máximas de corte, las cuales van de 28 tonf a 35 tonf en el sentido X y de 34 tonf a 44 tonf en el sentido Y.

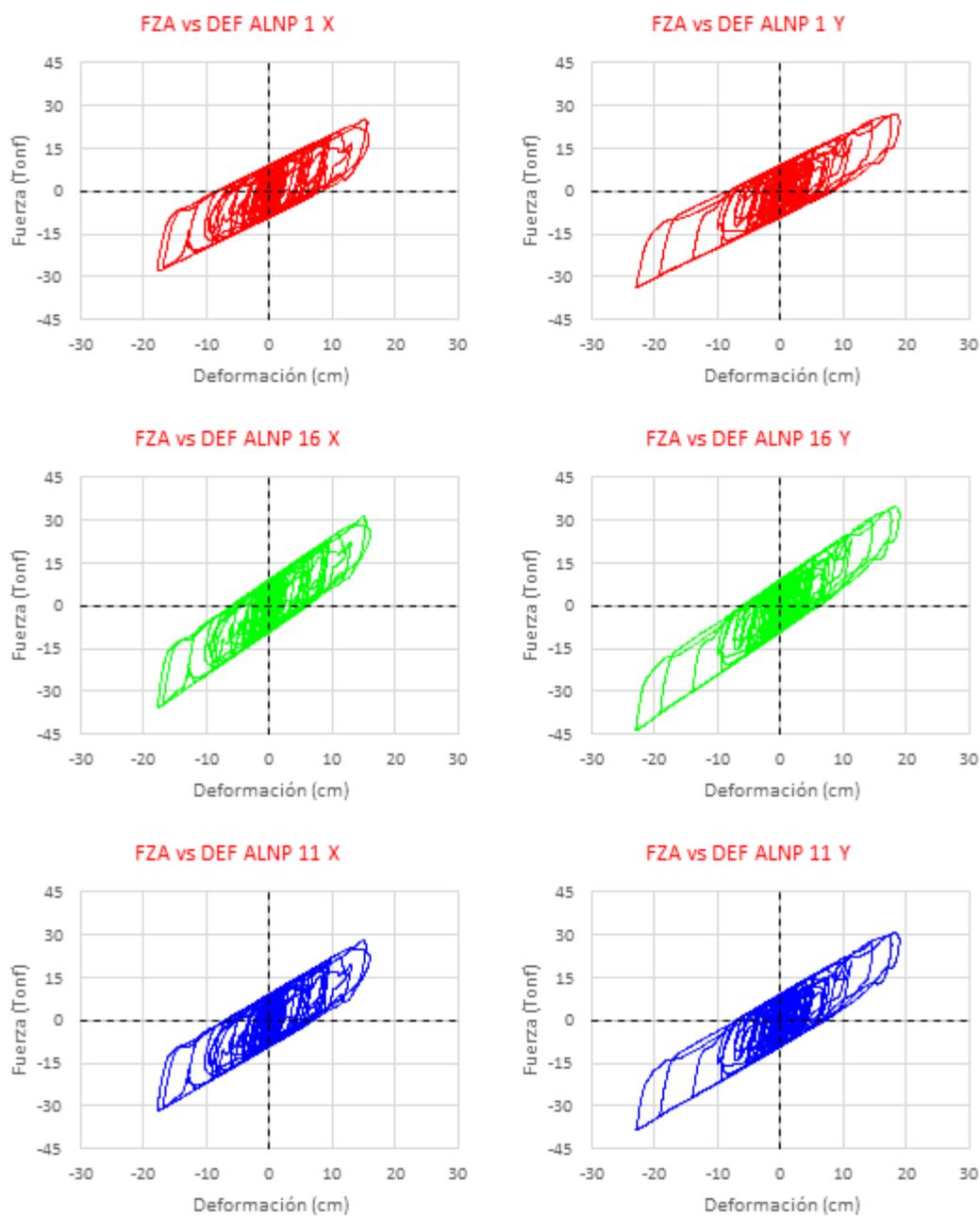


Figura V-14: Relación Fuerza vs Deformación de aisladores ALNP.

V.10 Definición del sistema aislado con Apoyo Deslizante (AD)

Los aisladores deslizantes consisten en dos superficies en contacto: la primera es un material suave, usualmente PTFE, que se desliza sobre una segunda de material rígido (normalmente acero inoxidable). El polímero PTFE (politetrafluoretileno) tiene propiedades que lo hacen atractivo para su uso en sistemas de aislamiento debido fundamentalmente a su bajo coeficiente de fricción, su impermeabilidad y que además bajo temperaturas extremas no se modifican sus propiedades mecánicas. Las superficies rígidas deben ser de materiales inoxidables con buena resistencia a la corrosión y con rugosidad no mayor que $0.8 \mu\text{m}$.

Desde el punto de vista sísmico, los sistemas de aislamiento deslizante tienen como principal objetivo el desacoplar el movimiento lateral de una estructura del movimiento de su cimentación, mediante la colocación de un dispositivo entre ambos que permita el deslizamiento.

En este estudio se analizó el aislador deslizante llamado péndulo de fricción, el cual consiste en una superficie cóncava de acero anclada a la cimentación sobre la cual se desliza la estructura, lo que implica que ésta se mueve verticalmente al desplazarse lateralmente. La Figura V-15 detalla de forma esquemática un aislador de péndulo de fricción. Por la geometría del aislador, el periodo no depende de la carga vertical aplicada y su rigidez es directamente proporcional a la carga lo que hace que la torsión provocada por concentraciones de masa en la estructura disminuyan en el nivel de aislamiento. El sistema combina en un solo elemento la flexibilidad y disipación de energía que caracterizan a un sistema de aislamiento, en un elemento compacto de acero. Cuando el apoyo se activa durante un sismo, el dispositivo se mueve sobre una

superficie cóncava, originando que la estructura de soporte experimente pequeños movimientos semejantes a los de un péndulo. La fuerza de fricción dinámica que se genera durante el movimiento proporciona el amortiguamiento necesario para absorber la energía del sismo. Su comportamiento histerético corresponde al de un material rígido cuando no se ha vencido la fuerza de fricción y proporcional a la rigidez lateral cuando la demanda de fuerza lateral supera la fuerza de fricción del dispositivo. Estos aisladores deslizantes (AD) son dispositivos que deslizan una vez que la fuerza de fricción entre las dos superficies es excedida, es así que el comportamiento lateral de estos aisladores AD queda regido por la fricción entre la estructura y los balines de soporte. Una vez superada la fuerza de fricción estática, el movimiento de la estructura corresponde al equilibrio dinámico bajo las acciones sísmicas con la fuerza de fricción dinámica que se produce entre las superficies en contacto. Cuando existe buena lubricación entre la superficie de la placa de acero y los balines, se logra que la fuerza de fricción sea despreciable y que el aislamiento sea más efectivo.

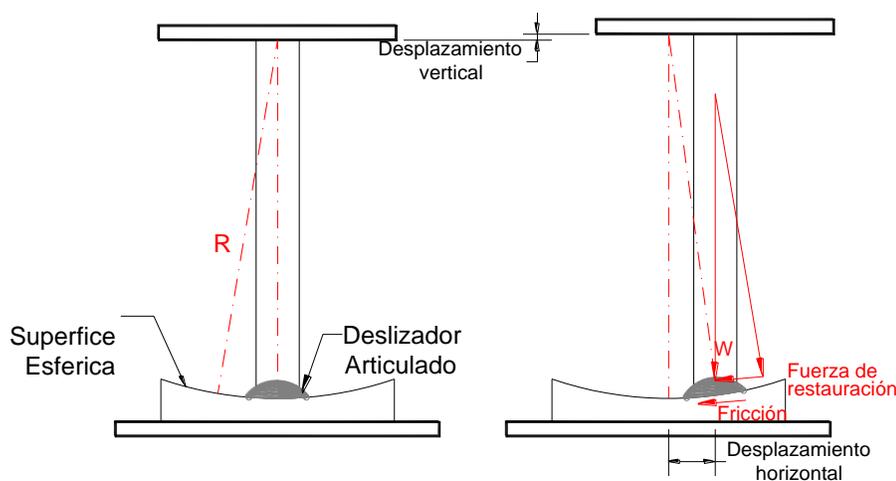


Figura V-15: Esquema y funcionamiento de un AD de péndulo friccional.

V.10.1 Propiedades en placas PTFE

Los valores admisibles de esfuerzos de compresión en la zona de contacto de placas de PTFE se muestran en la Tabla V-17. Los coeficientes de fricción entre las superficies de contacto cuando se utilizan placas de PTFE pueden determinarse como función del valor medio del esfuerzo en compresión en condiciones de servicio, como se muestra en la Tabla V-18. Para valores intermedios de los esfuerzos ahí señalados, puede interpolarse linealmente.

Tabla V-17: Esfuerzos admisibles de contacto en placas PTFE.

Material	Cargas de servicio		Cargas sísmicas
	Esfuerzo promedio	Esfuerzo en el perímetro	Esfuerzo promedio
	Mpa (kgf/cm ²)	Mpa (kgf/cm ²)	Mpa (kgf/cm ²)
PTFE virgen	24 (244.5)	34 (346.4)	41 (417.7)
PTFE reforzado	24 (244.5)	34 (346.4)	41 (417.7)
Malla de PTFE	24 (244.5)	69 (703)	41 (417.7)

Tabla V-18: Coeficientes de fricción en placas d PTFE.

Tipo de superficie	Temperatura °C	Esfuerzo promedio de compresión Mpa (kg/cm ²)			
		3.5 (35.6)	6.9 (70.3)	13.8 (140.6)	20.7 (210.9)
Placa PTFE lubricada y con agujeros	20	0.04	0.03	0.025	0.02
	-25	0.06	0.045	0.04	0.03
Placa PTFE virgen	20	0.08	0.07	0.05	0.03
	-25	0.2	0.18	0.13	0.1
Placa PTFE reforzada	20	0.24	0.17	0.09	0.06
	-25	0.44	0.32	0.25	0.2
Malla de PTFE	20	0.08	0.07	0.06	0.045

V.10.2 Definición de las propiedades de AD

Las propiedades de los aisladores deslizantes deben determinarse considerando todas las variables que influyen en su comportamiento inicial y en su durabilidad, tales como la magnitud de la carga axial aplicada, la temperatura ambiente y la velocidad de aplicación de la carga, entre otras. La respuesta fuerza lateral – desplazamiento de un AD puede ser idealizada como se muestra en la Figura V-16 con una histéresis bilineal.

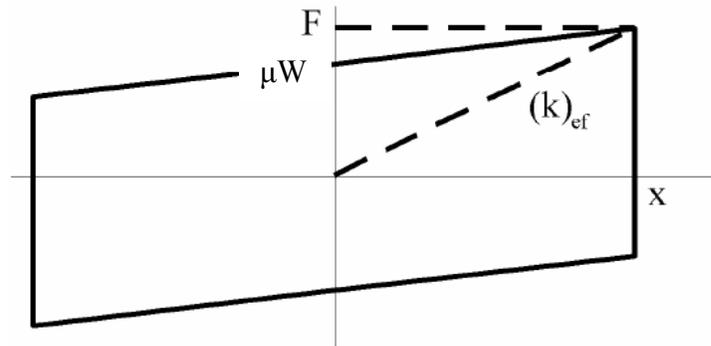


Figura V-16: Comportamiento histerético de un aislador deslizante con superficie esférica.

La fuerza lateral F que se desarrolla en un aislador deslizante se calcula con la ecuación

5.52

$$F = \frac{N}{R}x + \mu_f N \quad (5.52)$$

Donde

- x es el desplazamiento horizontal del aislador
 R es el radio de curvatura del aislador
 μ_f es el coeficiente de fricción del aislador
 N Es la fuerza normal actuando sobre el aislador

El primer término de la ecuación 5.52 corresponde a la fuerza restitutiva proporcionada por el aislador con radio de curvatura R . El segundo término de la ecuación anterior corresponde a la fuerza de fricción en la superficie de deslizamiento.

Al desplazarse lateralmente la estructura, el desplazamiento vertical correspondiente puede calcularse de forma aproximada con la ecuación 5.53.

$$y \approx \frac{x^2}{2R} \quad (5.53)$$

Donde

y es el desplazamiento vertical de la estructura

El periodo de vibrar T_d se determina con la ecuación 5.54, y a partir de ésta se calcula el radio de curvatura R con la ecuación 5.55 dado un periodo objetivo.

$$T_d = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (5.54)$$

$$R = \frac{T_d^2 g}{4\pi^2} \quad (5.55)$$

La rigidez lateral elástica se define en la ecuación 5.56, y la rigidez lateral de postfluencia se obtiene con la ecuación 5.57. El desplazamiento de fluencia x_y se obtiene de los catálogos del fabricante.

$$(k)_{led} = \frac{\mu N}{x_y} \quad (5.56)$$

$$(k)_{lpd} = \frac{N}{R} \quad (5.57)$$

En estos sistemas de aislamiento se debe limitar el desplazamiento máximo horizontal de la estructura a 1/5 del radio de la superficie esférica como lo indica la ecuación 5.58

$$x_{max} < \frac{1}{5}R \quad (5.58)$$

Al relacionar la fuerza F de la ecuación 5.52 con el desplazamiento de diseño x_{max} se obtiene la rigidez efectiva expresada en la ecuación 5.59.

$$(k)_{efd} = N \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_f}{x_{max}} \right) \quad (5.59)$$

El desplazamiento máximo x_{max} es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados del desplazamiento en X y Y.

$$x_{max} = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (5.60)$$

La ecuación 5.59 corresponde a la obtención de la rigidez efectiva para un análisis modal espectral en donde el segundo término es el que aporta el amortiguamiento, sin embargo, para un análisis paso a paso la rigidez efectiva se obtiene con la ecuación 5.61, en donde solo interviene el primer término de la ecuación 5.59 y el amortiguamiento se da a través de la histéresis.

$$(k)_{efd} = \frac{N}{R} \quad (5.61)$$

Al igual que los aisladores ALNP, el amortiguamiento efectivo para una demanda de desplazamiento x_{max} se puede estimar con el método del área de la curva de histéresis obteniendo la ecuación 5.62

$$(\zeta)_{efd} = \frac{2\mu_f R}{\pi(\mu_f R + x_{max})} \quad (5.62)$$

La rigidez vertical del aislador $(k)_{vd}$ se determina de acuerdo a la ecuación 5.63, en ella se detalla la rigidez vertical en función de la altura del aislador H , el módulo de elasticidad del acero E , el área del péndulo A_{PF} que se determina de acuerdo a la ecuación 5.64 y un coeficiente α que depende del material del péndulo, que para péndulos de acero revestidos de teflón es 0.5.

$$(k)_{vd} = \frac{\alpha E A_{PF}}{H} \quad (5.63)$$

$$A_{PF} = \frac{N}{\sigma_{adm}} \quad (5.64)$$

El esfuerzo admisible σ_{adm} empleado en la ecuación 5.64 proviene de la Tabla V-17.

La frecuencia vertical f_v de los aisladores se determina de igual manera que el aislador ALNP determinado con la ecuación 5.34 y su condición de diseño se mantiene y debe ser mayor que 10 Hz.

El diámetro del péndulo se determina a partir del área calculada en la ecuación 5.64 dando origen a la ecuación 5.65.

$$D_{PF} = \sqrt{\frac{4A_{PF}}{\pi}} \quad (5.65)$$

V.10.3 Procedimiento de diseño para los apoyos deslizantes (AD)

En esta sección se presenta un procedimiento de diseño para los AD, derivado de la teoría presentada en la sección anterior. Este procedimiento produce el diseño completo del dispositivo, el cual a diferencia del procedimiento de diseño de los ALNP, este proceso es más sencillo por las pocas variables derivadas de la geometría del aislador deslizante.

Los datos que se deben conocer para comenzar con el diseño son:

- a) N Fuerza normal actuando sobre el aislador
- b) μ Coeficiente de fricción
- c) T_D Período objetivo de diseño

V.10.3.1 Paso 1. Determinación del radio de curvatura de AD

Dado un período de diseño T_D se calcula el radio de curvatura R con la ecuación 5.55.

V.10.3.2 Paso 2. Determinación de la rigidez efectiva de AD

Se procede al cálculo de la rigidez efectiva $(k)_{efd}$ de acuerdo a la ecuación 5.61.

V.10.3.3 Paso 3. Determinación del desplazamiento máximo de AD

Ya una vez calculado el radio de curvatura R y la rigidez efectiva $(k)_{efd}$ se procede a determinar el desplazamiento máximo x_{max} y se verifica que cumpla con la condición de la ecuación 5.58.

V.10.3.4 Paso 4. Determinación de los parámetros faltantes

Con el radio de curvatura R , la rigidez efectiva $(k)_{efd}$ y el desplazamiento máximo x_{max} se procede a la determinación de los parámetros faltantes, los cuales son:

- a) Rigidez elástica $(k)_{led}$ con la ecuación 5.56
- b) Rigidez postfluencia $(k)_{lpd}$ con la ecuación 5.57
- c) Rigidez vertical $(k)_{vd}$ con la expresión 5.63
- d) Frecuencia vertical f_v con la ecuación 5.34
- e) Amortiguamiento efectivo $(\zeta)_{efd}$ determinado en la ecuación 5.62
- f) Fuerza lateral F de la ecuación 5.52
- g) Diámetro del péndulo friccional D_{PF} con la ecuación 5.65

V.10.4 Diseño final de AD

Siguiendo el procedimiento de diseño antes mencionado, se llegó al diseño final. Al igual que el diseño de los ALNP, se manejaron los mismos 3 grupos de aisladores por su diferencia en la carga axial actuante en ellos.

Del resultado del procedimiento de diseño se obtuvo un período de $T = 4.76 \text{ seg}$, correspondiente a 2.51 veces el periodo de la estructura con base rígida. En la Tabla V-19 se presentan los resultados de los pasos 1, 2 y 3 del procedimiento de diseño. En la Tabla V-20 se exponen los resultados de los parámetros obtenidos a partir del paso 4 del procedimiento de diseño para AD, para la determinación de la rigidez vertical se manejó una altura del péndulo friccional de 50 cm.

Tabla V-19: Parámetros de diseño de AD definidos en los pasos 1, 2 y 3.

Aislador	T	R	N	(k)_{lpd}	x_{max}	μ	(k)_{efd}
Grupo	seg	cm	tonf	tonf/cm	cm		tonf/cm
1	4.76	561	421.9	0.75	18.29	0.04	0.75
2	4.76	561	821.3	1.46	18.29	0.04	1.46
3	4.76	561	643.9	1.15	18.29	0.04	1.15

Tabla V-20: Parámetros de diseño de AD definidos en el paso 4.

Aislador	(k)_{led}	(k)_{vd}	F_v	ζ_{efd}	F	D_{PF}
Grupo	tonf/cm	tonf/cm	Hz		tonf	cm
1	337.5	40965.3	49.12	0.35	30.5	50
2	515.1	79739.7	49.12	0.35	59.4	70
3	657.0	62516.2	49.12	0.35	46.6	60

Aplicando la ecuación 5.53 se obtiene un desplazamiento vertical de $y \approx 0.185 \text{ cm}$ que sufren los aisladores debido al desplazamiento horizontal.

Para modelar el comportamiento no lineal del AD en SAP2000 es necesario definir tres parámetros adicionales: primero, el coeficiente de fricción para velocidad rápida μ_{fast} , el cual es igual al ya utilizado μ para definir los parámetros de diseño, segundo: el coeficiente de fricción lenta μ_{slow} , este será dos terceras partes del utilizado para la velocidad rápida; $\mu_{slow} = 3/4 \mu_{fast} = 0.03$, y el tercero, el parámetro r conocido como la inversa de la velocidad, en este caso se utilizó $r = 0.20 \text{ seg/cm}$, estos parámetros pueden ser obtenidos de ensayos de carga sobre los AD reales o por catálogos suministrados por el fabricante. En la Tabla V-21 se presentan los parámetros de entrada necesarios para la definición del elemento tipo link Friction Isolator correspondiente a un aislador friccional en SAP2000.

Tabla V-21: Propiedades para definir el aislador AD en SAP2000.

Aislador	(k) _{efd}	ζ _{efd}	(k) _{led}	μ _{slow}	μ _{fast}	r	R
Grupo	tonf/cm		tonf/cm			seg/cm	cm
1	0.75	0.35	337.5	0.03	0.04	0.2	561
2	1.46	0.35	657.0	0.03	0.04	0.2	561
3	1.15	0.35	515.1	0.03	0.04	0.2	561

V.10.5 Respuesta de la estructura con AD

V.10.5.1 Modos de vibración de la estructura con AD

El primer modo corresponde en la dirección X con un periodo de $T_1 = 4.76 \text{ seg}$, el segundo modo es en la dirección Y con un periodo de $T_2 = 4.60 \text{ seg}$, y el tercer modo es torsional, con un periodo de $T_3 = 4.27 \text{ seg}$. La Tabla V-21 muestra los primeros 22 modos de vibración, número con el cual alcanza el 80% de la participación de la masa

en el sentido vertical, y el 100% en el resto de los sentidos. En el modo número 54 se alcanza el 90% de la masa participante en el sentido vertical, y es hasta el modo 189 en que alcanza el 100%. Es este sistema AD se alcanza con mayor número de modos el 100% de la masa, mientras que el sistema de ALNP, con 35 modos se alcanzó el 90% de la masa participativa en todos los sentidos como se aprecia en la Tabla V-16, en este sistema AD se necesitan 54 modos. Se aprecia, al igual que el sistema con ALNP que los primeros 3 modos tienen casi el 100% de la participación de la masa en el sentido X, Y y rotación, los cuales pertenecen a modos aislados.

Tabla V-22: Detalle de los modos y factores de participación modal del modelo con AD.

Modo	Periodo Seg	Factor	Factor	Factor	Factor	Suma	Suma	Suma	Suma
		Partic. UX	Partic. UY	Partic. UZ	Partic. RZ	F. Part. UX	F. Part. UY	F. Part. UZ	F. Part. RZ
1	4.761	0.994	0.000	0.000	0.2698	0.9944	0.0000	0.0000	0.2698
2	4.605	0.000	0.997	0.000	0.5604	0.9944	0.9968	0.0000	0.8302
3	4.276	0.000	0.000	0.000	0.1665	0.9945	0.9971	0.0000	0.9967
4	1.021	0.005	0.000	0.000	0.0014	0.9996	0.9971	0.0000	0.9981
5	0.900	0.000	0.003	0.000	0.0016	0.9996	1.0000	0.0000	0.9996
6	0.703	0.000	0.000	0.000	0.0002	0.9996	1.0000	0.0000	0.9999
7	0.486	0.000	0.000	0.000	0.0001	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000
8	0.280	0.000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000
9	0.274	0.000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000
10	0.207	0.000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000
11	0.186	0.000	0.000	0.681	0.0000	1.0000	1.0000	0.6812	1.0000
12	0.162	0.000	0.000	0.001	0.0000	1.0000	1.0000	0.6821	1.0000
13	0.148	0.000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	1.0000	0.6821	1.0000
14	0.136	0.000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	1.0000	0.6821	1.0000
15	0.131	0.000	0.000	0.020	0.0000	1.0000	1.0000	0.7019	1.0000

Modo	Periodo	Factor	Factor	Factor	Factor	Suma	Suma	Suma	Suma
		Partic.	Partic.	Partic.	Partic.	F. Part.	F. Part.	F. Part.	F. Part.
	Seg	UX	UY	UZ	RZ	UX	UY	UZ	RZ
16	0.131	0.000	0.000	0.002	0.0000	1.0000	1.0000	0.7034	1.0000
17	0.118	0.000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	1.0000	0.7034	1.0000
18	0.116	0.000	0.000	0.001	0.0000	1.0000	1.0000	0.7040	1.0000
19	0.109	0.000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	1.0000	0.7044	1.0000
20	0.100	0.000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	1.0000	0.7045	1.0000
21	0.099	0.000	0.000	0.064	0.0000	1.0000	1.0000	0.7687	1.0000
22	0.098	0.000	0.000	0.067	0.0000	1.0000	1.0000	0.8353	1.0000

En la Figura V-17 se presentan los 3 principales modos de la estructura, en la que se puede apreciar que la súper estructura se comporta casi como un bloque rígido, llevándose toda la deformación los aisladores. Sin embargo, al igual que el sistema con ALNP existe una pequeña deriva en la superestructura, ratificando la decisión de haber asignado un amortiguamiento modal del 0.5% para los primeros 3 modos que corresponden a modos aislados, y 5% al resto de los modos, pertenecientes a modos de la superestructura.

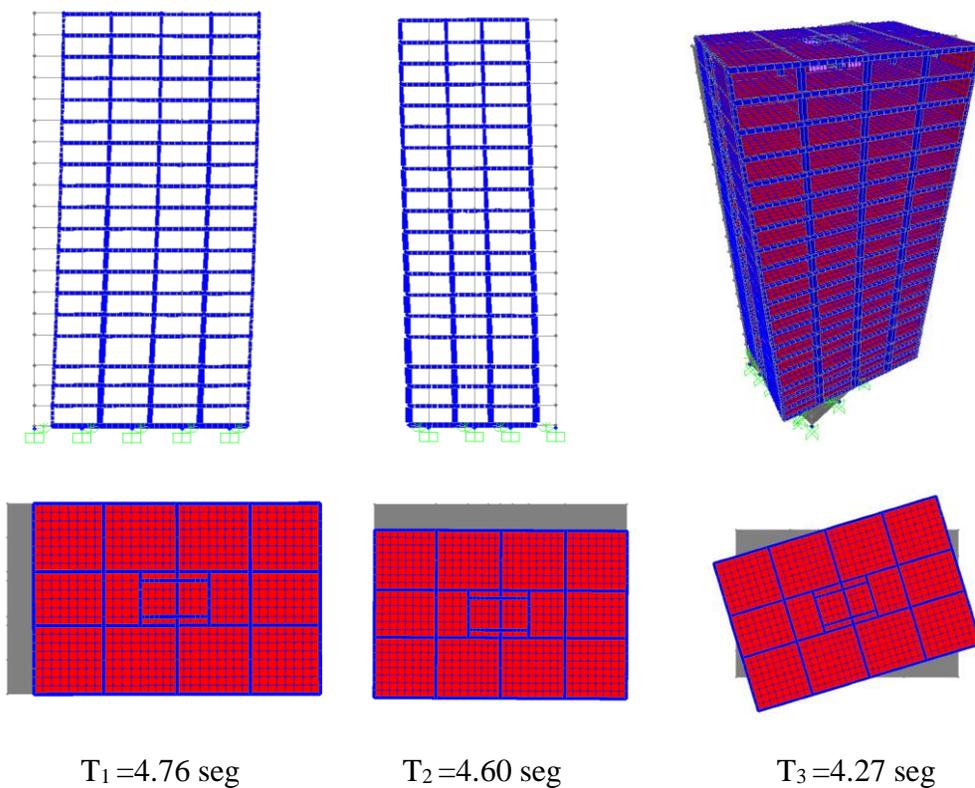


Figura V-17: Primeros tres modos de vibrar de la estructura con base aislada con aisladores AD.

V.10.5.2 Cargas máximas en aisladores AD

En la Figura V-18 se presentan las cargas máximas y mínimas de los aisladores producidas a través del tiempo. Se aprecia levantamiento que en algún momento durante el sismo existe levantamiento en los aisladores 1, 2, 3, 4, 6, 11, 12, 23, 25, 26 y 28 (ver Figura V-3 para ver numeración de apoyos).

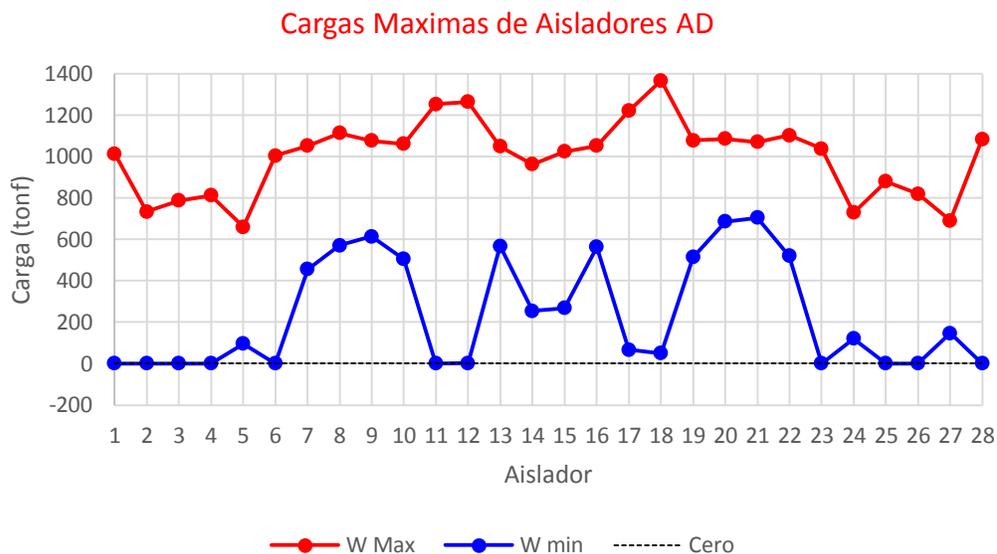


Figura V-18: Cargas máximas y mínimas de los aisladores AD.

V.10.5.3 Carga axial en aisladores AD a través del tiempo

A continuación se presenta la carga axial a través del tiempo de los 3 aisladores representativos de cada grupo. En la Figura V-19 se muestra el levantamiento que sufre el aislador uno en repetidas ocasiones, mientras que en el aislador 11 existe levantamiento en una ocasión y en el aislador 16 no sufre en ningún momento levantamiento. Sin duda el aislador que más sufre por el levantamiento es el aislador uno, ya que al tener nuevamente contacto con la superficie esférica se produce una carga grande, llegando a ser de *1015 tonf*, por el contrario, el aislador 16, al estar siempre en contacto con la superficie esférica, su comportamiento es muy parejo a lo largo del tiempo.

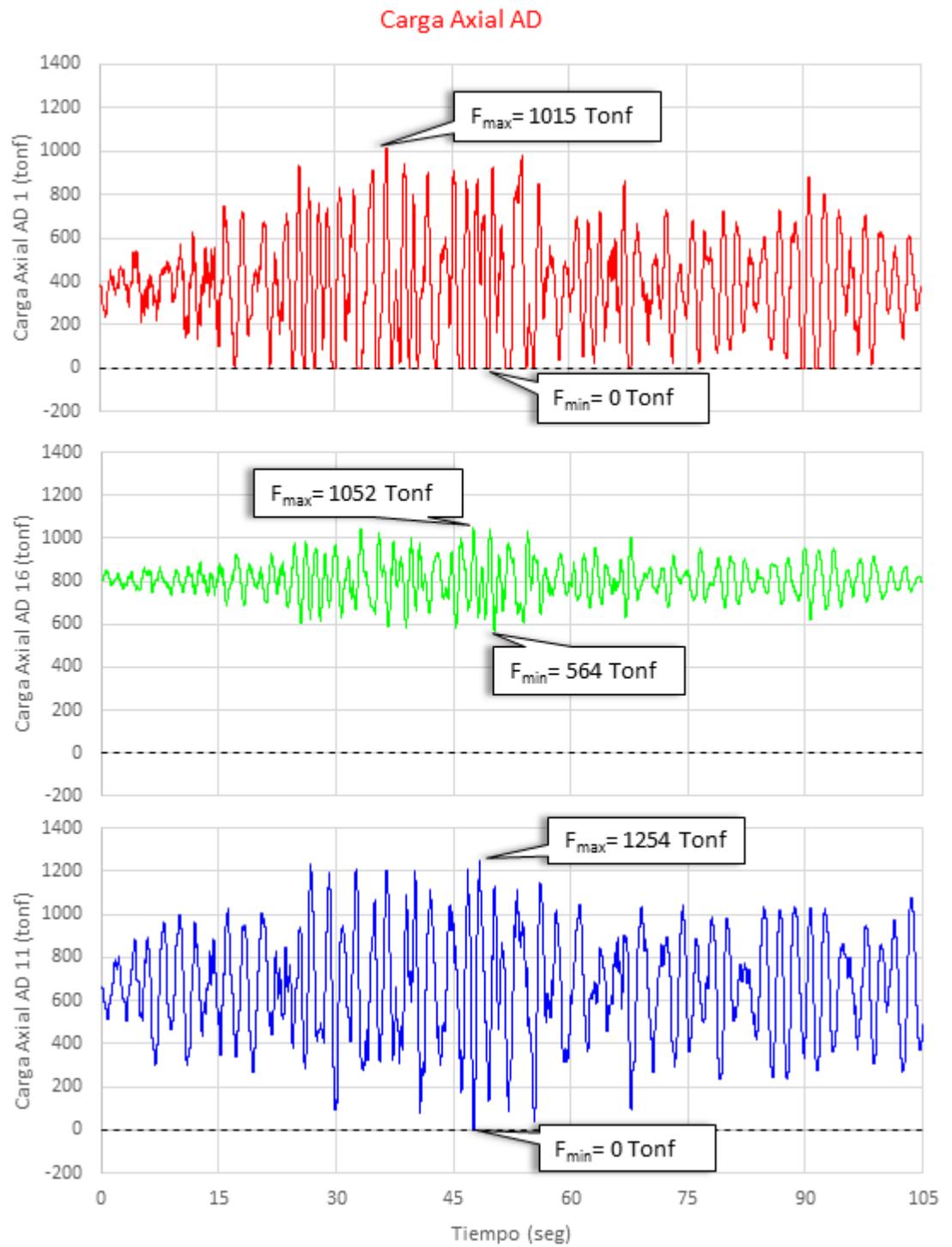


Figura V-19: Carga axial a través del tiempo de AD.

V.10.5.4 Relación Fuerza vs Desplazamiento de AD

En la Figura V-20 se presenta la relación Fuerza vs Desplazamiento en el sentido de los X e Y de los aisladores en estudio, en la que se aprecia que ocurre un levantamiento en el aislador 1 en el estudio del sentido Y, y un comportamiento ideal en el aislador 16 sobre el sentido X e Y, estando siempre en contacto con la superficie esférica.

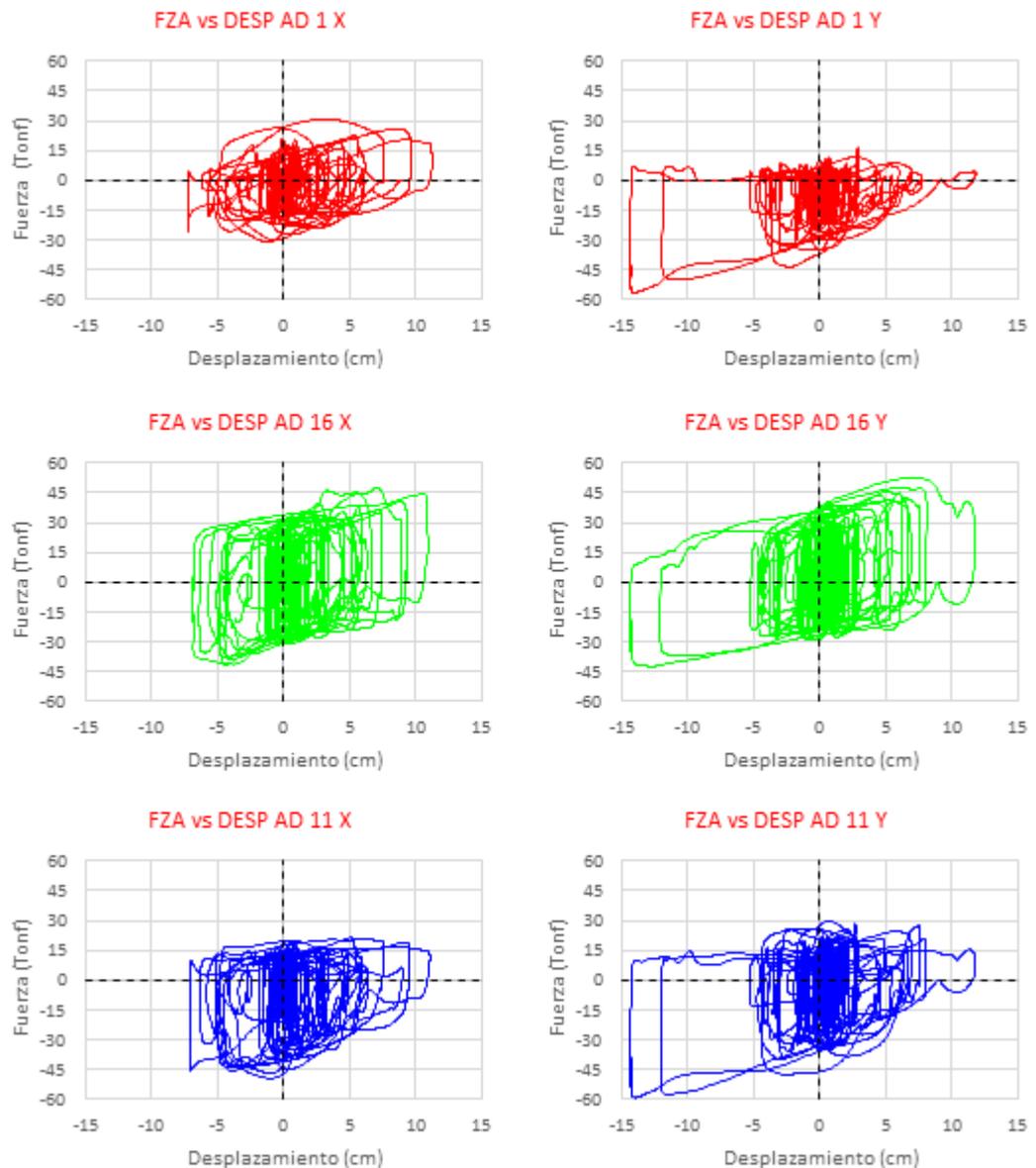


Figura V-20: Relación Fuerza vs Desplazamiento de AD.

V.11 Modelo con sistema de aislación en doble interface DI

En este capítulo se estudiara la respuesta del edificio con un sistema de aislamiento en doble interface dividiendo el edificio en dos bloques rígidos en altura. Este modelo nace con el objetivo de lograr un mejor comportamiento que el modelo de base aislada tanto con ALNP como con AD.

Como se estudió en los capítulos anteriores V-9 referente a los ALNP se tuvo problemas en cumplir el periodo deseado de al menos 2.5 veces el de base fija y en el caso del capítulo V-10 referente a los AD se tuvo el problema de levantamiento en 11 de 28 apoyos. Es por ello que surge la alternativa del estudio de la estructura con aislamiento a doble interface, colocando el aislamiento en la base y a la mitad de la altura del edificio como se aprecia en la Figura V-21.

El sistema de aislamiento utilizado en este estudio de doble interface será con aisladores AD por el hecho que no se tiene el problema de la fuerza de autocentrado y se puede flexibilizar la estructura en mayor medida. El procedimiento de diseño de los aisladores en este sistema de doble interface es el mismo ya especificado en la sección V.10.3.

La distribución de los aisladores en planta es la misma que se manejó con el aislamiento basal de ALNP y AD y su distribución se puede ver en la Figura V-3. Con esta doble interface, se logra flexibilizar la estructura en dos zonas, dándole un menor desplazamiento en la interface superior para no incrementar demasiado el efecto $P-\delta$ y en la base asignarle un mayor desplazamiento para lograr la flexibilidad necesaria para llevar a la estructura a un periodo de 3 veces el de base rígida.

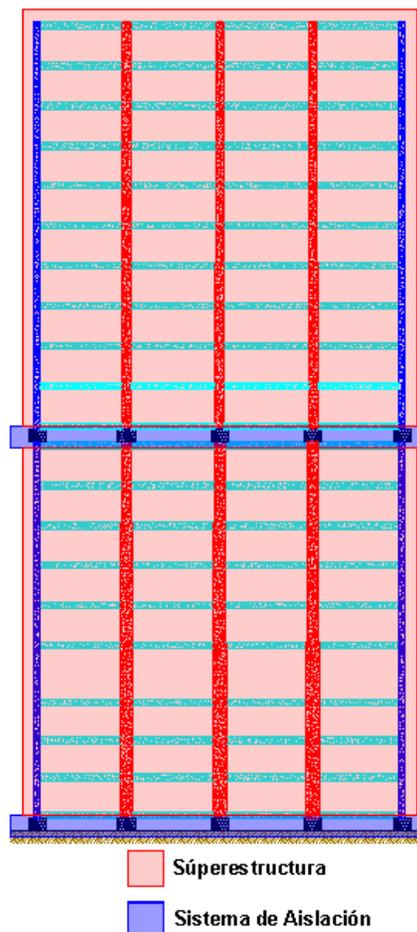


Figura V-21: Relación Fuerza vs Desplazamiento de AD.

La realización del edificio con doble interface requiere una doble losa rígida entre los niveles 6 y 7, altura en la que se colocó el sistema de aislamiento que se muestra en la Figura V-21.

V.11.1 Ubicación de aisladores del modelo de doble interface DI

De igual manera que los ALNP y AD, se formaron grupos de aisladores debido a la diferencia en las cargas axiales que ejercen sobre cada aislador. En la Figura V-22 se detalla la carga axial sobre cada aislador de cada interface, siendo los mismos 3 grupos

que se tenían definidos en la sección V.6 y que se puede ver en la Figura V-3. Se añadieron 3 grupos correspondiente a la interface intermedia representados de color amarillo el cuarto grupo conformado por los aisladores 29 a 34 y 51 a 56; el quinto grupo está conformado por los aisladores 35 a 41 y 44 a 50 representados en color magenta; y por último el grupo 6, asignado por el color gris y conformado por los aisladores 42 y 43. En la Figura V-23 se muestra la distribución en planta de los aisladores de la interface intermedia.

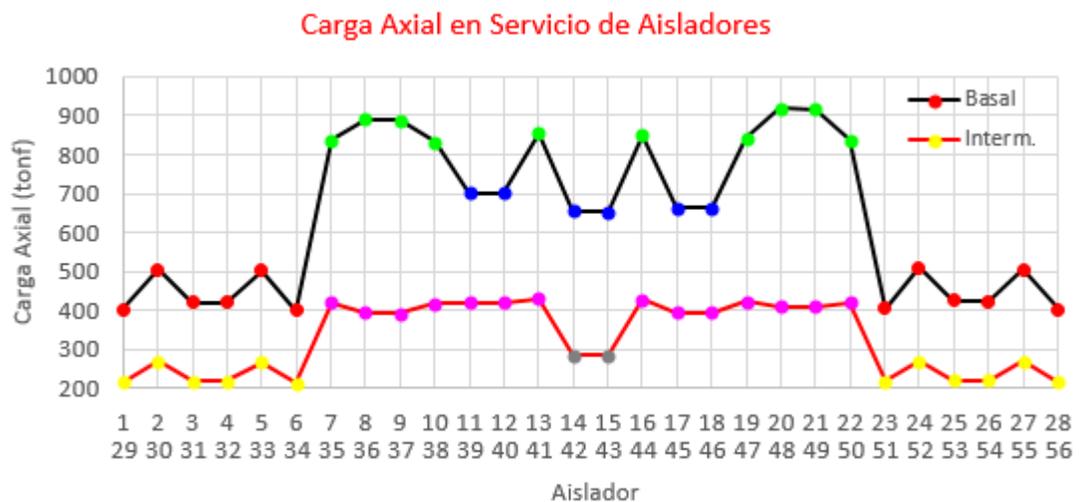


Figura V-22: Carga axial de servicio de cada aislador en las dos interfaces.

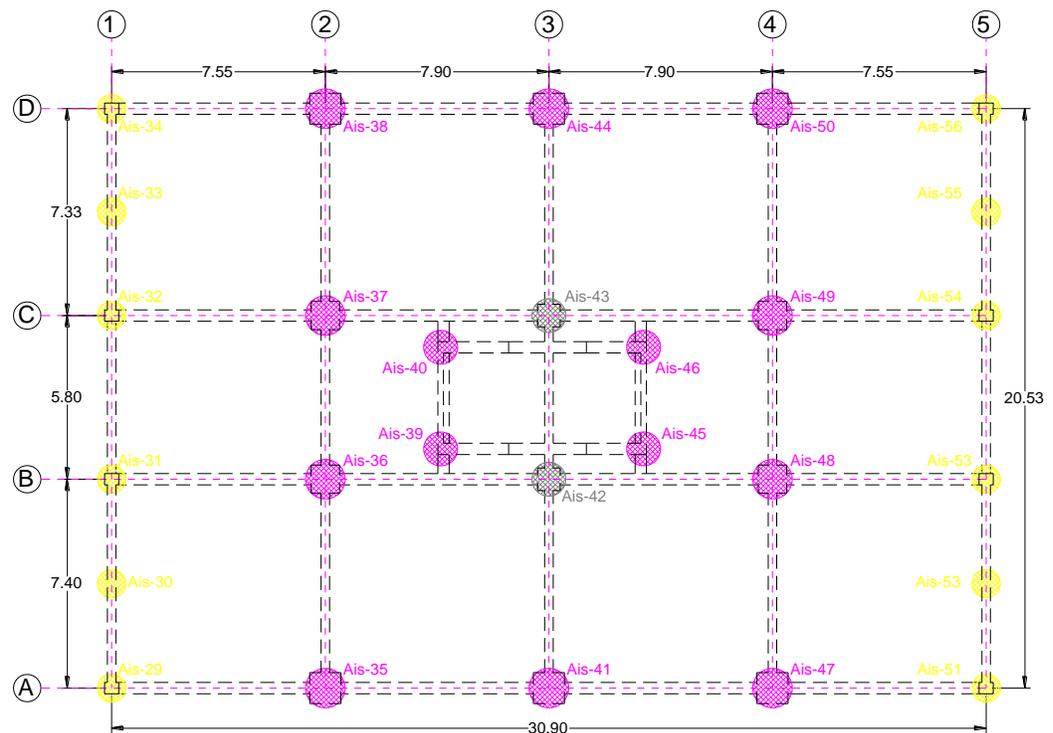


Figura V-23: Distribución en planta de los aisladores de la interfase intermedia en DI.

V.11.2 Modelo de aislamiento sísmico de doble interfase en SAP2000

A continuación se presenta en la Figura V-24 el modelo realizado en SAP2000 en una vista 3D, y en la Figura V-25 se muestra el modelo en elevación, en el que se observa la doble losa rígida en la fase intermedia.

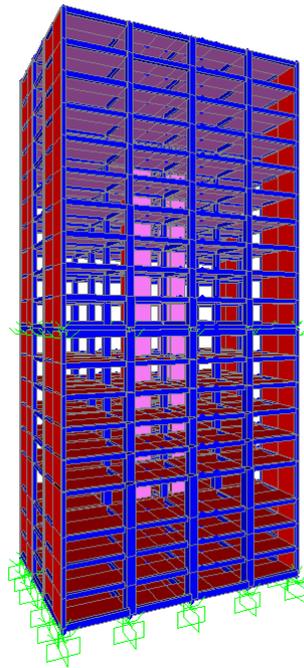


Figura V-24: Vista en 3D del modelo DI en SAP2000.

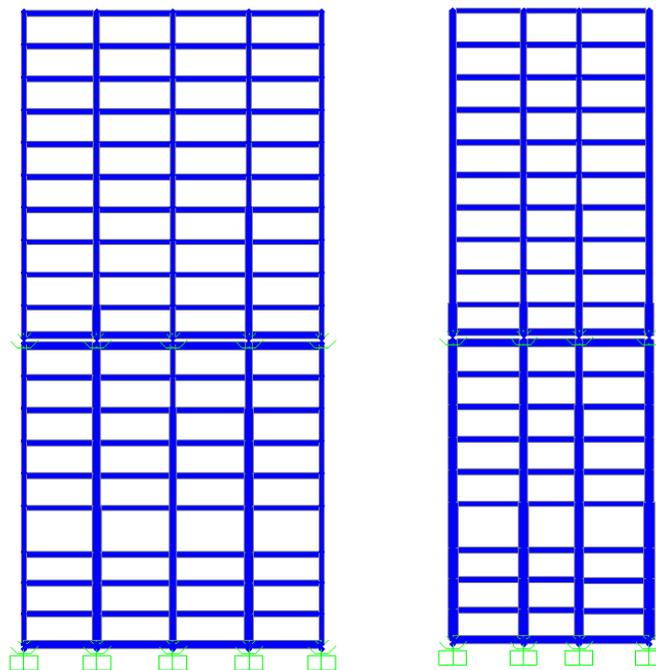


Figura V-25: Vista en elevación del modelo DI en SAP2000.

V.11.3 Amortiguamiento del modelo DI

Para el modelo de aislamiento de doble interface DI se tienen los primeros 6 modos correspondientes al aislamiento, siendo los primeros tres a un aislamiento puro comportándose como dos bloques rígidos por lo que su amortiguamiento crítico será nulo, los modos 4, 5 y 6 se produce una pequeña deformada por lo que se le asignó el 0.5% de amortiguamiento crítico a estos segundos 3 modos. El resto de los modos se le asignó un amortiguamiento del 5%.

V.11.4 Diseño final de aisladores de modelo de doble interface DI

Siguiendo el procedimiento de diseño de los aisladores indicados en la sección V.10.3 se obtuvo el diseño de los aisladores que se presenta a continuación en las siguientes Tablas de los seis grupos de aisladores antes expuestos del que se obtuvo un periodo fundamental de la estructura sobre el sentido X de $T = 5.52 \text{ seg}$, correspondiente a 2.92 veces el periodo de la estructura de base fija.

En la Tabla V-23 se exponen los resultados de los pasos 1, 2 y 3 del procedimiento de diseño, en la que se aprecia que se utilizó un radio de curvatura de $R = 438 \text{ cm}$ para la interface basal y un radio de curvatura de $R = 340 \text{ cm}$ para la interface intermedia. De esta manera se logró el periodo ya mencionado. En la Tabla V-24 se presentan los resultados del resto de los parámetros que definen el sistema de aisladores AD.

Tabla V-23: Parámetros de diseño de AD definidos en los pasos 1, 2 y 3 para el modelo DI.

Aislador Grupo	R cm	N tonf	(k)_{lpd} tonf/cm	x_{max} cm	μ	(k)_{efd} tonf/cm
1	438	443.5	1.01	15.22	0.04	1.01
2	438	866.4	1.98	15.22	0.04	1.98
3	438	672.8	1.53	15.22	0.04	1.53
4	340	234.9	0.69	9.44	0.04	0.69
5	340	415.0	1.22	9.44	0.04	1.22
6	340	367.6	1.08	9.44	0.04	1.08

Tabla V-24: Parámetros de diseño de AD definidos en el paso 4 de modelo DI.

Aislador Grupo	(k)_{led} tonf/cm	(k)_{vd} tonf/cm	F_v Hz	ζ_{efd}	F tonf	D_{PF} cm
1	266.1	43058.5	49.12	0.30	28.7	50
2	519.8	84120.2	49.12	0.30	56.0	75
3	403.7	65322.0	49.12	0.30	43.5	65
4	187.9	22810.0	49.12	0.38	15.9	35
5	332.0	40294.3	49.12	0.38	28.2	50
6	294.0	35686.6	49.12	0.38	24.9	45

En la Tabla V-25 se presenta los parámetros de entrada necesarios para la definición del elemento tipo link Friction Isolator en SAP2000. Los parámetros de coeficiente de fricción “slow” y el parámetro dependiente de la velocidad “r” fueron los mismos que se utilizaron en el modelo AD definidos en la sección V.10.4.

Tabla V-25: Diseño final de aisladores AD en sistema DI.

Aislador	(k) _{efd}	ζ _{efd}	(k) _{led}	μ _{slow}	μ _{fast}	r	R
Grupo	tonf/cm		tonf/cm			seg/cm	cm
1	1.01	0.30	266.1	0.03	0.04	0.2	438
2	1.98	0.30	519.8	0.03	0.04	0.2	438
3	1.53	0.30	403.7	0.03	0.04	0.2	438
4	0.69	0.38	187.9	0.03	0.04	0.2	340
5	1.22	0.38	332.0	0.03	0.04	0.2	340
6	1.08	0.38	294.0	0.03	0.04	0.2	340

V.11.5 Modos de vibración de la estructura con aislamiento DI

Como ya se había mencionado, el modelo con doble interface de aislamiento tiene 6 modos pertenecientes al aislamiento, comportándose como dos bloques rígidos simulando una columna con dos grados de libertad. El primer modo corresponde a la dirección X con un periodo de $T_1 = 5.52 \text{ seg}$; el segundo modo es en la dirección Y con un periodo de $T_2 = 5.34 \text{ seg}$; el tercer modo es torsional con un periodo de $T_3 = 4.98 \text{ seg}$; el cuarto corresponde nuevamente al sentido X pero cada bloque en direcciones opuestas y tiene un periodo de $T_4 = 2.12 \text{ seg}$; el quinto modo es en el sentido Y y al igual que el pasado cada bloque en dirección opuesta con un periodo $T_5 = 2.08 \text{ seg}$; el último modo es torsional con un periodo $T_6 = 1.97 \text{ seg}$. En la Figura V-26 se muestran estos 6 modos de la estructura aislada en doble interface, en la que se aprecia el comportamiento como dos bloques rígidos en los primeros tres modos, los siguientes tres la súper estructura sufre una pequeña deformación, respaldando la razón por la que se utilizó amortiguamiento crítico nulo los primeros 3 modos y 0.5% para los segundos 3 modos como se expuso en la sección V.11.3.

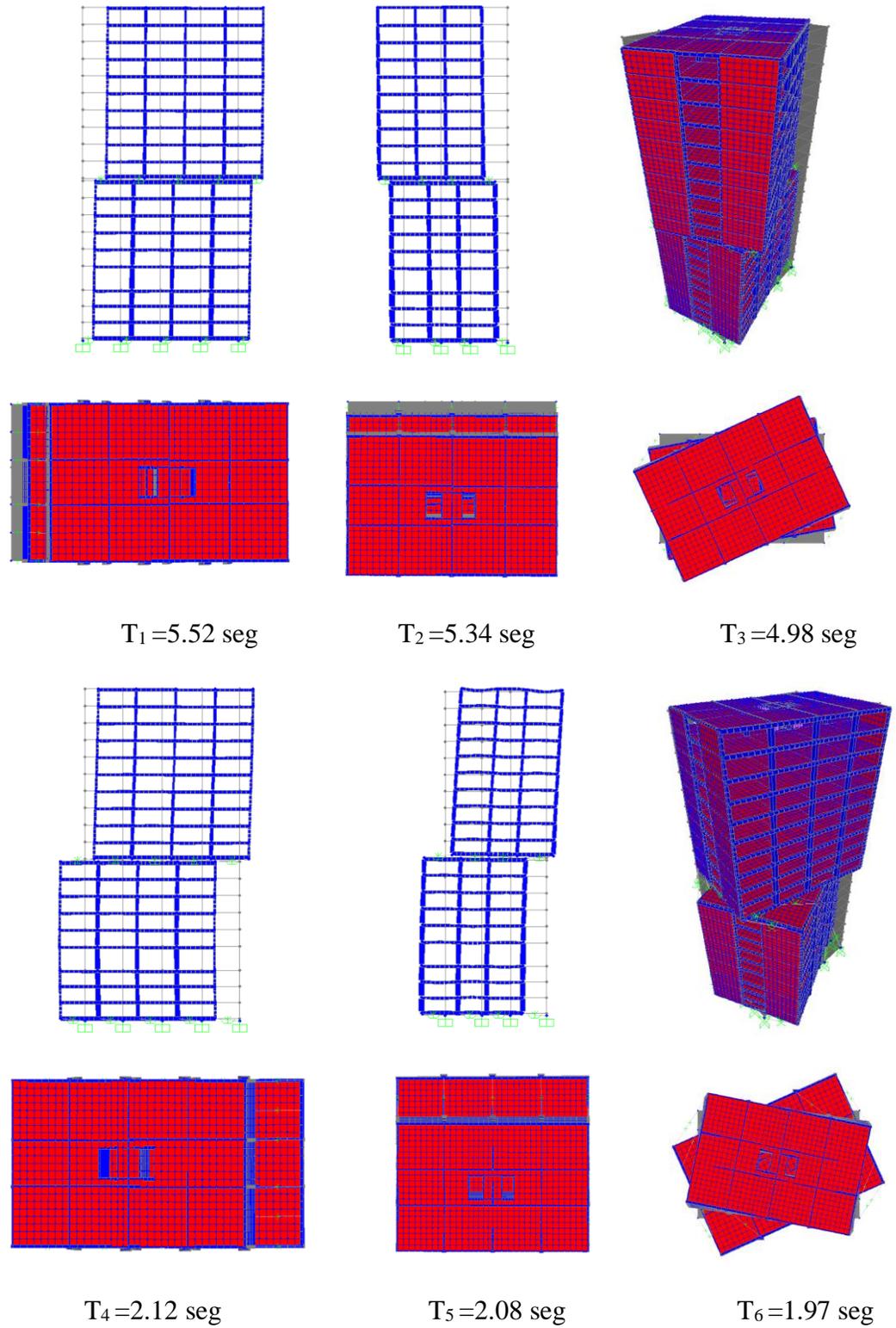


Figura V-26: Primeros 6 modos de vibrar de la estructura con aislamiento en DI.

La Tabla V-26 presenta los primeros 32 modos de vibración, número con el cual alcanza el 90% de la participación de la masa en el sentido vertical. Los primeros 3 modos ahora presentan el 90% de la masa, no el 100% como acontecía con los sistemas de base aislada tanto ALNP como AD (ver Tablas V-16 y V-22), la masa faltante para llegar al 100% se reparte en los modo 4, 5 y 6.

Tabla V-26: Detalle de los modos y factores de participación modal del modelo de aislamiento en DI.

Modo	Periodo Seg	Factor	Factor	Factor	Factor	Suma	Suma	Suma	Suma
		Partic. UX	Partic. UY	Partic. UZ	Partic. RZ	F. Part. UX	F. Part. UY	F. Part. UZ	F. Part. RZ
1	5.530	0.9084	0.0000	0.0000	0.249	0.908	0.000	0.000	0.249
2	5.348	0.0000	0.9034	0.0000	0.508	0.908	0.903	0.000	0.757
3	4.990	0.0000	0.0004	0.0000	0.149	0.908	0.904	0.000	0.906
4	2.124	0.0910	0.0000	0.0000	0.025	0.999	0.904	0.000	0.931
5	2.090	0.0000	0.0961	0.0000	0.054	0.999	1.000	0.000	0.985
6	1.971	0.0000	0.0001	0.0000	0.015	1.000	1.000	0.000	1.000
7	0.540	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
8	0.493	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
9	0.447	0.0005	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
10	0.375	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
11	0.266	0.0000	0.0001	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
12	0.215	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000
13	0.191	0.0000	0.0000	0.6970	0.000	1.000	1.000	0.697	1.000
14	0.169	0.0000	0.0000	0.0020	0.000	1.000	1.000	0.699	1.000
15	0.146	0.0000	0.0000	0.0003	0.000	1.000	1.000	0.699	1.000
16	0.139	0.0000	0.0000	0.0023	0.000	1.000	1.000	0.702	1.000
17	0.132	0.0000	0.0000	0.0203	0.000	1.000	1.000	0.722	1.000
18	0.130	0.0000	0.0000	0.0027	0.000	1.000	1.000	0.725	1.000

Modo	Periodo Seg	Factor	Factor	Factor	Factor	Suma	Suma	Suma	Suma
		Partic. UX	Partic. UY	Partic. UZ	Partic. RZ	F. Part. UX	F. Part. UY	F. Part. UZ	F. Part. RZ
19	0.118	0.0000	0.0000	0.0007	0.000	1.000	1.000	0.725	1.000
20	0.112	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.725	1.000
21	0.099	0.0000	0.0000	0.0239	0.000	1.000	1.000	0.749	1.000
22	0.097	0.0000	0.0000	0.1146	0.000	1.000	1.000	0.864	1.000
23	0.097	0.0000	0.0000	0.0036	0.000	1.000	1.000	0.867	1.000
24	0.093	0.0000	0.0000	0.0013	0.000	1.000	1.000	0.869	1.000
25	0.086	0.0000	0.0000	0.0009	0.000	1.000	1.000	0.870	1.000
26	0.085	0.0000	0.0000	0.0001	0.000	1.000	1.000	0.870	1.000
27	0.080	0.0000	0.0000	0.0001	0.000	1.000	1.000	0.870	1.000
28	0.078	0.0000	0.0000	0.0061	0.000	1.000	1.000	0.876	1.000
29	0.074	0.0000	0.0000	0.0007	0.000	1.000	1.000	0.877	1.000
30	0.071	0.0000	0.0000	0.0001	0.000	1.000	1.000	0.877	1.000
31	0.069	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	1.000	1.000	0.877	1.000
32	0.064	0.0000	0.0000	0.0305	0.000	1.000	1.000	0.907	1.000

V.11.6 Respuesta de los aisladores AD con el sistema DI

En esta sección se presenta las respuestas características de los aisladores de ambas interfaces. Los aisladores en estudio al nivel de la base serán el 1, 11 y 16, los mismos estudiados en el sistema de base aislada utilizando ALNP y AD (ver Figura V-3 para numeración), los aisladores analizados en la interface intermedia serán el número 29 perteneciente al grupo 4; el número 42 perteneciente al grupo 6; y el número 44 del grupo 5 (ver Figura V-23 para numeración de aisladores en interface intermedia).

V.11.6.1 Cargas máximas de aisladores AD en sistema DI

En la Figura V-27 se presentan las cargas máximas y mínimas de los aisladores de ambas interfaces producidas a través del tiempo. Se aprecia que solo los 4 apoyos de las esquinas del edificio sufren levantamiento en algún momento durante el sismo, a

diferencia del sistema de aislamiento basal AD presentaba el problema de levantamiento en 11 apoyos.

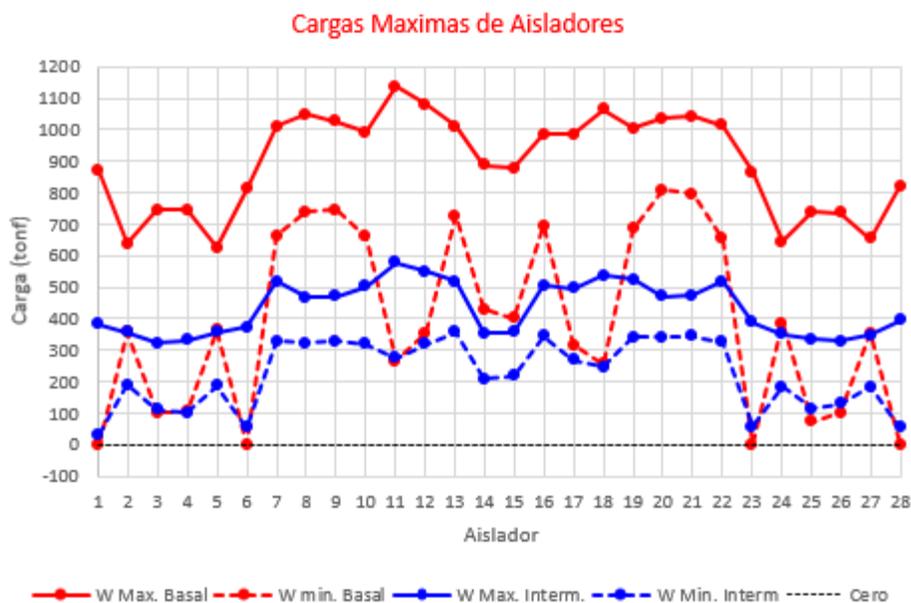


Figura V-27: Cargas máximas y mínimas de los aisladores ALNP en ambas interfaces.

V.11.6.2 Carga axial de aisladores ALNP a través del tiempo con DI.

A continuación se presentan en la Figura V-28 las cargas axiales a través del tiempo de los 6 aisladores representativos de cada grupo. En ella, se aprecia un levantamiento en el aislador 1 en una sola ocasión, y una fuerza máxima de *869 tonf*, los aisladores 16 y 11 de la primera interface no presentan ningún problema de levantamiento. Los aisladores pertenecientes a la segunda interface tienen un comportamiento idóneo durante todo el sismo, con carga menores y nunca llegando al levantamiento.

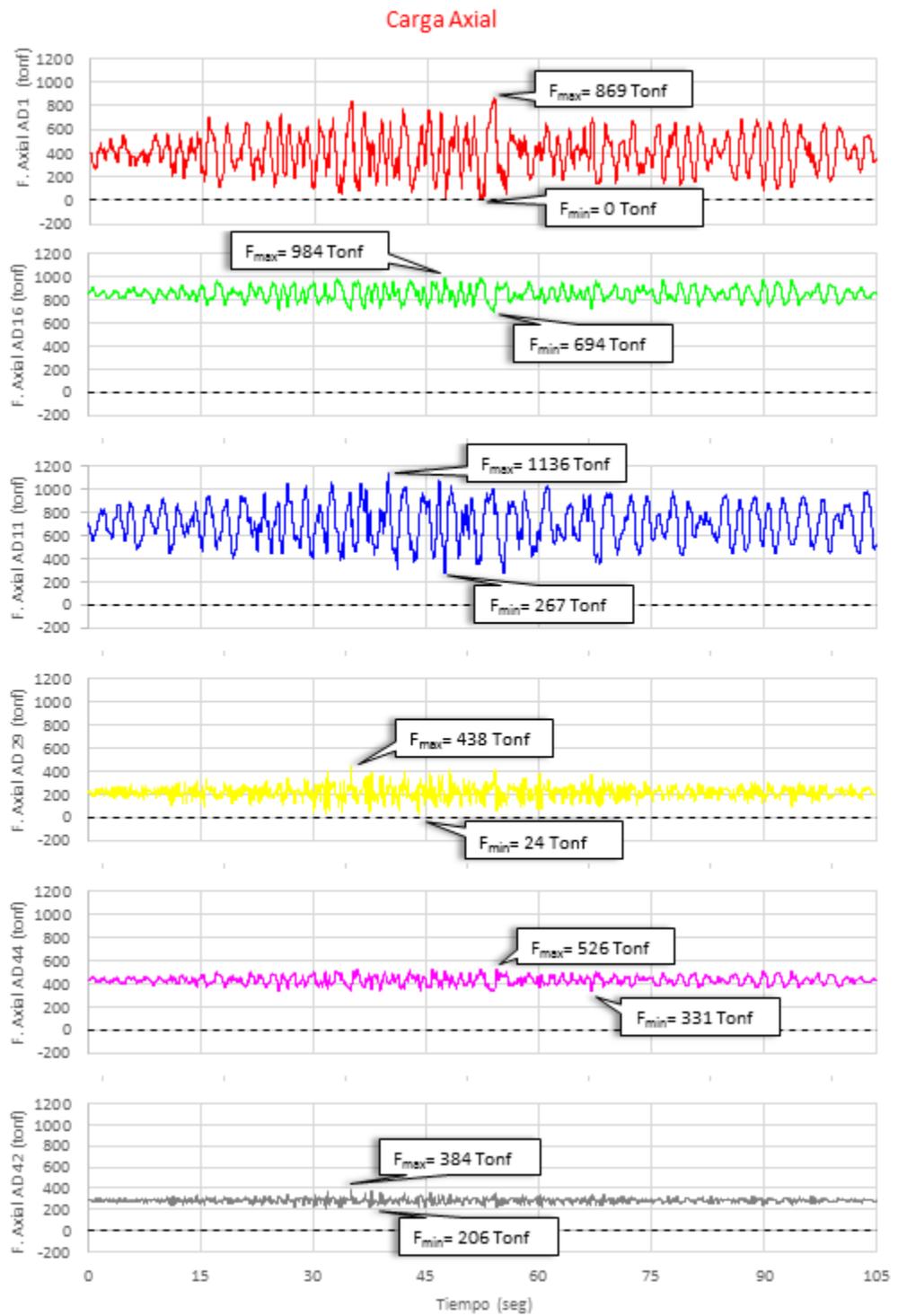
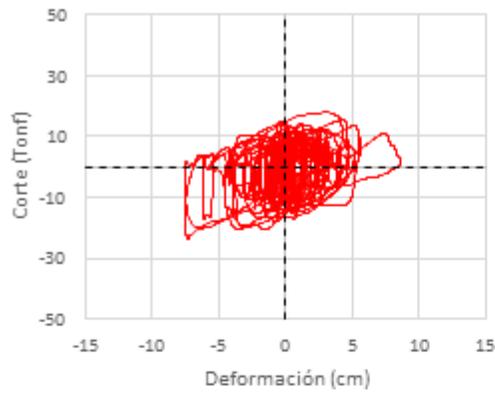


Figura V-28: Cargas máximas y mínimas de los aisladores AD en ambas interfaces de DI.

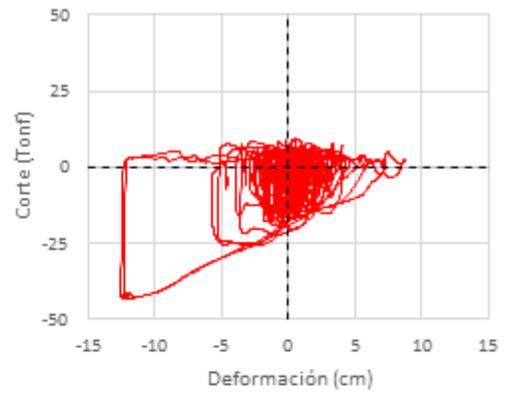
V.11.6.3 Relación Fuerza vs Deformación de ALNP con sistema DI

En la Figura V-29 se muestra la relación Fuerza vs Deformación de los aisladores en estudio en el sentido X e Y. Los aisladores pertenecientes a la primera interface presentan un desplazamiento de 8.61 *cm* para el sentido X y un desplazamiento de 12.54 *cm* para el sentido Y. El aislador 1 en sentido Y presenta un levantamiento, mientras que el resto conserva la constitutiva típica del aislador AD. Se presenta una reducción en desplazamiento y fuerza en los aisladores a nivel basal con referencia al sistema de aislamiento basal en una sola interface (ver Figura-14 para ALNP y Figura-20 correspondientes a AD). Ahora bien, en el caso de los aisladores correspondientes al nivel intermedio de aislamiento presentan un desplazamiento de 6 *cm* en el sentido X y uno de 7.3 *cm* en el sentido Y, y la fuerza de corte que experimentan son menores que en el nivel basal.

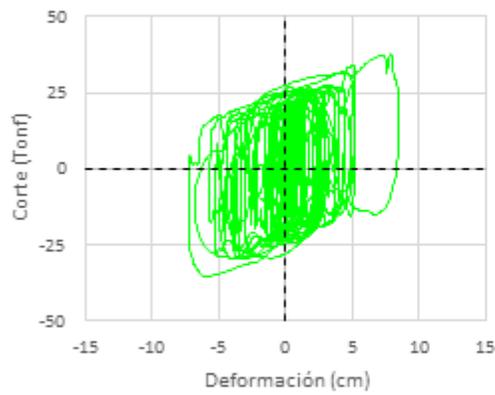
FZA vs DESP AD 1 X



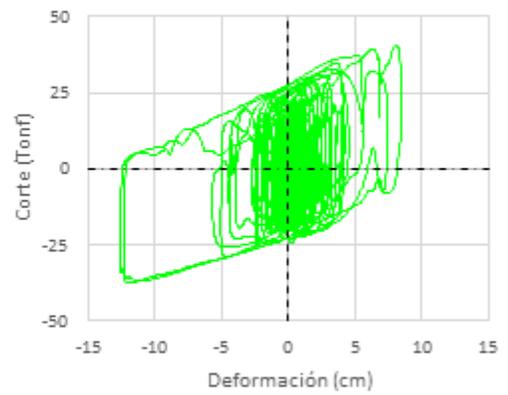
FZA vs DESP AD 1 Y



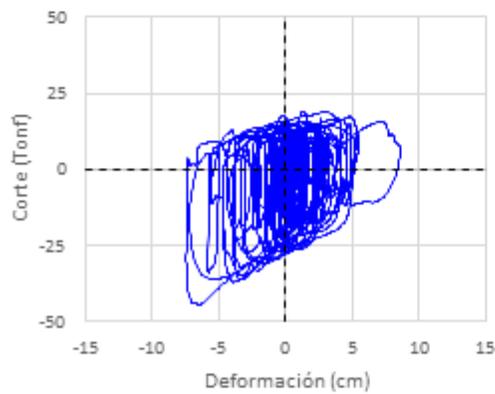
FZA vs DESP AD 16 X



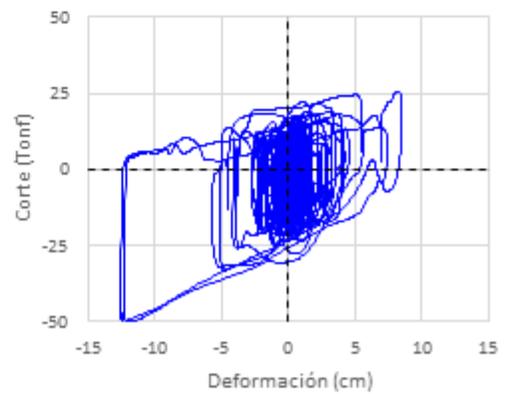
FZA vs DESP AD 16 Y



FZA vs DESP ALNP 11 X



FZA vs DESP ALNP 11 Y



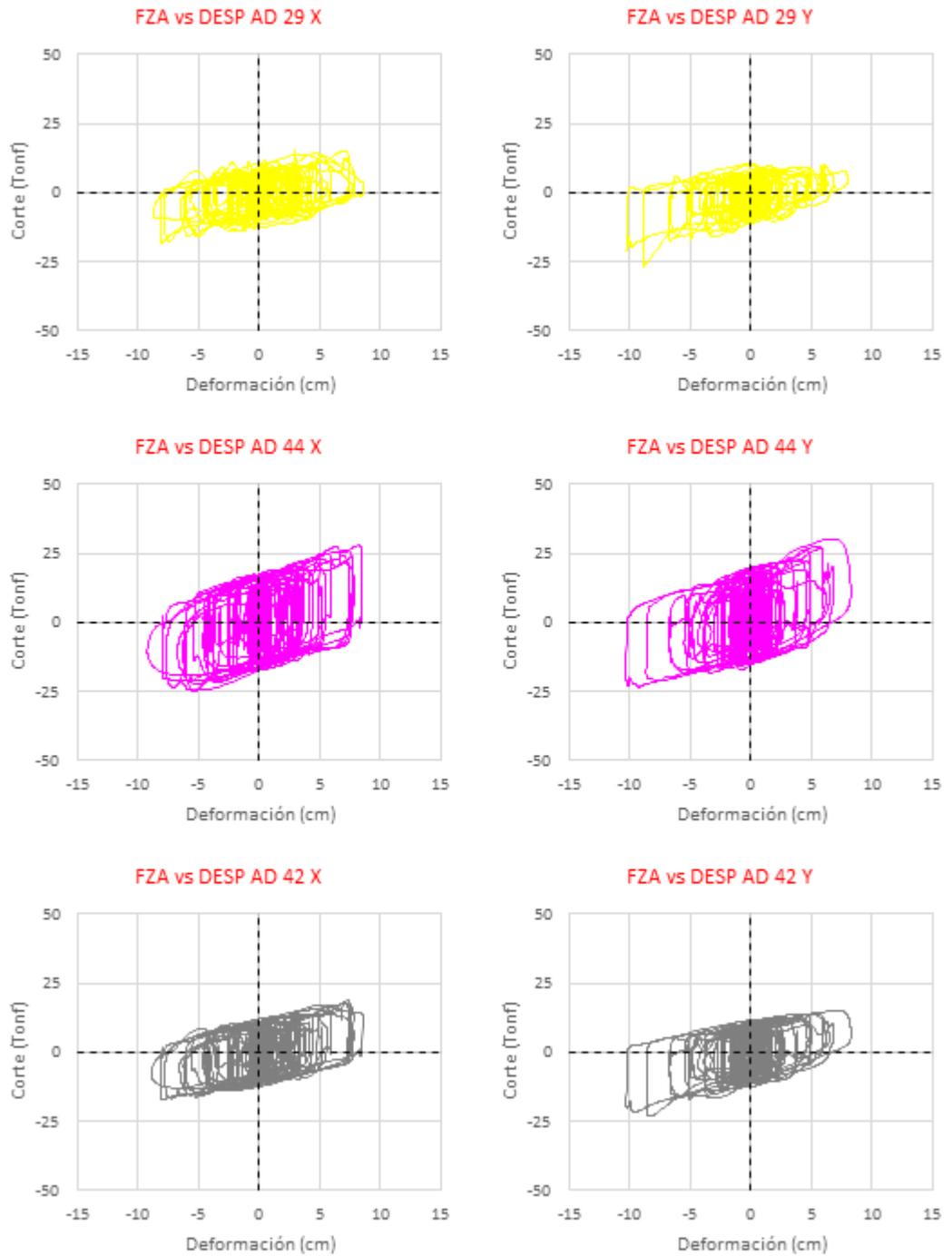


Figura V-29: Relación Fuerza vs Deformación de AD con sistema DI

VI. ANÁLISIS DEL MODELO CON DISIPACIÓN DE ENERGÍA

El desempeño de un edificio, según el enfoque tradicional del diseño sísmo resistente, está basado en la capacidad que tiene la propia estructura de disipar la energía introducida por el sísmo a través de una combinación de propiedades conocidas como ductilidad, resistencia y rigidez.

La ductilidad y la redundancia estructural constituyen la base de los criterios actuales de diseño, permitiendo reducir las fuerzas sísmicas con el objetivo de proyectar estructuras económicas que se comporten adecuadamente ante un sísmo fuerte. Desde ese punto de vista, la ductilidad significa daño en los elementos estructurales y en ocasiones daño importante que origina poner fuera de servicio temporalmente a la estructura. Por ello en los últimos años se han desarrollado técnicas que reducen las fuerzas sísmicas a fin de evitar el daño en la estructura o que se localicen en determinados puntos llamados “débiles”, que disipen la energía de forma estable y que además sean reparables.

En general, la reducción de la respuesta estructural frente a sísmos severos empleando disipadores de energía depende de su número y colocación en la estructura, del tipo de disipador y de su correcto diseño. Es posible alcanzar reducciones de las fuerzas sísmicas similares a las de un diseño convencional, pero evitando el daño estructural y el de los elementos no estructurales.

Los sistemas de protección sísmica por amortiguamiento tienen como finalidad reducir los desplazamientos relativos de entrepiso, y por tanto aminorar el daño estructural. Esto se logra mediante un incremento de la participación del amortiguamiento viscoso en la disipación de energía sísmica.

VI.1 Requisitos del modelamiento para disipación de energía

Cuando los disipadores se colocan en una estructura, su comportamiento debe ser tal que el área histerética que desarrollen sea suficientemente grande, y que la demanda de ductilidad se encuentre dentro de límites tolerables. Además, se tratará que el desplazamiento de fluencia de los disipadores sea suficientemente pequeño en comparación con el del sistema que se pretende proteger, de manera que primero fluya el sistema disipador y posteriormente los elementos de la estructura principal.

Se debe revisar que los desplazamientos con los que inicial el trabajo los disipadores sean inferiores a los que producen daño en la estructura.

La distribución de disipadores en planta de una estructura debe ser tal que no favorezca la torsión. Además, se debe asegurar que la distribución vertical de éstos sea de tal forma que no se produzcan concentraciones excesivas de deformaciones inelásticas en un solo nivel.

Se debe confirmar, mediante pruebas de laboratorio, que las relaciones carga desplazamiento que se suponen en los modelos matemáticos representan adecuadamente el comportamiento real de los disipadores ante cargas cíclicas. Se debe verificar que la demanda de ductilidad que desarrolla el disipador sea menor o igual a la que se obtenga en laboratorio.

Las propiedades carga – desplazamiento de los disipadores deben determinarse considerando todas las variables que influyen en su comportamiento en su durabilidad, tales como la magnitud de la carga aplicada, la fatiga, el envejecimiento, la forma de conexión y la temperatura ambiente. Para obtenerlas, se deben realizar pruebas

experimentales que incorporen todos los parámetros y determinen las propiedades para su diseño.

Los elementos que se utilicen como disipadores de energía deben ser secciones compactas para evitar problemas de inestabilidad. Se debe también limitar la concentración de esfuerzos en la conexión entre el disipador y la estructura y evitar una posible falla en la soldadura entre elementos metálicos debido a fenómenos de fatiga o concentración de esfuerzos.

Se debe colocar el número mínimo de dispositivos disipadores de energía en la dirección de análisis de tal manera que no se produzcan efectos de torsión.

VI.2 Clasificación de dispositivos de amortiguamiento

Los dispositivos de amortiguamiento se clasifican en dos grandes categorías:

Dependientes del desplazamiento y dependientes de la velocidad.

Se manejan 3 tipos de dispositivo dependientes del desplazamiento:

- a) Por fluencia del material
- b) Por extrusión
- c) Por fricción

Entre los dispositivos dependientes de la velocidad se encuentran:

- a) Sólidos viscoelásticos
- b) Fluidos viscoelásticos
- c) Fluidos viscosos

En este estudio se analizaron los dispositivos disipadores por fluencia del material en la categoría dependientes del desplazamiento, y el disipador de fluido viscoso por parte de los dependientes de la velocidad.

VI.3 Demanda sísmica

La demanda sísmica es la misma que la utilizada para la estructura con base rígida expuesta en la sección II.7

VI.4 Suposiciones del modelo

De forma general se definen los siguientes supuestos para todos los modelos con disipación de energía:

- a) La masa sísmica está definida como el 100% de la carga muerta, el 100% de la sobrecarga muerta y el 50% de la carga viva.
- b) Se considera diafragma rígido en los sistemas de entrepiso.
- c) El edificio se considera totalmente empotrado en la base, no se considera interacción suelo estructura.
- d) Se consideraron los núcleos rígidos al 75%.
- e) Se asignan rótulas plásticas en el inicio y fin de las vigas, y rotulas plásticas en la base de las columnas sobre el nivel del sótano 2. En los muros no se asignaron rotulas plásticas.
- f) Se utilizó amortiguamiento tipo Rayleigh

VI.5 Objetivo de utilizar dispositivos disipadores de energía.

El objetivo de general de los tres modelos analizados con disipación de energía es permitir un drift máximo del 4‰ en ambos sentidos, equivalente a una reducción del

60% respecto a la modelación de base rígida, reduciendo de esta manera las respuestas ante el sismo disminuyendo el daño estructural de la estructura original.

VI.6 Disipadores de fluido viscoso

Los disipadores de fluido viscoso tienen la propiedad de reducir simultáneamente los esfuerzos y las deflexiones de la estructura. Esto es debido a que los disipadores de fluido varían su fuerza solamente con la velocidad, la cual provee una respuesta que es inherentemente fuera de fase con los esfuerzos debido a la flexibilidad de la estructura. Este tipo de disipadores son esencialmente mecanismos llenos de fluidos, el cual debe ser capaz de mantenerse en servicio durante grandes periodos de tiempo sin mantenimiento.

En la Figura VI-1 se muestra un amortiguador de fluido viscoso. El dispositivo encierra aceite en ambos lados del pistón. El comportamiento puramente viscoso se obtiene al forzar el paso de un fluido a través de orificios. Como consecuencia, se pueden disipar grandes cantidades de energía. El dispositivo es conectado al arrojamiento por medio del anillo de horquilla fijado en el extremo de la barra y el cilindro.

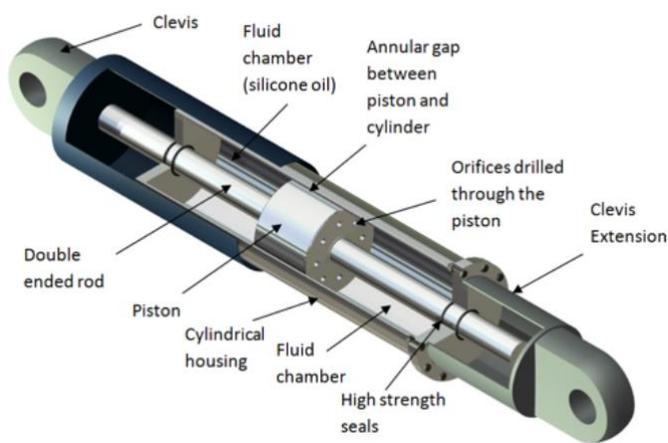


Figura VI-1: Sección de amortiguador de fluido viscoso.

VI.6.1 Definición de los disipadores de fluido viscoso (DFV)

En la Figura VI-2 se presenta un ciclo típico Fuerza – Desplazamiento para un amortiguador viscoso.

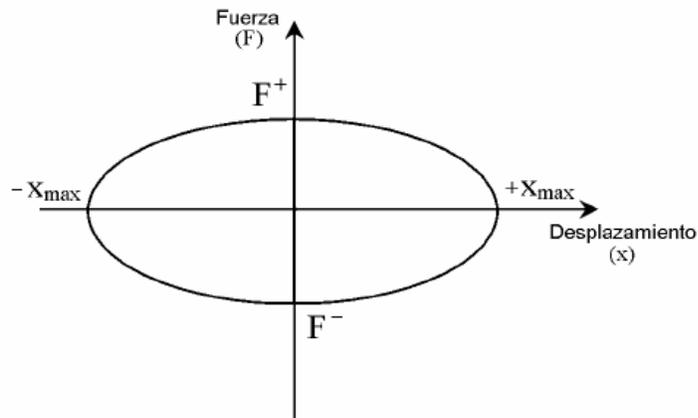


Figura VI-2: Diagrama Fuerza – Desplazamiento de un dispositivo viscoso.

La respuesta de los amortiguadores de fluidos viscosos se obtiene con base en el modelo de Maxwell, es decir, los dispositivos se modelan mediante un resorte y un amortiguador conectados en serie, ver Figura VI-3. La rigidez del resorte deberá ser suficientemente grande, de tal manera que la deformación del dispositivo se deba exclusivamente a la deformación del amortiguador.

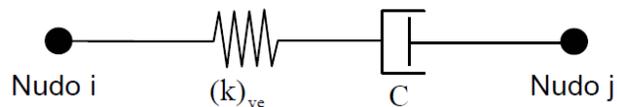


Figura VI-3: Modelo de Maxwell para dispositivos de fluido viscoso.

La fuerza F en los amortiguadores se evalúa mediante la ley constitutiva

$$F = kd_k = C|\dot{x}|^n \text{sgn}(\dot{x}) \quad (6.1)$$

Donde

C	es el coeficiente de amortiguamiento del dispositivo
\dot{x}	es la velocidad relativa entre ambos extremos del dispositivo
n	es un exponente que caracteriza el comportamiento del amortiguador
sgn	es la función signo, que en este caso, define el signo de la velocidad relativa
k	es la constante de rigidez del resorte
d_k	es la deformación del resorte

Los valores C y n se obtienen experimentalmente y son proporcionados por el fabricante de los amortiguadores.

VI.6.2 Amortiguamiento del sistema estructura-disipador DFV

El amortiguamiento utilizado para el modelo DFV es amortiguamiento tipo Rayleigh, en el cual se definieron sus valores de masa y rigidez proporcional respecto al primer y tercer modo de la estructura, asignado un 5% de amortiguamiento crítico a estos modos señalados.

Los factores de amortiguamiento corresponden a los mismos obtenidos del modelo con base rígida en la sección IV-4, puesto que el disipador DFV no aporta rigidez al sistema, manteniendo el mismo periodo T de la estructura.

VI.6.3 Modelación de los disipadores DFV

Para modelar los amortiguadores viscosos no lineales colocados en la estructura se seleccionó un elemento tipo Link Damper del programa SAP2000. En la Tabla VI-1 se muestran los parámetros necesarios para definir el DFV en SAP2000.

Para el análisis se consideró propiedades no lineales para los disipadores donde se asignó una rigidez alta de $k = 80000 \text{ ton/m}$ para que el disipador trabaje principalmente como amortiguador como lo indica el modelo matemático de maxwell expuesto en la Figura VI-3. El coeficiente de amortiguamiento que se consideró fue $C = 300 \text{ ton} - \text{seg/m}$, por último, se tomó un exponente $n = 0.3$

Tabla VI-1: Parámetros para definición de DFV en SAP2000 usando elemento tipo Link Damper.

$(k)_{ef}$ tonf/m	ζ_{ef}	k tonf/m	C ton-seg/m	n
0	0	80000	300	0.3

VI.6.4 Distribución en planta y altura de DFV

Tal como se indicó, el objetivo al colocar disipadores de energía es manejar un drift máximo del 4‰. Los disipadores estarán conectados a la estructura principal por medio de diagonales de acero, transmitiendo a los disipadores la deformación acumulada de los entrepisos, en la Figura VI-4 se detalla de manera esquemática la colocación de los amortiguadores DFV, en la que se opta por colocar los disipadores al centro con el propósito de reducir la longitud de los disipadores y utilizar secciones de menor área transversal.

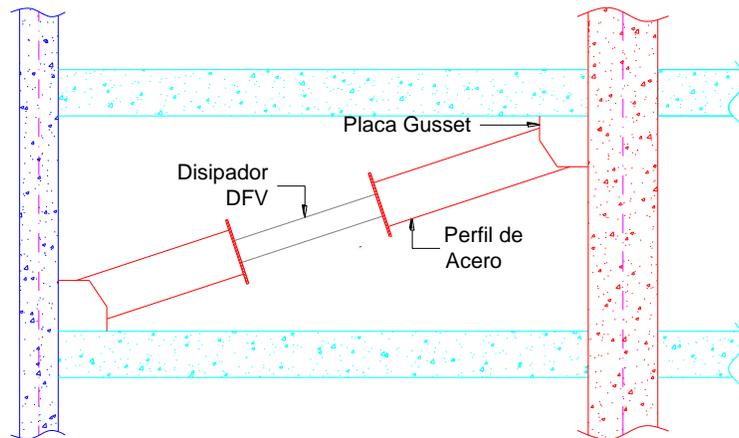


Figura VI-4: Detalle esquemático de la colocación de DFV

El método secuencial para determinar la distribución en altura puede resumirse de la siguiente manera: (1) decidir las posiciones donde potencialmente se colocaran los disipadores; (2) colocar secuencialmente cantidades fijas de amortiguamiento adicional sólo en las posiciones donde la demanda es máxima; (3) repetir hasta alcanzar el objetivo.

Decidir la posición en donde se colocarán los DFV obedece principalmente a no favorecer a la torsión, y claramente se tendrá consideración de la arquitectura. En este caso, la ubicación en planta se indica en la Figura VI-5, en donde se cuidó reducir la torsión colocando los DFV en los ejes extremos sobre X y sobre los ejes extremos en el sentido Y.

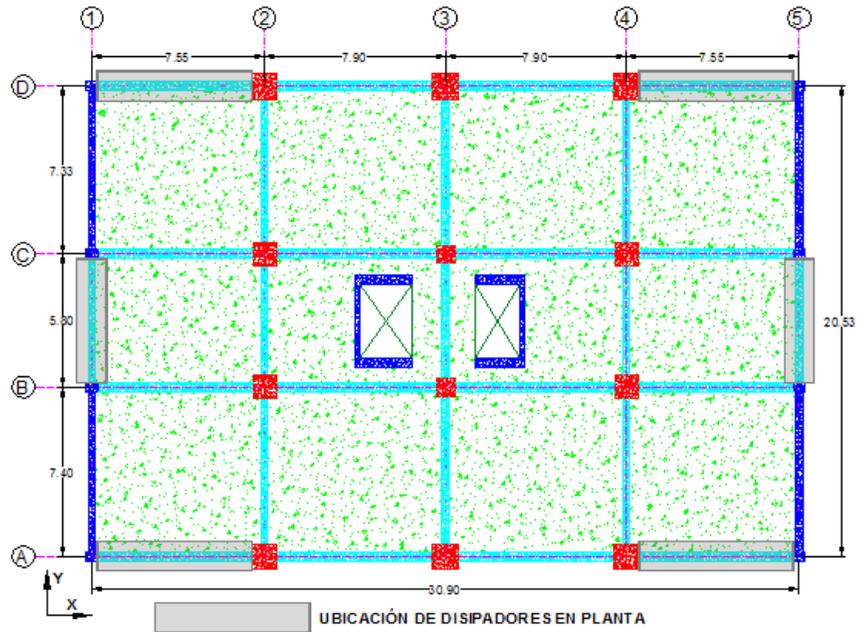


Figura VI-5: Detalle esquemático de ubicación de disipadores en planta.

En la Figura VI-6 se presenta el drift obtenido del edificio con base rígida, en ella se muestra un drift máximo del 6.5% en el piso 2 correspondiente al sentido X. Este será el primer piso en donde se coloquen DFV con los parámetros indicados en la sección VI-6.3 con la distribución indicada en la Figura VI-5.

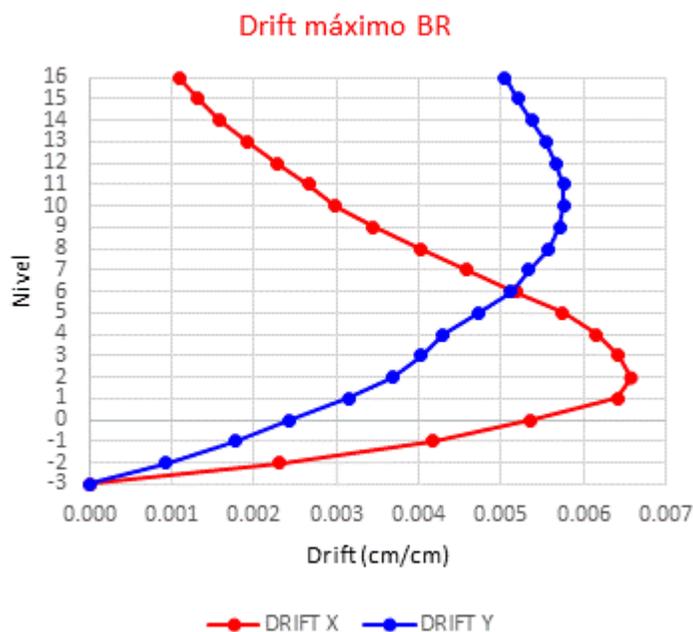
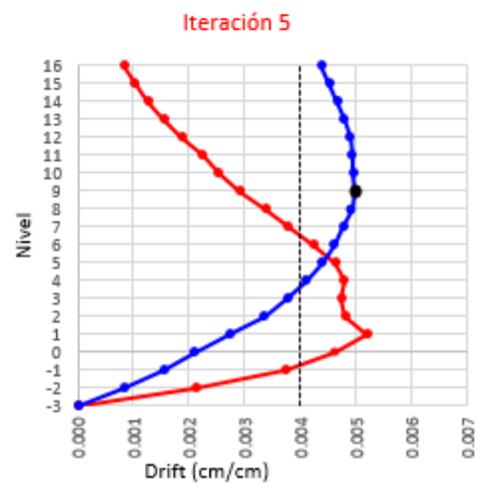
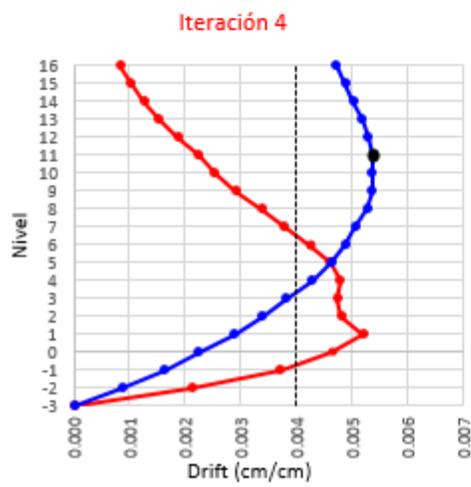
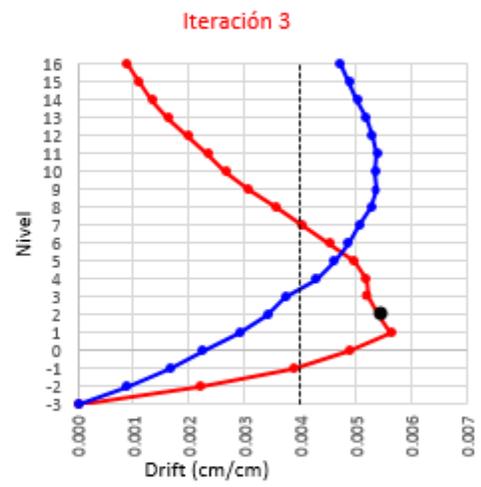
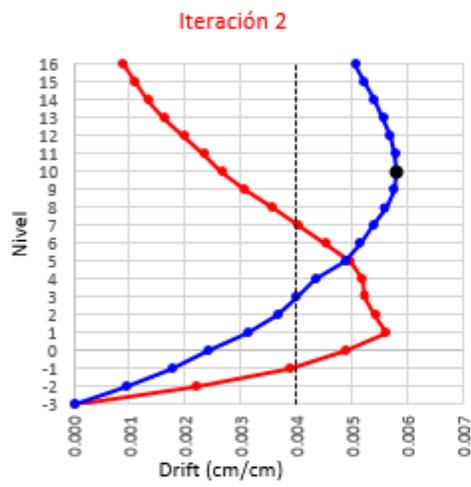
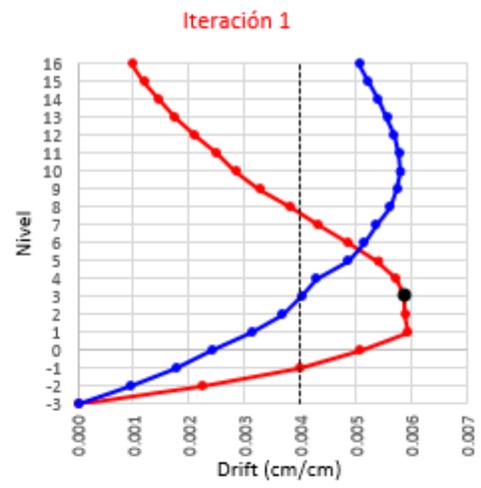
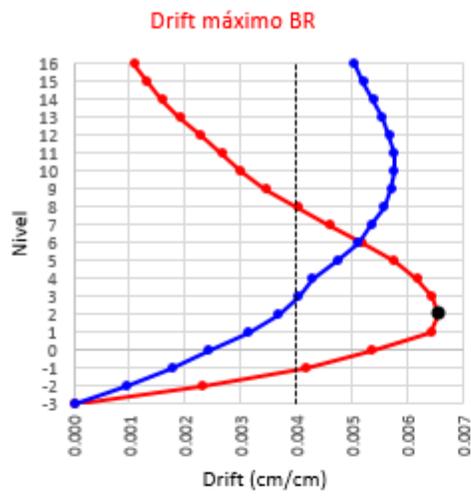
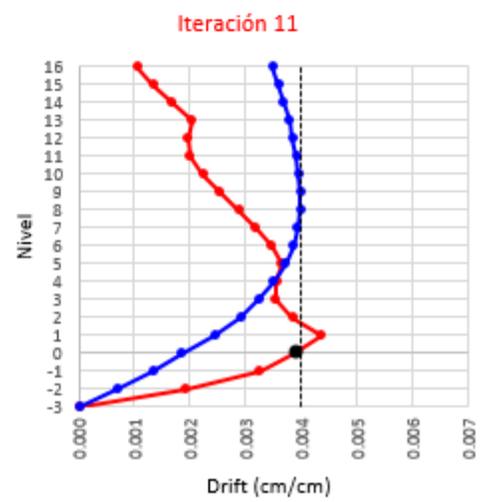
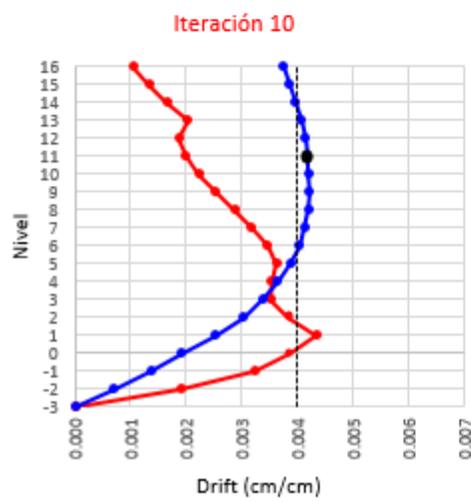
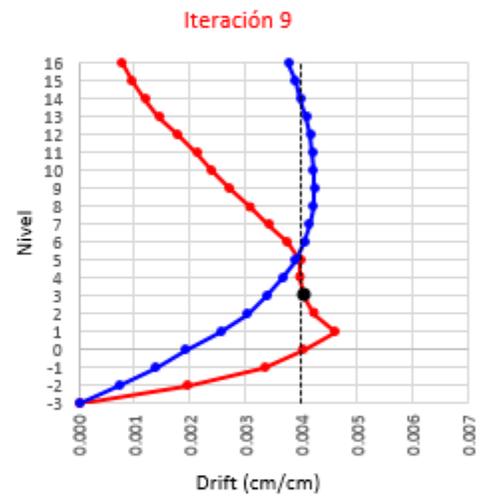
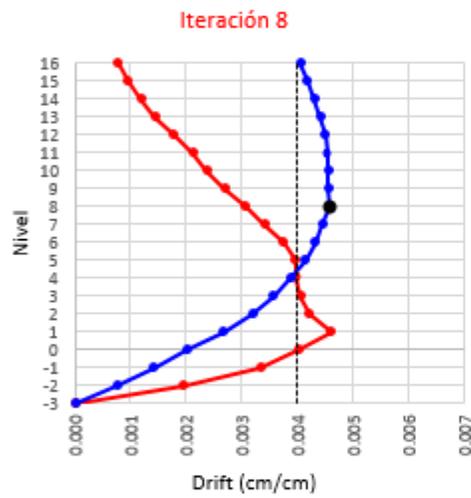
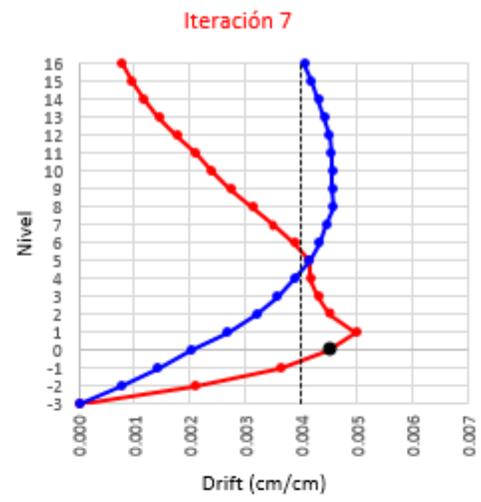
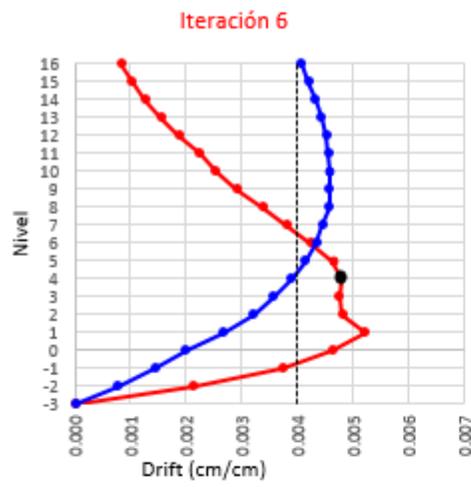


Figura VI-6: Drift máximo del edificio con base rígida BR.

A continuación se presenta en la Figura VI-7 la secuencia de las iteraciones hasta llegar al objetivo de reducir el drift de todos los pisos al 4%. Una de las restricciones que se respetó fue no colocar elementos DFV en el nivel 1, ya que normalmente la arquitectura solicita ser una planta libre en medida de lo posible.

En este proceso iterativo se demuestra la intervención de la disipación del DFV en la disminución del drift a medida en que se van colocando en cada piso. El hecho de no colocar amortiguador en el nivel 1 causó problema y se tuvo que colocar un amortiguador con el doble de capacidad en los pisos 0 y 2. Sobre el eje Y se necesitó un menor número de DFV para lograr el objetivo, con tan solo 3 amortiguadores en cada eje de los extremos Y se llegó al drift deseado del 4%, mientras que en el sentido X, se requirió un total de 9 iteraciones.





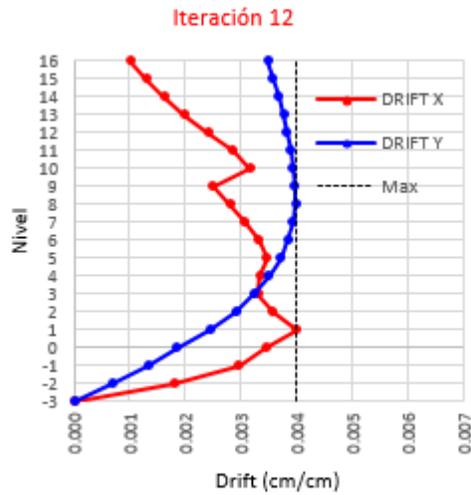


Figura VI-7: Secuencia de iteraciones para ubicación en altura de DFV.

VI.6.5 Modelo final de DFV

En la Figura VI-8 se presenta el modelo final con amortiguadores DFV resultado de la distribución en planta y altura del inciso anterior. Se muestra amortiguadores en los pisos 0, 2, 3, 4, 5, 6 y 7 sobre el eje X, resultado con doble capacidad en los pisos 0 y 2 en el sentido X; y en los pisos 8, 9 y 10 sobre el eje Y.

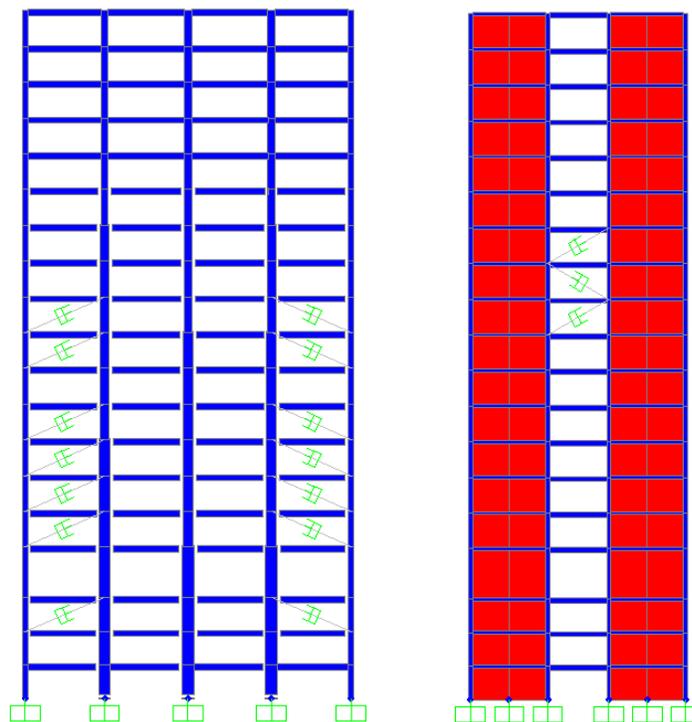


Figura VI-8: Distribución final de DFV en altura.

VI.6.6 Modos de vibración de la estructura con amortiguadores DFV

Los modos de vibración de la estructura con DFV son los mismos que los obtenidos con base rígida BR debido a que los amortiguadores DFV no aportan ningún cambio en masa ni rigidez, quedando el primer modo en dirección X $T_1 = 1.89 \text{ seg}$, el segundo modo es en la dirección Y con un periodo de $T_2 = 1.51 \text{ seg}$, y el tercer modo es torsional, con un periodo de $T_3 = 1.18 \text{ seg}$. En la Figura VI-9 se presentan los primeros 3 modos de vibrar.

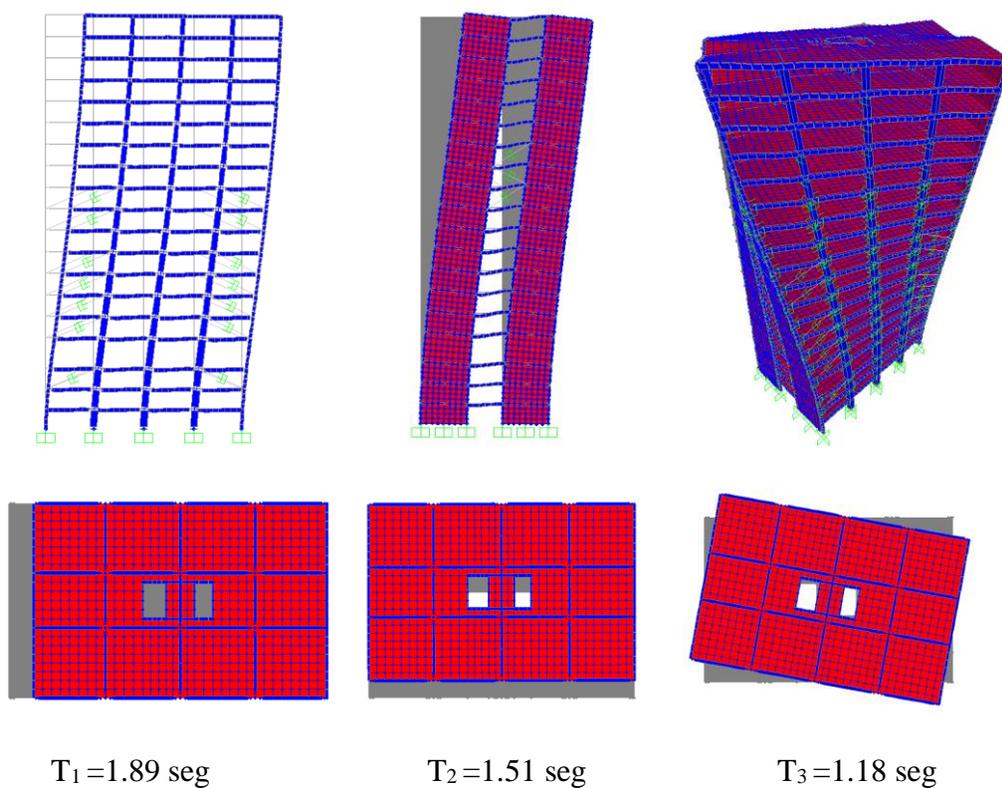


Figura VI-9: Primeros tres modos de vibrar de la estructura con amortiguadores DFV.

VI.6.7 Relación Fuerza – Desplazamiento de amortiguadores DFV

En esta sección se presentan las relaciones fuerza – desplazamiento de los amortiguadores característicos del edificio, presentando un amortiguador por piso y por cada sentido. Los DFV analizados serán los amortiguadores del 1 al 7 correspondientes al sentido X sobre el eje A y del 8 a 10 pertenecientes al sentido Y sobre el eje 1 (ver Figura II-3 para ejes). En la Figura VI-10 se muestra la numeración de los amortiguadores.

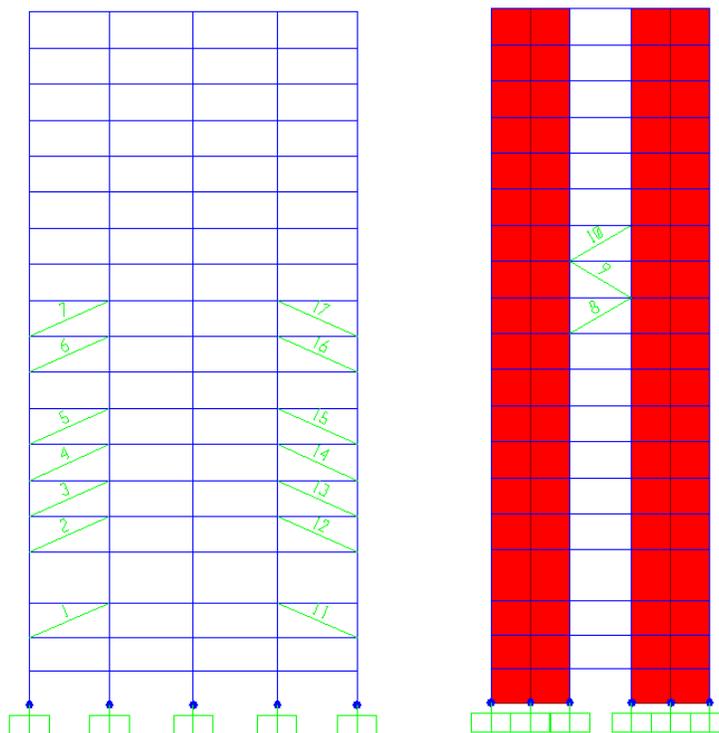


Figura VI-10: Numeración de amortiguadores DFV.

En la Figura VI-11 se muestran en color rojo la relación Fuerza-Desplazamiento de los amortiguadores del sentido X con doble capacidad, en color verde el resto de los amortiguadores sobre el eje X y en color azul los del sentido Y. Se puede apreciar una mayor área de disipación de energía en el sentido Y, llegando a casi 1.6 cm de desplazamiento por 300 tonf de fuerza, en el sentido X prácticamente todos los amortiguadores se comportan igual, con un desplazamiento de 0.4 cm con una fuerza de 250 tonf, a excepción de los disipadores 1 y 2, que llegan a una fuerza de casi 500 tonf.

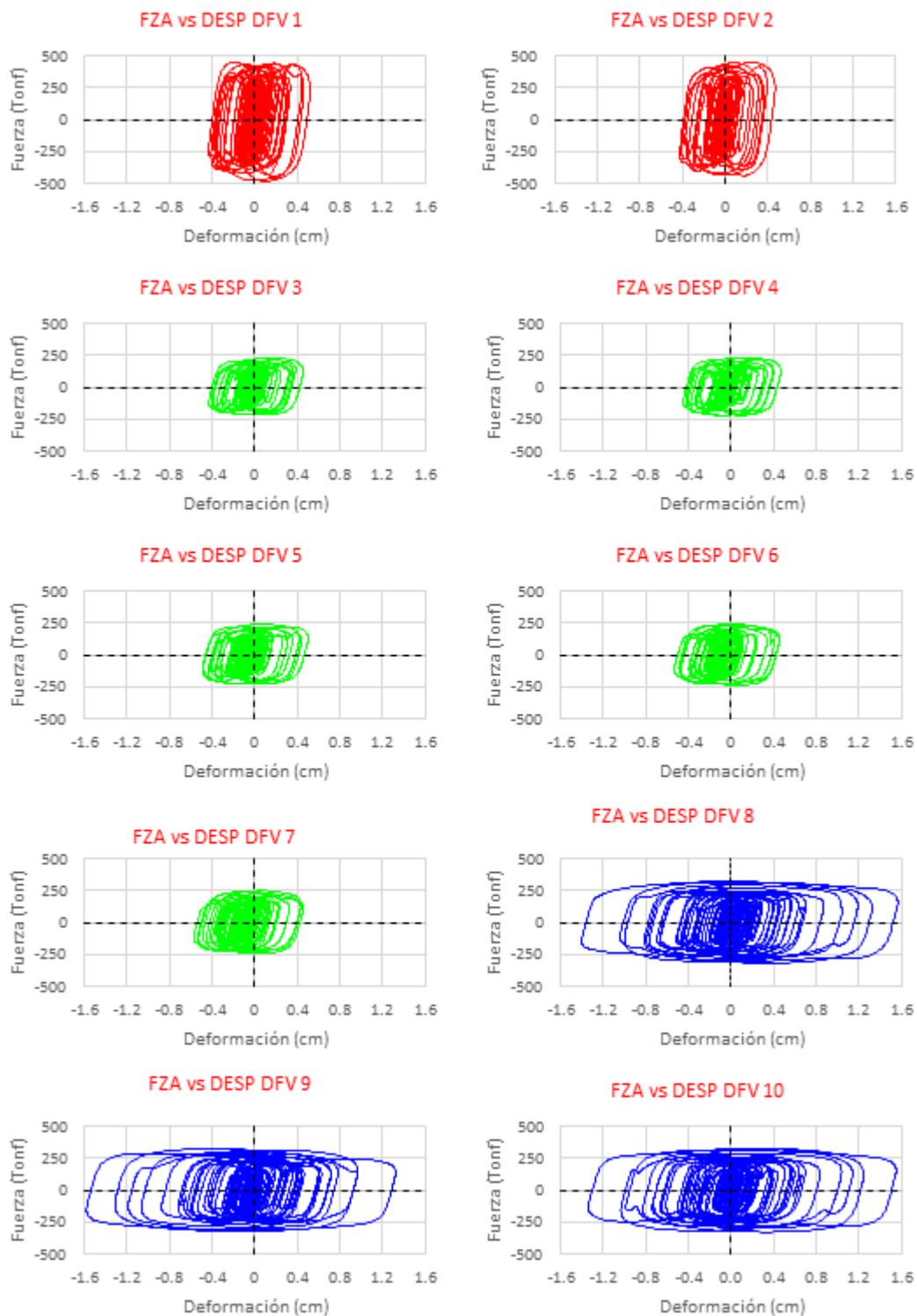


Figura VI-11: Relación Fuerza – Desplazamiento de amortiguadores DFV.

VI.6.8 Diseño del arriostramiento

Como ya se había señalado en la sección VI-6.3 se indicó una rigidez de $k = 80000 \text{ tonf/m}$ para que el dissipador trabaje como amortiguador. Para cumplir con esa rigidez en la diagonal se hará uso de la ecuación 6.2 para definir su rigidez.

$$k = \frac{EA}{L} \quad (6.2)$$

Donde

E es el módulo de elasticidad del acero

A es el área de la sección

L es la longitud de la sección

Paralelamente, la carga que recibe la diagonal no debe exceder su carga crítica.

La fuerza actuante en los dissipadores es de 260 tonf , la longitud del amortiguador con capacidad de esta fuerza es de 1.6 m según el catálogo de una reconocida marca. La longitud libre del arriostramiento de acuerdo a la geometría del marco en el sentido X considerando las dimensiones del amortiguador y de las conexiones es de 2 m , mientras que para el sentido Y es de 1.5 m . En el caso de los dissipadores DFV 1 y 2, su fuerza actuante es el doble, por lo que la longitud del amortiguador correspondiente a esta fuerza es 2.15 m , añadiendo las longitudes de las conexiones nos da una longitud libre de arriostramiento 1.45 m . Una alternativa de utilizar en todos los casos el mismo tipo de dispositivo sería agregar un dissipador en los marcos aledaños, entre los ejes 2 – 3 y 3 – 4 (ver Figura II-3 para numeración de ejes).

Aplicando la ecuación 6.2 y utilizando un módulo de elasticidad de $E = 2038901.91 \text{ kg/cm}^2$ se obtiene un área necesaria para los arriostramientos del sentido

X de $A = 78.47 \text{ cm}^2$, y para los amortiguadores 1 y 2 (ver Figura VI-10) que tienen el doble de capacidad pero una menor longitud se necesita un área de $A = 113.78 \text{ cm}^2$, En el sentido Y se necesita un área de arriostre de $A = 56.89 \text{ cm}^2$.

En la Tabla VI-2 se presenta el diseño de los tres tipos de diagonales por carga crítica y rigidez necesaria para que el disipador trabaje como amortiguamiento puro. En dicha Tabla se observa que el área antes calculada ha sido sobrada, y lo que rige en el diseño es la carga crítica frente a la actuante presentada en los dispositivos DFV.

Tabla VI-2: Diseño de diagonales para disipadores DFV.

Disipador	Sentido	L cm	Sección pulg x mm	Área cm ²	K tonf/m	Pu tonf	P cr tonf	Radio %
DFV-1	X	145	16 x 21.44	259	364190.07	500	592	84.46
DFV-3	X	200	14 x 12.7	137	139664.78	260	308	84.42
DFV-8	Y	150	14 x 12.7	137	186219.71	260	308	84.42

VI.7 Disipadores por fluencia del material

En esta sección se estudiara la disipación por fluencia del material utilizando el sistema *Triangular Added Damping And Stiffness TADAS*, el cual como su nombre lo dice es un dispositivo que añade amortiguamiento y rigidez al sistema, en la Figura VI-12 se muestra esquemáticamente el sistema TADAS. En general, estos sistemas de disipación de energía son más eficientes para demandas sísmicas moderadas o grandes; para sismos frecuentes de magnitud pequeña normalmente sólo proporcionan incremento en la rigidez de la estructura.

El sistema TADAS es un dispositivo que trabaja a flexión, que al ser triangular, la fluencia comienza en la parte inferior del elemento. El dispositivo está formado por placas metálicas colocadas en serie, las cuales disipan energía por deformación en rango inelástico. Este dispositivo además de haber sido bastante estudiado, con probada eficiencia en la reducción de respuesta, es de fabricación relativamente sencilla y económica.

La disposición típica de estos dispositivos es sobre diagonales metálicas tipo “chevrón” que se puede apreciar en la Figura VI-13, utilizando las deformaciones laterales relativas entre el nivel superior de las riostras y la viga de piso superior.

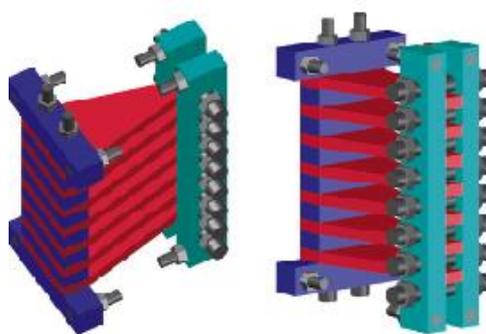


Figura VI-12: Detalle esquemático del sistema TADAS.

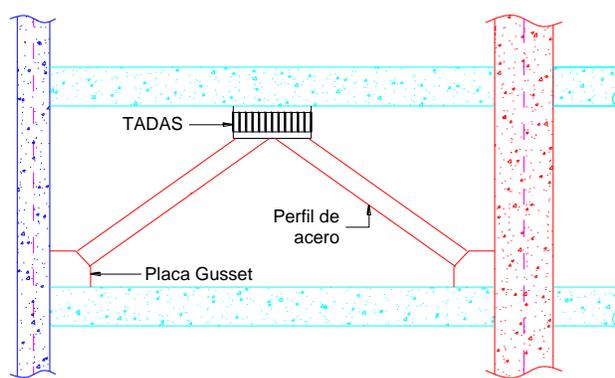


Figura VI-13: Detalle esquemático de la colocación del sistema TADAS.

VI.7.1 Definición de las propiedades TADAS

En la figura VI-14 se muestra la geometría y las variables que definen el diseño del TADAS.

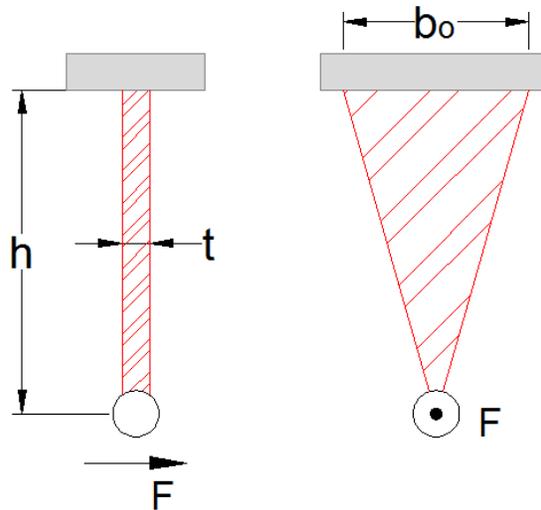


Figura VI-14: Geometría del sistema TADAS.

La fuerza de fluencia f_y queda definida por la ecuación 6.3, y la fuerza de última f_u por la ecuación 6.4.

$$f_y = \frac{\sigma_y b_0 t^2}{6h} \quad (6.3)$$

$$f_u = \frac{\sigma_y b_0 t^2}{4h} \quad (6.4)$$

Donde

σ_y es el esfuerzo de fluencia de las placas

Cabe notar que la relación f_u/f_y es 1.5. De la ecuación 6.4 se aprecia que a mayor altura se le asigne al dispositivo, se tendrá una menor fuerza y por lo tanto un mayor desplazamiento, el ancho funciona como comodín para regular la fuerza.

La rigidez del elemento TADAS se define con la ecuación 6.5 y el desplazamiento de fluencia con la ecuación 6.6.

$$k = \frac{Et^3 b_o}{6h^3} \quad (6.5)$$

$$u_y = \frac{1.5h^2}{Et} \quad (6.6)$$

Donde

E es el módulo de elasticidad del elemento

El número total de placas N depende de la fuerza de corte total F_y y de la fuerza última f_u quedando definida en la ecuación 6.7, por lo tanto, el valor de la rigidez total del sistema K_{TADAS} es proporcional al número de placas definiendo así la ecuación 6.8.

$$N = \frac{F_y}{F_u} \quad (6.7)$$

$$K_{TADAS} = Nk \quad (6.8)$$

Por último, la fuerza total de corte F_y es

$$F_y = K_{TADAS} u_y \quad (6.9)$$

La rigidez efectiva del disipador queda definida con la ecuación 6.10

$$K_{eff} = \frac{F_{max} + |F_{min}|}{x_{max} + |x_{min}|} \quad (6.10)$$

Donde las fuerzas y los desplazamientos máximos son producto del ciclo histerético producido por el sismo.

VI.7.2 Diseño final del sistema TADAS

En esta sección se muestra el diseño final del elemento TADAS con el cual se analizó el edificio.

Se definieron los siguientes parámetros de entrada: (1) un desplazamiento de fluencia $u_y = 0.12 \text{ cm}$; (2) un espesor de placas de $t = 2 \text{ cm}$; (3) un ancho de placa $b_o = 15 \text{ cm}$; (4) un esfuerzo de fluencia de la placa $\sigma_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$; (5) y un módulo de elasticidad de $E = 2038901.91 \text{ kg/cm}^2$.

En la Figura VI-15 se muestra la determinación de la altura de la placa y su fuerza última. Con el desplazamiento de fluencia dado y el espesor de placa, se puede despejar de la ecuación 6.6 la altura de la placa y se obtiene una altura $h = 10 \text{ cm}$. Además, se aprecia de manera gráfica la ecuación 6.4, en que se asignó la altura antes definida y el ancho de la placa propuesta, obteniendo una fuerza última de $f_u = 5.48 \text{ tonf}$. Con estos parámetros determinados, se calcula la rigidez de cada placa con la ecuación 6.5, resultando $k = 45.6 \text{ ton/cm}$.

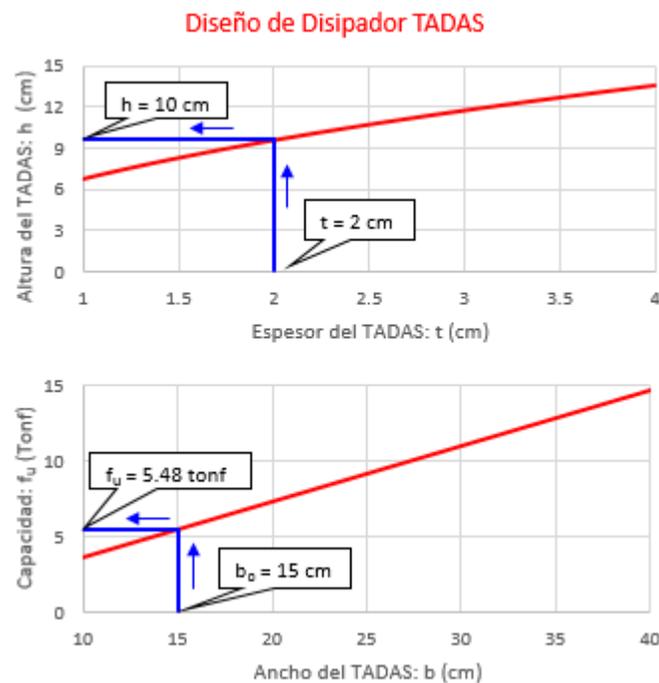


Figura VI-15: Determinación de propiedades del TADAS.

Teniendo la geometría de la placa determinada, ahora se procede a determinar el número necesario de placas en cada nivel para lograr el objetivo establecido de tener un drift máximo de 4%, para lograrlo se colocaron sistema de disipación TADAS en los niveles 0, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 10 en el sentido X, y en los niveles 8, 10 y 12 en el sentido Y, en la Figura VI-16 se muestra esta distribución en altura del TADAS en la que se aprecia que en el nivel 0 y el 2 se colocaron TADAS adicionales en los marcos centrales del edificio por el hecho de respetar la planta baja del edificio dejándola sin sistema de disipación que regularmente son restricciones de la arquitectura mantenerla lo más limpia posible. La distribución en planta es la misma que se utilizó para el sistema de disipación DFV indicado en la Figura VI-5.

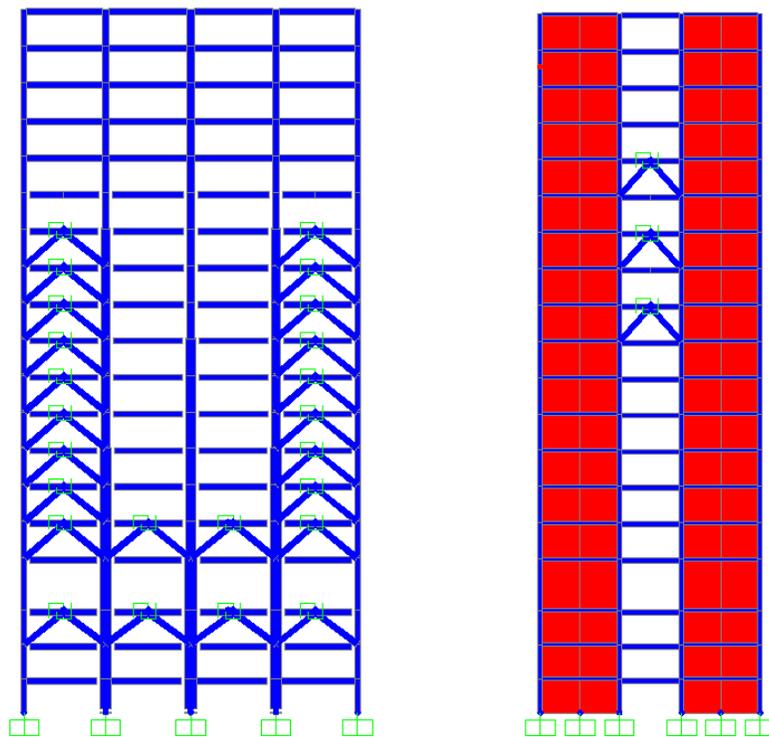


Figura VI-16: Distribución en altura del sistema TADAS.

En la Tabla VI-3 se indican el número de placas en cada nivel de disipación, su rigidez del sistema obtenida con la ecuación 6.8, la fuerza total de corte de cada sistema TADAS determinada con la ecuación 6.9, y el porcentaje de la fuerza total de corte de los 4 sistemas TADAS que se tienen en el sentido X de la fuerza cortante de cada nivel actuante sobre el modelo con base rígida. En la Tabla VI-4 se presenta la misma información pero en el sentido Y.

Tabla VI-3: Parámetros del sistema TADAS en el sentido X.

Nivel	Número de placas	k tonf/cm	F tonf	Porc. V total %
10	10	456.4	54.77	21.15
9	12	547.7	65.72	23.63
8	16	730.3	87.63	29.47
7	20	912.8	109.54	34.72
6	24	1095.4	131.45	39.18
5	28	1278.0	153.36	42.30
4	32	1460.5	175.26	45.01
3	32	1460.5	175.26	41.88
2	28	1278.0	153.36	69.01
0	26	1186.7	142.40	59.80

Tabla VI-4: Parámetros del sistema TADAS en el sentido Y.

Nivel	Número de placas	k tonf/cm	F tonf	Porc. V total %
12	28	1278.0	153.36	18.10
10	28	1278.0	153.36	14.42
8	28	1278.0	153.36	13.08

En la Figura VI-17 se muestra el drift original del modelo con base rígida y el drift correspondiente al modelo con disipación TADAS, en el que se aprecia la reducción de éste en un 40% del máximo, logrando así el objetivo planteado.

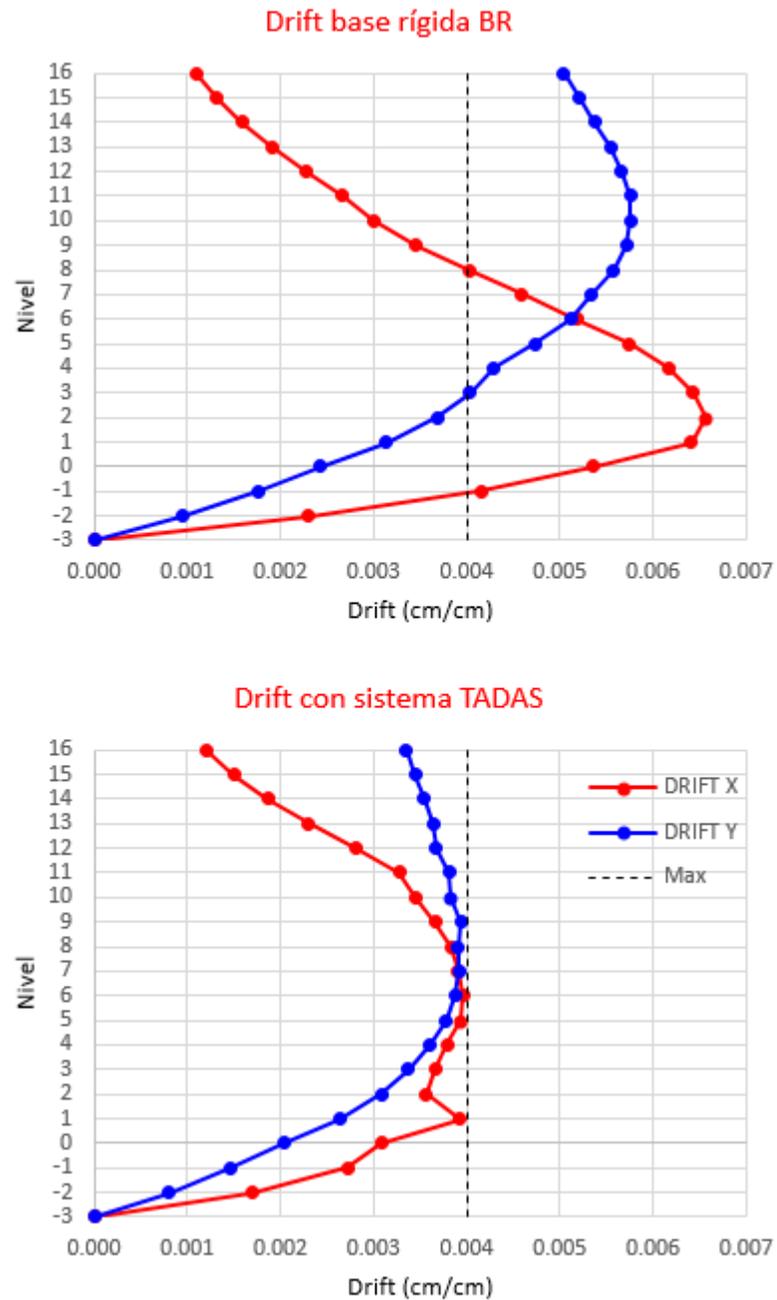


Figura VI-17: Reducción de Drift con sistema TADAS.

VI.7.3 Modelación de los disipadores TADAS

Para modelar la constitutiva elastoplástica de los disipadores TADAS en SAP2000, se utilizó el elemento tipo Link no lineal tipo Plastic (Wen) que utiliza el modelo matemático de Wen. Este modelo permite considerar comportamiento bilineal, con rigidez post-fluencia y tiene una transición gradual entre la rama elástica y la plástica, como se muestra en la Figura VI-18.

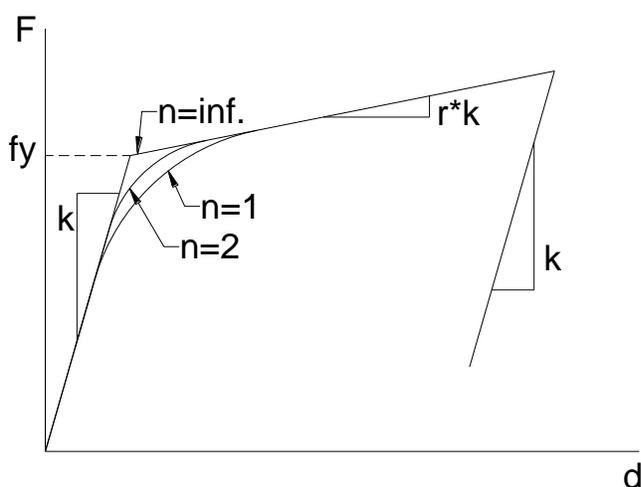


Figura VI-18: Relación constitutiva Fuerza – Deformación del modelo Wen.

La variable n de acuerdo a lo que se aprecia en la Figura VI-18 permite un ajuste más suave o más abrupto entre las ramas elástica y plástica de la relación constitutiva. Para este estudio se eligió un valor de relación de las rigideces de $r = 0.025$, y un valor de $n = 20$ que es un valor razonablemente alto para modelar una transición brusca entre la rama elástica y la plástica. En la Tabla VI-5 se presenta un caso de los parámetros necesarios para definir el elemento TADAS del nivel 6 del sentido X en SAP2000.

Tabla VI-5: Parámetros para definición del TADAS en SAP2000 usando elemento tipo Link Plastic (Wen).

k_{ef} tonf/cm	ζ_{ef}	K_{TADAS} tonf/m	F_y tonf	r	n
220	0	1095	131	0.025	20

De la Tabla VI-5 cabe mencionar que la rigidez efectiva k_{ef} se debe calcular para cada dispositivo y calibrarse de acuerdo a la fuerza y desplazamiento máximos de cada uno. El amortiguamiento efectivo ζ_{ef} se indicó cero, puesto que no influye en el análisis ya que esta propiedad es para un análisis lineal y el amortiguamiento se da a través de la histéresis del dispositivo, a diferencia de la rigidez efectiva, esta es importante indicarla, ya que SAP2000 utiliza este dato para la determinación del periodo.

VI.7.4 Modos de vibración de la estructura con disipadores TADAS

Los modos de vibración de la estructura con TADAS registra un primer modo en dirección X $T_1 = 1.65 \text{ seg}$, el segundo modo es en la dirección Y con un periodo de $T_2 = 1.43 \text{ seg}$, y el tercer modo es torsional, con un periodo de $T_3 = 1.00 \text{ seg}$. Se obtuvo una reducción en sus periodos debido al aporte de rigidez que ofrece el sistema TADAS. La Tabla VI-6 muestra los primeros diez factores de participación de masa en los que se alcanza el 90% de la masa participante en la dirección X, Y y rotación, el sentido vertical Z alcanza el 90% de la masa participante hasta el modo 141. En la Figura VI-19 se presentan los primeros 3 modos de vibrar.

Tabla VI-6: Detalle de los modos y factores de participación modal del modelo con disipación TADAS.

Modo	Periodo	Factor	Factor	Factor	Factor	Suma	Suma	Suma	Suma
	Seg	Partic.	Partic.	Partic.	Partic.	F. Part.	F. Part.	F. Part.	F. Part.
		UX	UY	UZ	RZ	UX	UY	UZ	RZ
1	1.655	0.752	0.000	0.000	0.2083	0.7520	0.0000	0.0000	0.2083
2	1.438	0.000	0.689	0.000	0.3808	0.7520	0.6888	0.0000	0.5891
3	1.009	0.000	0.000	0.000	0.1184	0.7520	0.6888	0.0000	0.7075
4	0.586	0.125	0.000	0.000	0.0344	0.8768	0.6888	0.0000	0.7418
5	0.382	0.000	0.157	0.000	0.0869	0.8768	0.8453	0.0000	0.8288
6	0.314	0.039	0.000	0.000	0.0108	0.9153	0.8453	0.0000	0.8396
7	0.299	0.000	0.000	0.000	0.0251	0.9153	0.8453	0.0000	0.8647
8	0.199	0.022	0.000	0.000	0.0060	0.9371	0.8453	0.0001	0.8707
9	0.184	0.000	0.000	0.707	0.0000	0.9371	0.8453	0.7075	0.8707
10	0.164	0.000	0.059	0.000	0.0330	0.9371	0.9045	0.7075	0.9038

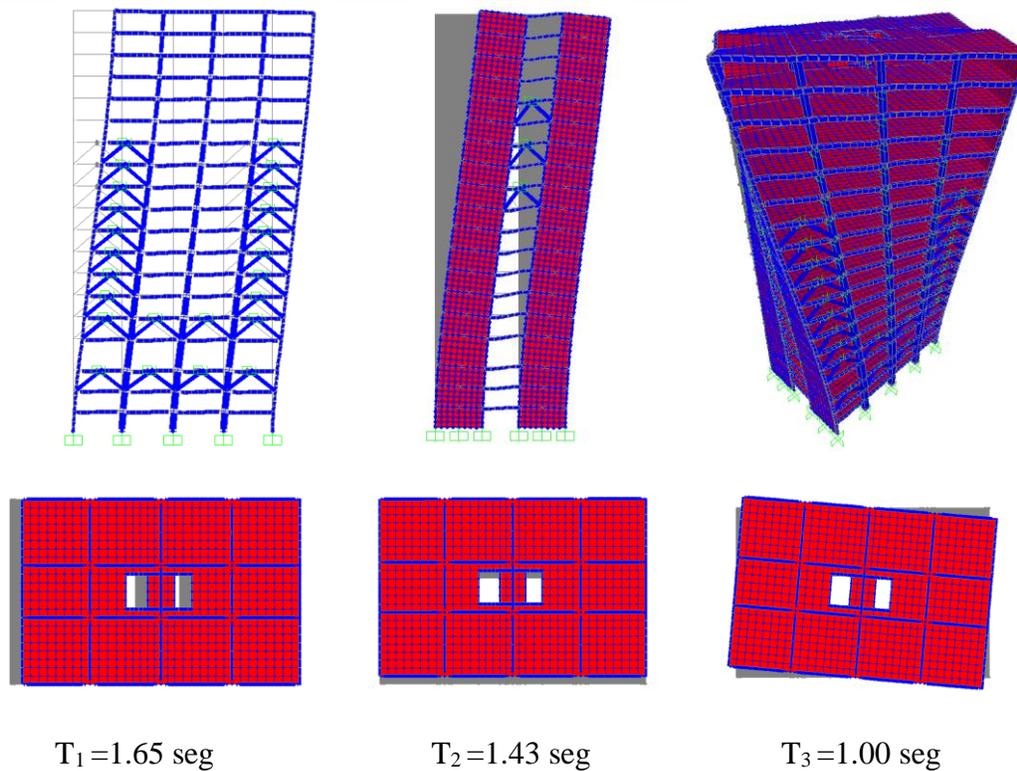


Figura VI-19: Primeros tres modos de vibrar del edificio con sistema TADAS.

VI.7.5 Relación Fuerza – Desplazamiento de disipadores TADAS

En esta sección se presentan las relaciones fuerza – desplazamiento de los disipadores TADAS característicos del edificio, presentando un dispositivo por piso y por cada sentido. Los TADAS analizados serán los elementos 1 al 10 correspondientes al sentido X sobre el eje A y del 11 a 13 pertenecientes al sentido Y sobre el eje 1 (ver Figura II-3 para ejes). En la Figura VI-20 se muestra la numeración de los TADAS.

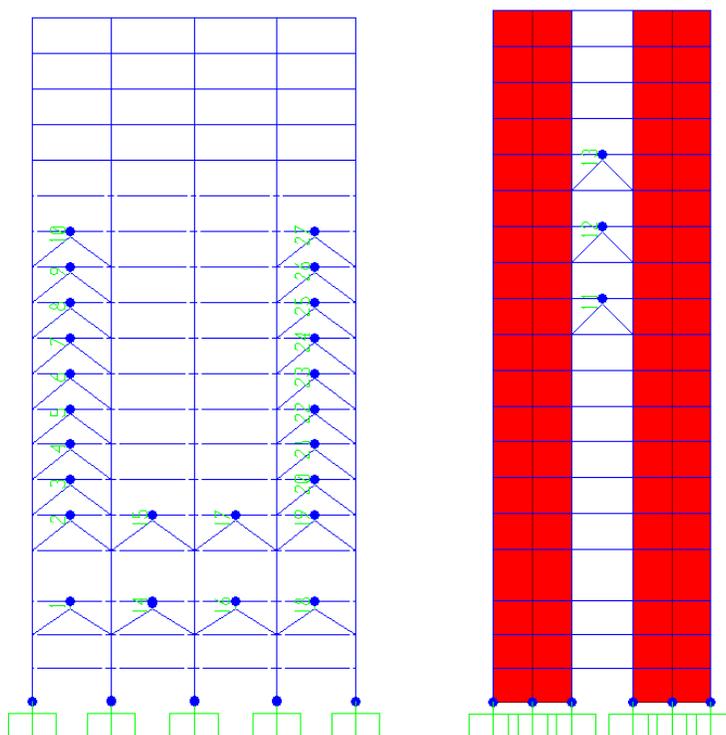
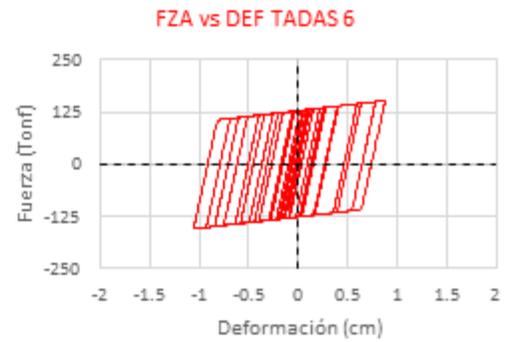
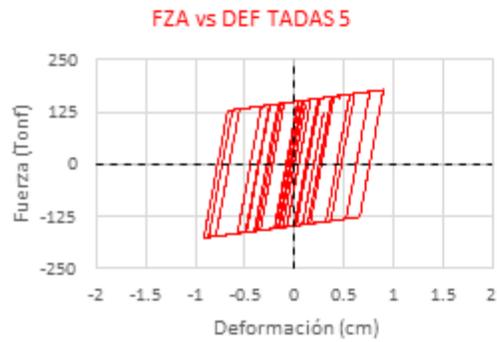
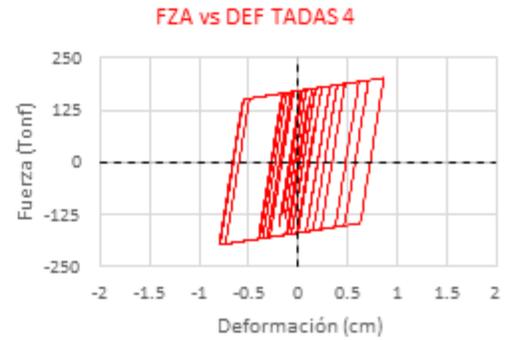
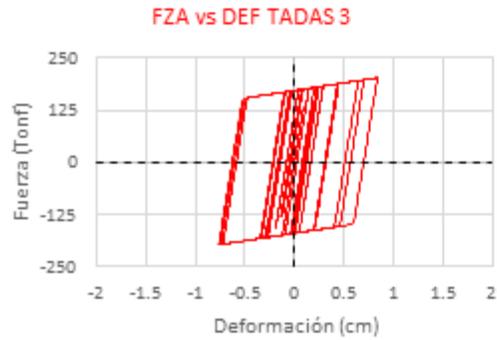
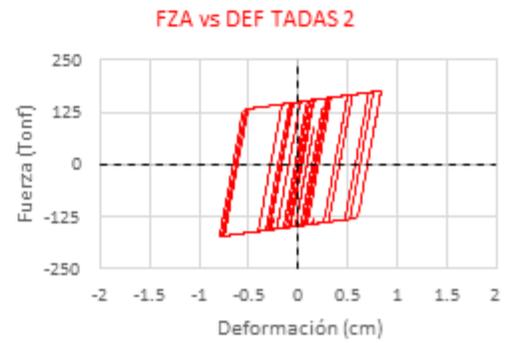


Figura VI-20: Numeración de disipadores TADAS.

En la Figura VI-21 se muestran las relaciones Fuerza – Desplazamiento de los TADAS con color rojo los del sentido X y en color azul los del sentido Y. Se aprecia una tendencia de ir aumentando el desplazamiento y disminuyendo la fuerza conforme se

incrementa la altura en los TADAS del sentido X, y en los del sentido Y su fuerza y desplazamiento son mayores.



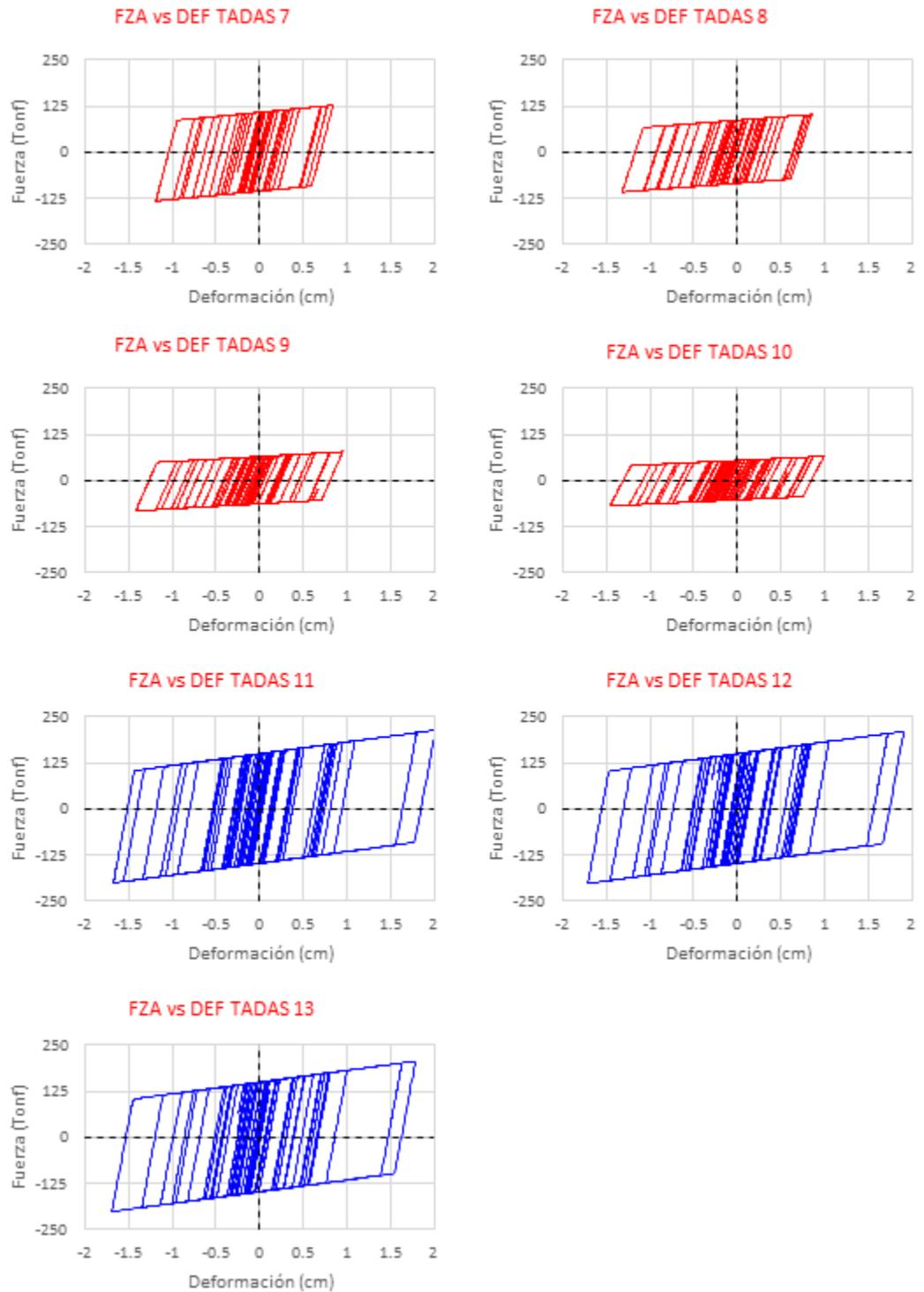


Figura VI-21: Relación Fuerza – Deformación de disipadores TADAS.

VI.7.6 Diseño de diagonales para el sistema TADAS

En esta sección se muestra el diseño de las diagonales para el sistema TADAS, las cuales están sometidas a cargas axiales que no deben sobrepasar su carga crítica y comportarse de manera elástica durante toda la duración del sismo y transmitir la rigidez suficiente al sistema TADAS de manera tal que actúe por completo el dispositivo. En la Tabla VI-7 se presentan las fuerzas axiales P_u en las diagonales de los dispositivos TADAS analizados en la sección VI.7.5, el perfil OC propuesto con su respectiva área A , la carga axial resistente P_n , su radio de trabajo su rigidez axial y su rigidez axial K_D utilizando un módulo de elasticidad del acero de $E = 2038901.91 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla VI-7: Diseño de diagonales del sistema TADAS.

TADAS	Sentido	Perfil OC pulg - mm	Área cm ²	L cm	K _D tonf/cm	P _u tonf	P _n tonf	Radio %
10	X	10 - 6.35	53.2	335	324	48.9	114	42.90
9	X	10 - 6.35	53.2	335	324	57.6	114	50.55
8	X	12 - 6.35	63.4	335	386	74.8	140	53.45
7	X	12 - 6.35	63.4	335	386	88.2	140	62.99
6	X	12 - 8.38	83.1	335	506	102.6	184	55.74
5	X	12 - 8.38	83.1	335	506	118.3	184	64.27
4	X	14 - 9.53	103.7	335	631	132.5	233	56.86
3	X	14 - 9.53	103.7	335	631	132.2	233	56.72
2	X	12 - 8.38	83.1	335	506	115.8	184	62.94
1	X	12 - 8.38	83.1	320	529	102.1	184	55.47
11	Y	14 - 11.13	120.6	275	894	158.8	272	58.38
12	Y	14 - 11.13	120.6	275	894	160.7	272	59.09
13	Y	14 - 11.13	120.6	275	894	156.7	272	57.62

En esta última tabla se presenta un radio de trabajo entre el 50 y 60% con el propósito de garantizar que tenga un comportamiento elástico en todo momento y transmitir toda la carga de corte al sistema TADAS.

VII. RESPUESTAS DE ANALISIS

En esta sección se muestran las respuestas de los análisis realizados al edificio con los distintos modelos. Se analiza el edificio con respuestas de manera global como sus fuerzas, desplazamientos, deformaciones y aceleraciones, y de manera local como los esfuerzos en las columnas y vigas para comparar de manera directa los 6 modelos estudiados y obtener las conclusiones correctas.

De manera general, las respuestas están representadas con la siguiente simbología mostrada en la Tabla VII-1.

Tabla VII-1: Simbología en la presentación de respuestas a cada modelo

Sistema	Símbolo	Color	
Base rígida	BR	Negro	
Base aislada con sistema ALNP	ALNP	Rojo	
Base aislada con sistema AD	AD	Azul	
Aislamiento en doble interface	DI	Verde	
Disipación con fluido viscoso	DFV	Naranja	
Disipación por fluencia de material	TADAS	Cyan	

VII.1 Períodos

Existe una diferencia en los periodos fundamentales de la estructura en cada modelo analizado. El periodo fundamental del edificio con base rígida es de $T = 1.89 \text{ seg}$, el cual es modificado en los modelos sistema de aislamiento sísmico llevándolo a 2.9 veces el periodo en el modelo DI; 2.51 veces el modelo AD; y 2.16 veces en el caso del ALNP. En los modelos con disipación sísmica, el analizado con DFV su período se mantiene igual, debido a que no incorpora rigidez al sistema, en cambio, el modelo

con dispositivos TADAS presenta una reducción en el periodo de 0.87 veces por el aumento en la rigidez. En la Figura VII-1 se muestra esta variación en los periodos.

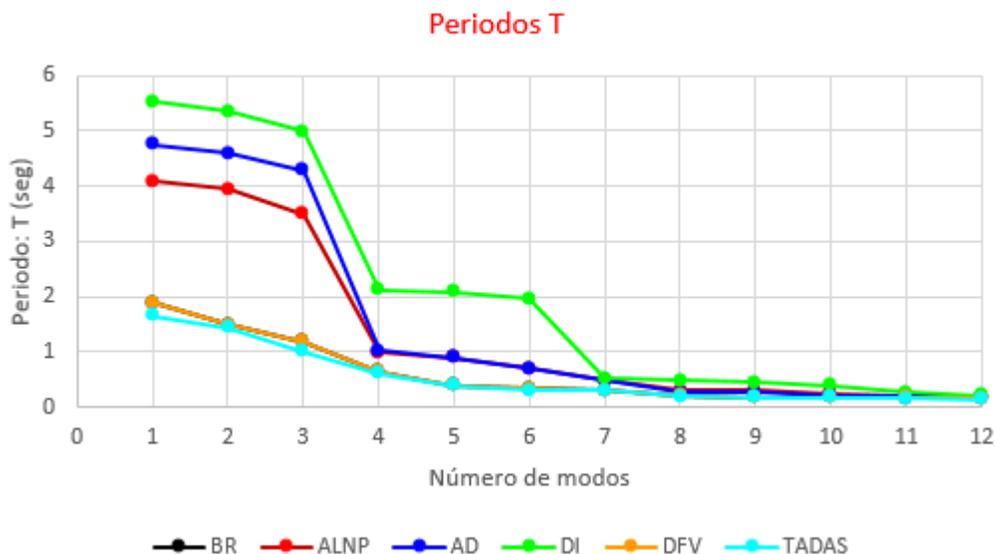


Figura VII-1: Periodos de los diferentes modelos analizados

VII.2 Reacciones Máximas

En la Figura VII-2 se presentan las reacciones máximas y mínimas que experimentan los apoyos en los seis modelos, se observan levantamientos considerables en el modelo de base rígida de hasta 1846 *tonf* en las esquinas. Los modelos con disipación de energía reducen las reacciones en todos los apoyos, pero se mantiene el problema. En cambio, con los sistemas aislados se reducen en gran medida los levantamientos, existiendo en menor cantidad de apoyos y con un levantamiento máximo de 250 *tonf* en la esquina.

En relación a las reacciones máximas, nuevamente el modelo de base rígida presenta las mayores de ellas registrando una reacción máxima de 2587 *tonf* en una esquina.

Los modelos con disipación reducen estas reacciones, siendo el DFV con mayor mejora en este sentido; sin embargo, los sistemas aislados presentan una reducción significativa en sus reacciones máximas permitiendo de esta manera tener una cimentación más económica.

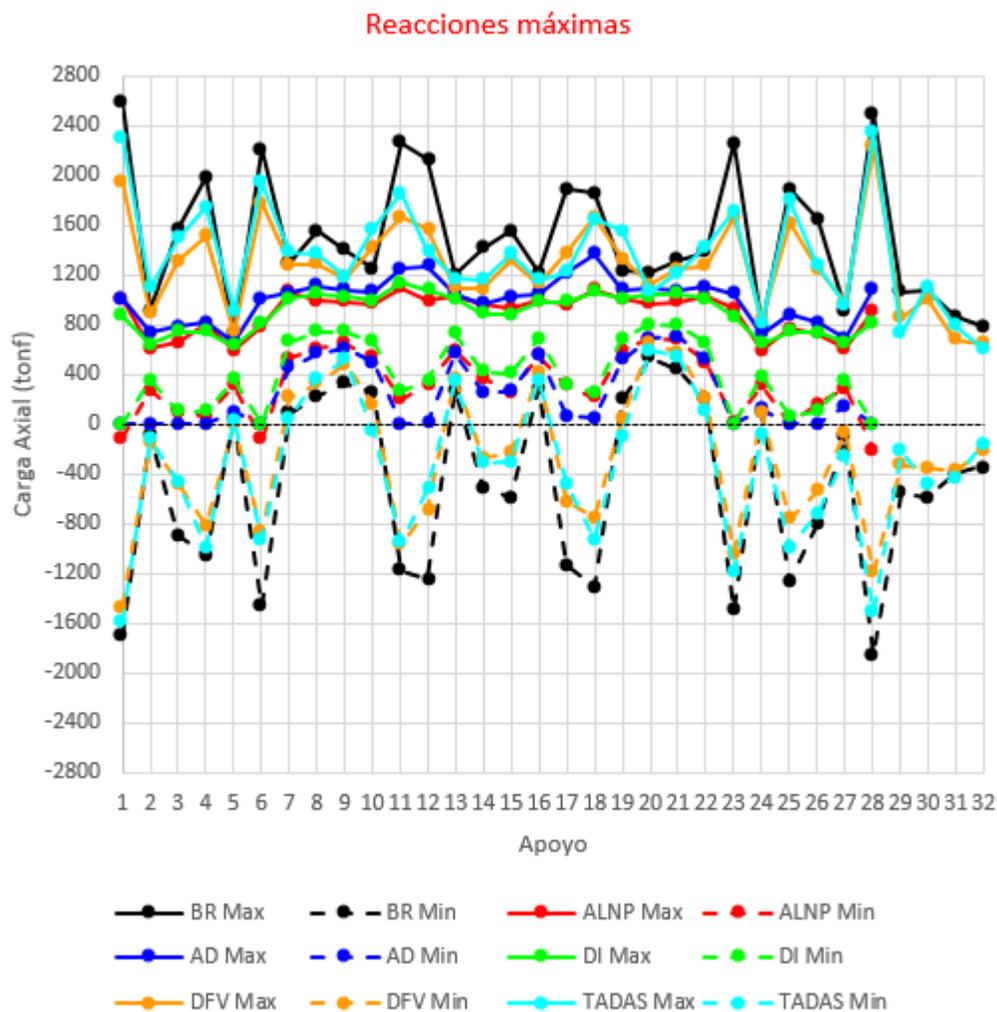


Figura VII-2: Reacciones máximas y mínimas de los 6 modelos.

VII.3 Reacciones a través del tiempo

Ahora se estudian las reacciones a través del tiempo de 3 apoyos característicos, el apoyo 1 que se encuentra en la primera esquina del edificio, el apoyo 11 que soporta una esquina del muro M-5 y el apoyo 16 que corresponde a un apoyo de borde central (ver Figura V-3 para numeración de apoyos).

En la Figura VII-3 se presenta la reacciones del apoyo uno a través del tiempo de los 6 modelos, en la cual se observa una reacción máxima con el modelo BR de *2590 tonf* y un levantamiento de hasta *1705 tonf* debido a que este apoyo se encuentra en la esquina del edificio y es donde más se producen situaciones críticas de levantamiento. Los modelos aislados reducen en gran medida la reacción máxima, en el caso del modelo ALNP presenta levantamiento en una ocasión con una fuerza de *110 tonf*, el sistema AD en repetidas ocasiones sufre levantamientos, y es en el caso del sistema DI que solo presenta levantamiento en una ocasión y su carga máxima es de *869 tonf*, siendo este modelo que presenta la menor de todas. Por otro lado, en los sistemas de disipación de energía se muestra una mejora en las cargas máximas y mínimas, pero se sigue manteniendo una cimentación considerable.

El apoyo 11 se muestra en la Figura VII-4, en la que se sigue teniendo un levantamiento considerable de hasta *1172 tonf* y una reacción máxima de *2258 tonf* en el modelo BR. En los modelos aislados ALNP y DI no se presentan levantamientos en ningún momento, y en AD se presentan solo en dos ocasiones. El modelo ALNP es el que presenta menor carga máxima con una fuerza de *1097 tonf* y su carga mínima de *197 tonf*. Por el contrario, los modelos de disipación se tienen levantamientos en repetidas ocasiones, pero en menor medida al modelo de BR.

Por último, en la Figura VII-5 se muestra el apoyo 16, en este caso no se presenta en ningún momento levantamiento y su reacción máxima es de *1215 tonf* producida con el modelo BR. Nuevamente los modelos aislados reducen mucho su respuesta y los modelos con disipación de energía presentan una mejora respecto al BR.

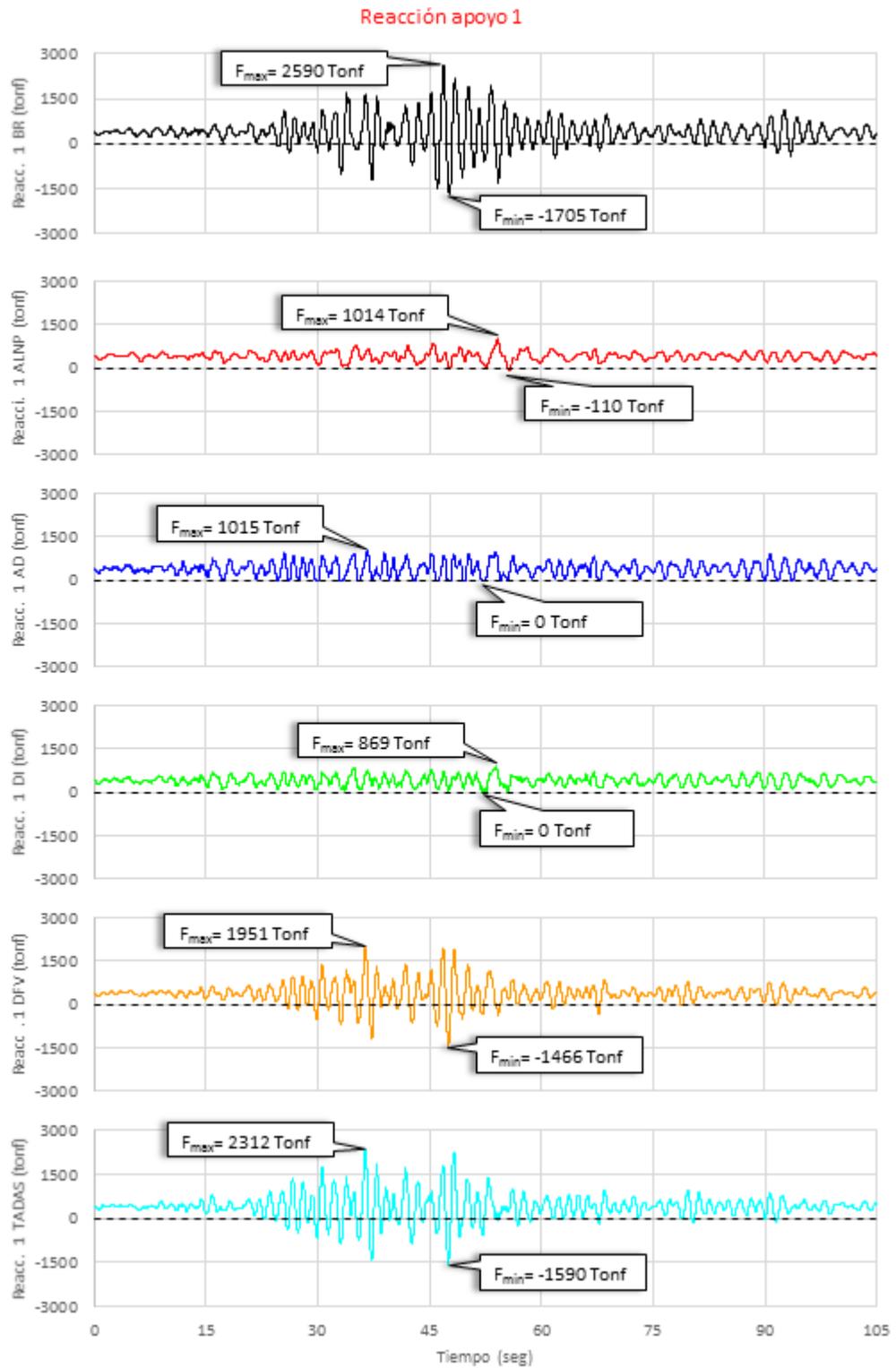


Figura VII-3: Reacción del apoyo 1 de los 6 modelos a través del tiempo.

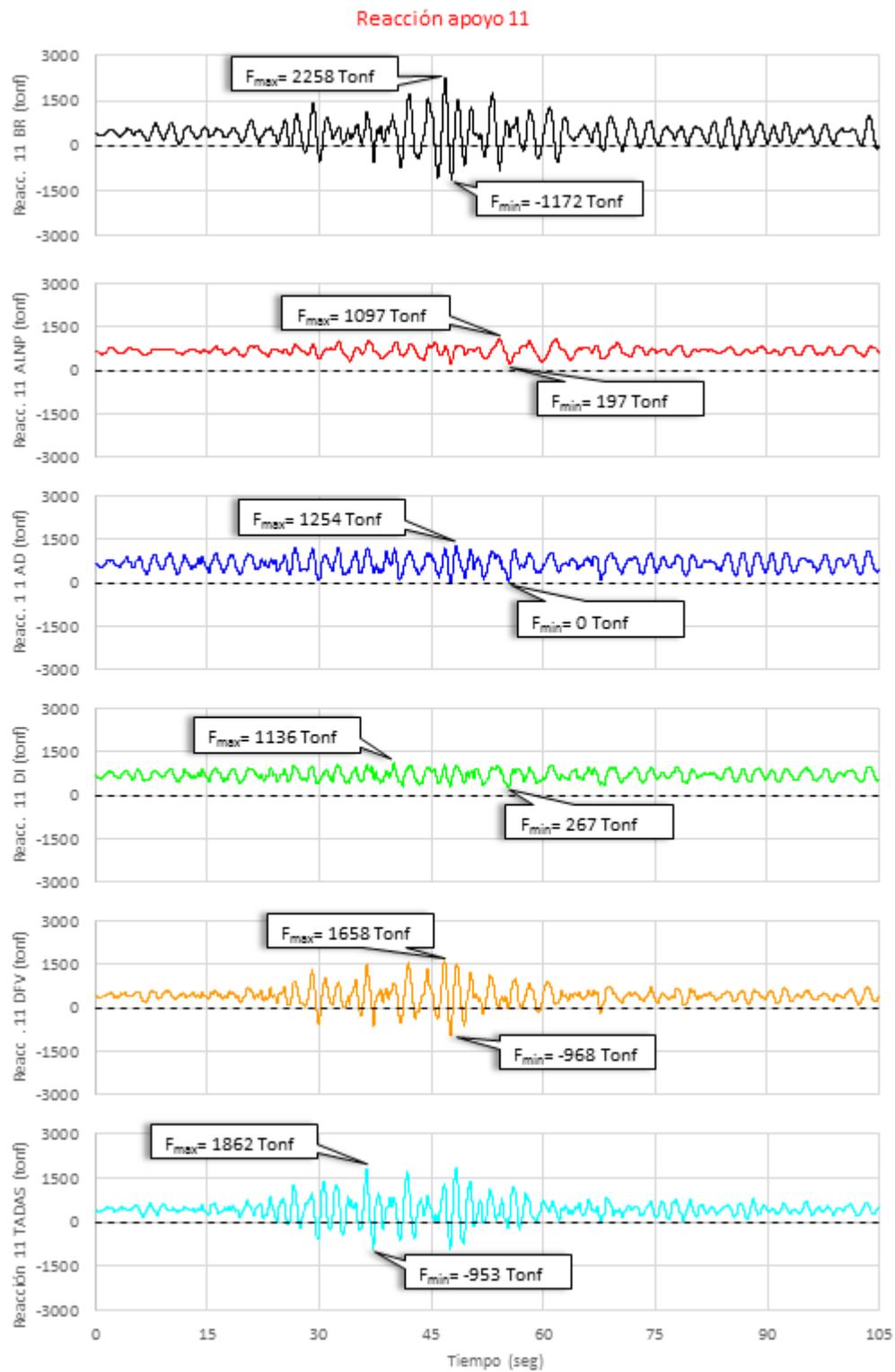


Figura VII-4: Reacción del apoyo 11 de los 6 modelos a través del tiempo.

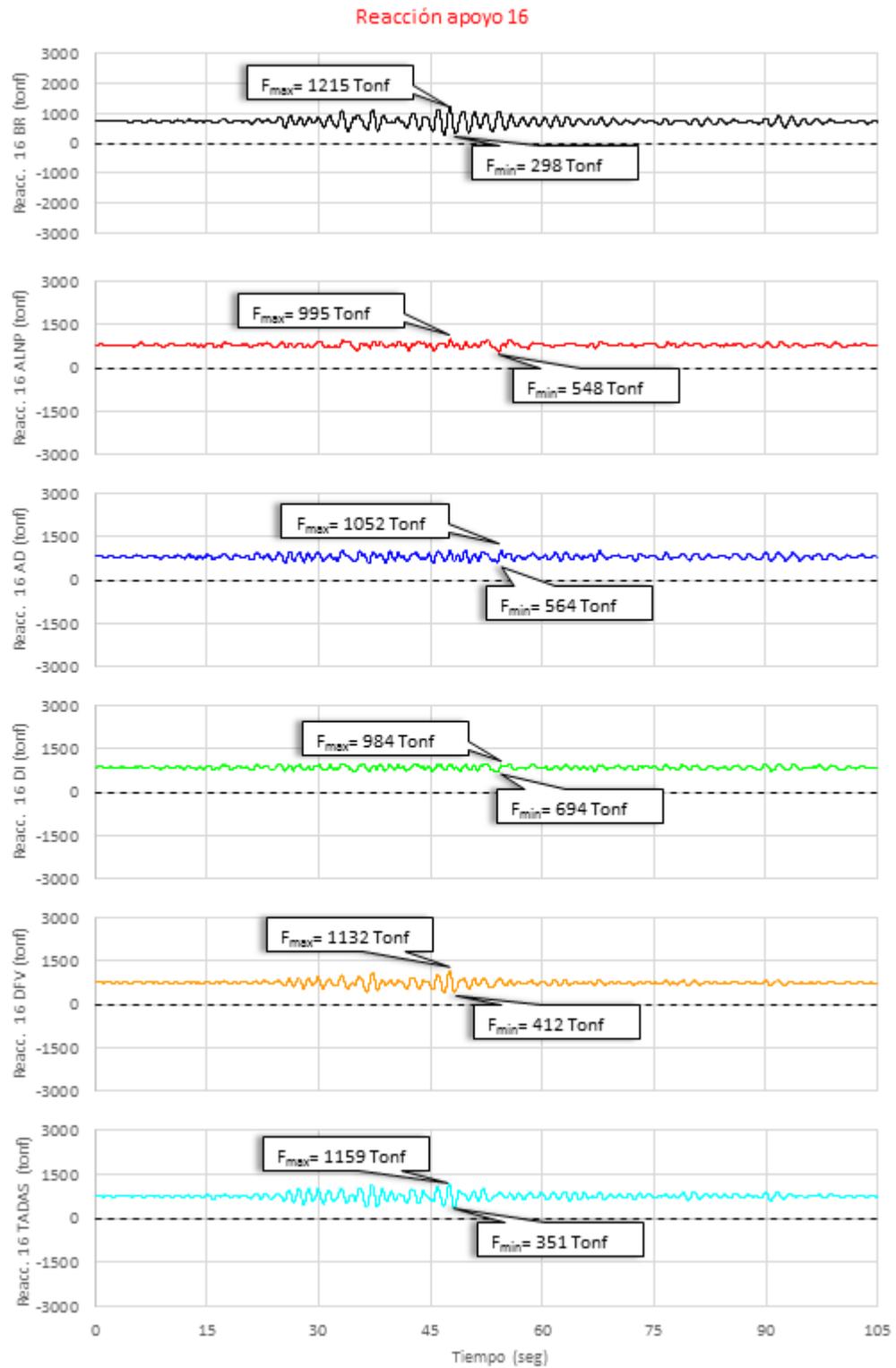


Figura VII-5: Reacción del apoyo 16 de los 6 modelos a través del tiempo.

VII.4 Fuerza de corte

Estudiando el corte máximo en cada nivel en sentido X e Y se presenta la Figura VII-6 en la que se aprecia un corte mayor para el modelo de BR y reducciones con el resto de los modelos. El corte de BR va en aumento conforme disminuyen sus niveles, en cambio los modelos con disipación de energía se aprecia claramente una disminución en los niveles que se tiene los dispositivos DFV o TADAS. En los modelos aislados, de manera general se presenta una reducción uniforme en su corte respecto al modelo BR, con la diferencia en el modelo de doble interface DI que existe una reducción mayor de corte a nivel de los aisladores intermedios. De manera general, los modelos con disipación de energía presentan una reducción en el corte, pero son en los modelos con aislamiento en que su reducción es más significativa.

En la Figura VII-7 se estudia el corte basal en X de los seis modelos, resultado un corte basal máximo de *2044 tonf* en el modelo BR y un corte basal mínimo de *2018 tonf* en el modelo con disipación TADAS. En los tres modelos con aislamiento se presenta una reducción significativa, siendo el modelo DI el menor de los tres, con un corte máximo de *754 tonf* y uno mínimo de *760 tonf*. Los modelos con disipación de energía reducen su respuesta de corte basal, pero no de manera considerable.

En la Figura VII-8 se presenta el corte basal en Y, sentido en el que resulta un incremento en el corte para los seis modelos, esto debido a la cantidad de muros que se tienen en el sentido Y que provocan un incremento en la rigidez y por lo tanto en la fuerza de corte que captan. El cortante basal máximo es de *3180 tonf* perteneciente al modelo BR, que se reduce en los modelos con disipación y de manera significativa en los modelos con aislamiento sísmico, siendo nuevamente el DI con menor fuerza.

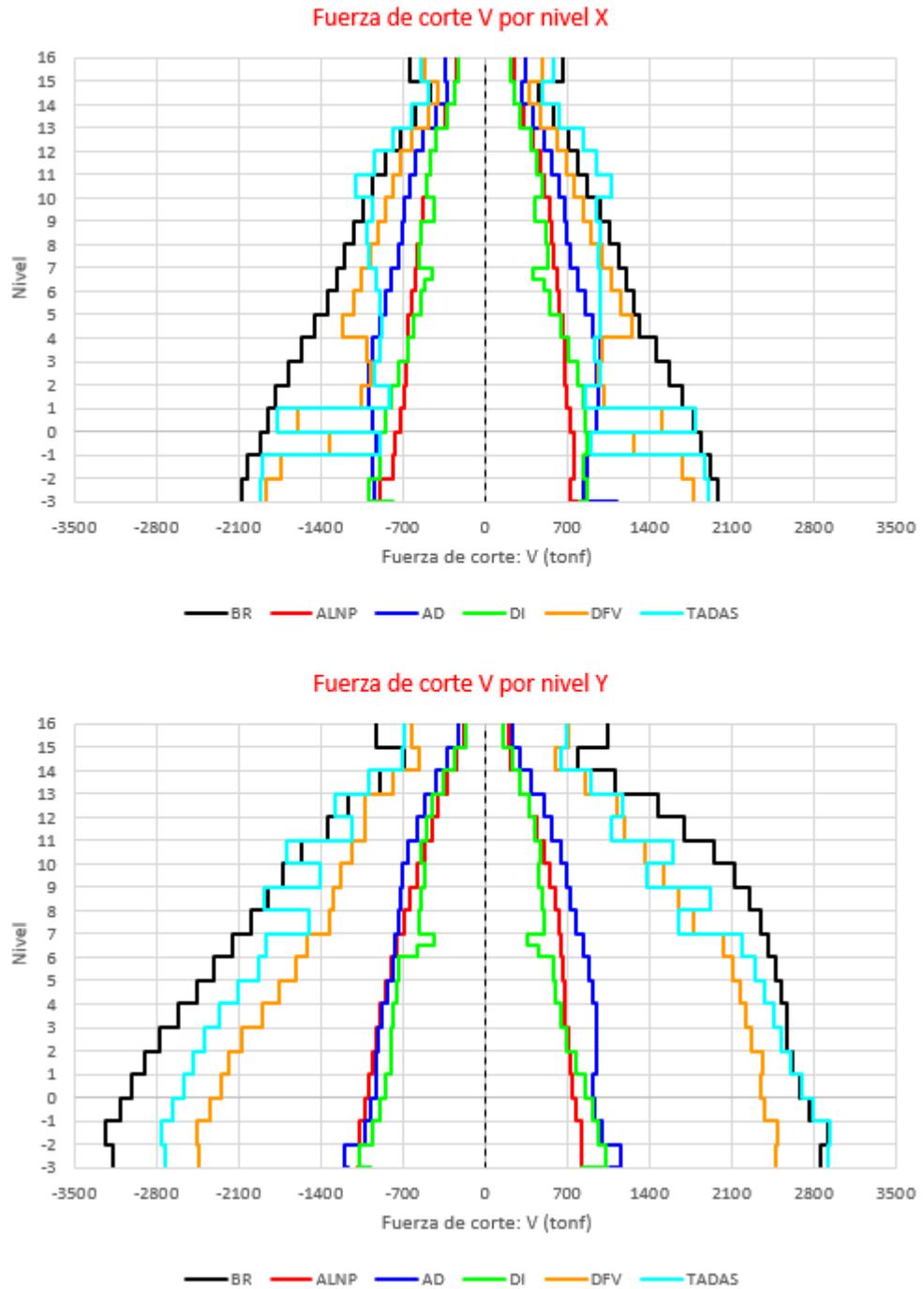


Figura VII-6: Fuerza de corte máximos por nivel en sentido X e Y de los 6 modelos.

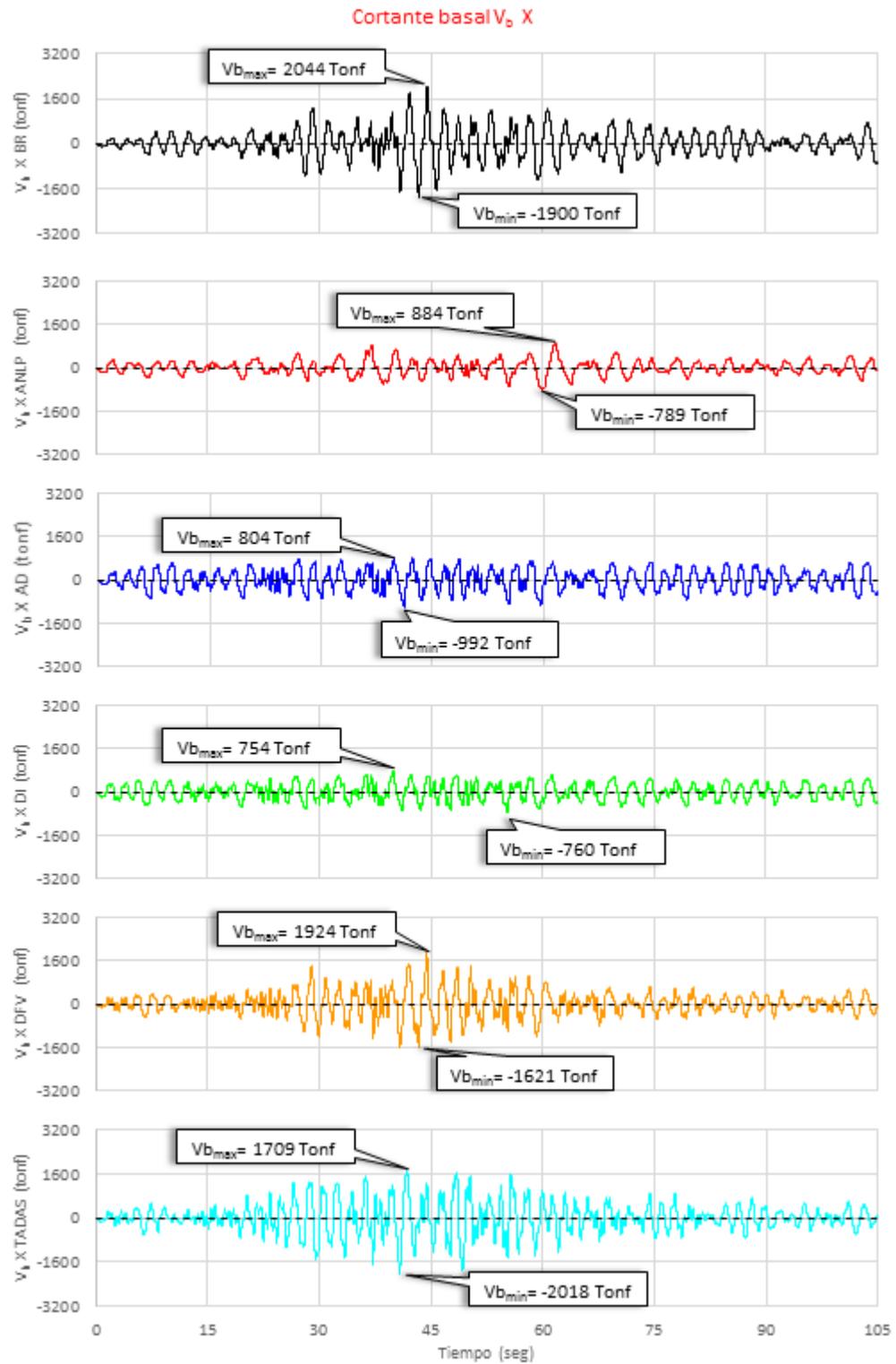


Figura VII-7: Cortante Basal en X de los 6 modelos a través del tiempo.

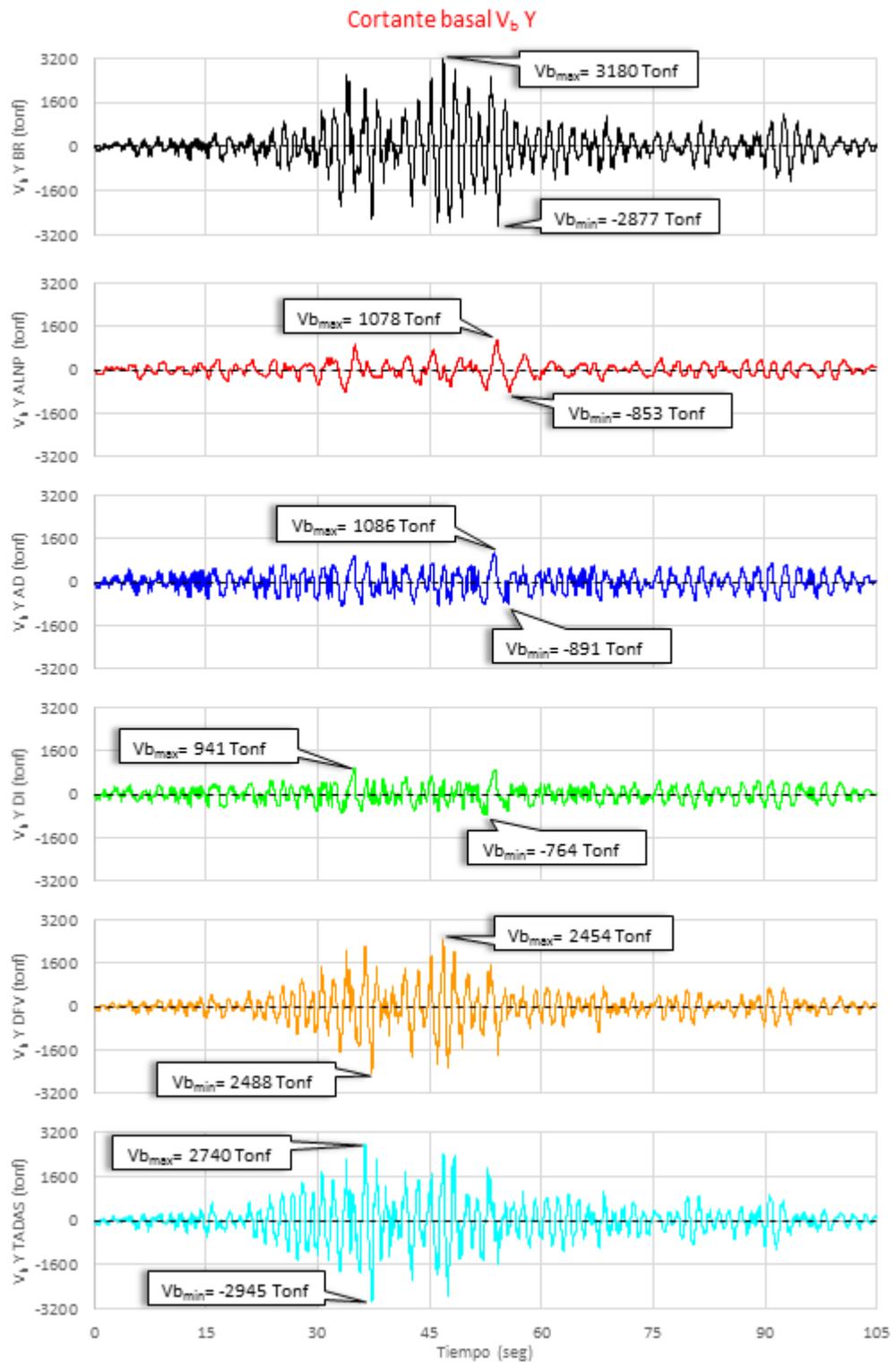


Figura VII-8: Cortante Basal en Y de los 6 modelos a través del tiempo.

VII.5 Momento Volcante

Estudiando el momento volcante se presenta en la Figura VII-9 los momentos volcantes máximos en el sentido X e Y, en dicha Figura se muestra un momento volcante máximo de $8,462,613 \text{ tonf-cm}$ en el sentido X y $13,768,281 \text{ tonf-cm}$ en el sentido Y, ambos del modelo BR. Este momento volcante se va reduciendo con el modelo TADAS, se reduce más con el DFV y en gran medida con los modelos AD, ALNP y DI, en este orden, siendo en el sentido Y más significativa la reducción en los modelos con aislamiento. Los momentos volcantes para el modelo DI son de $3,837,788 \text{ tonf-cm}$ en el sentido X y de $4,116,931 \text{ tonf-cm}$ para el sentido Y

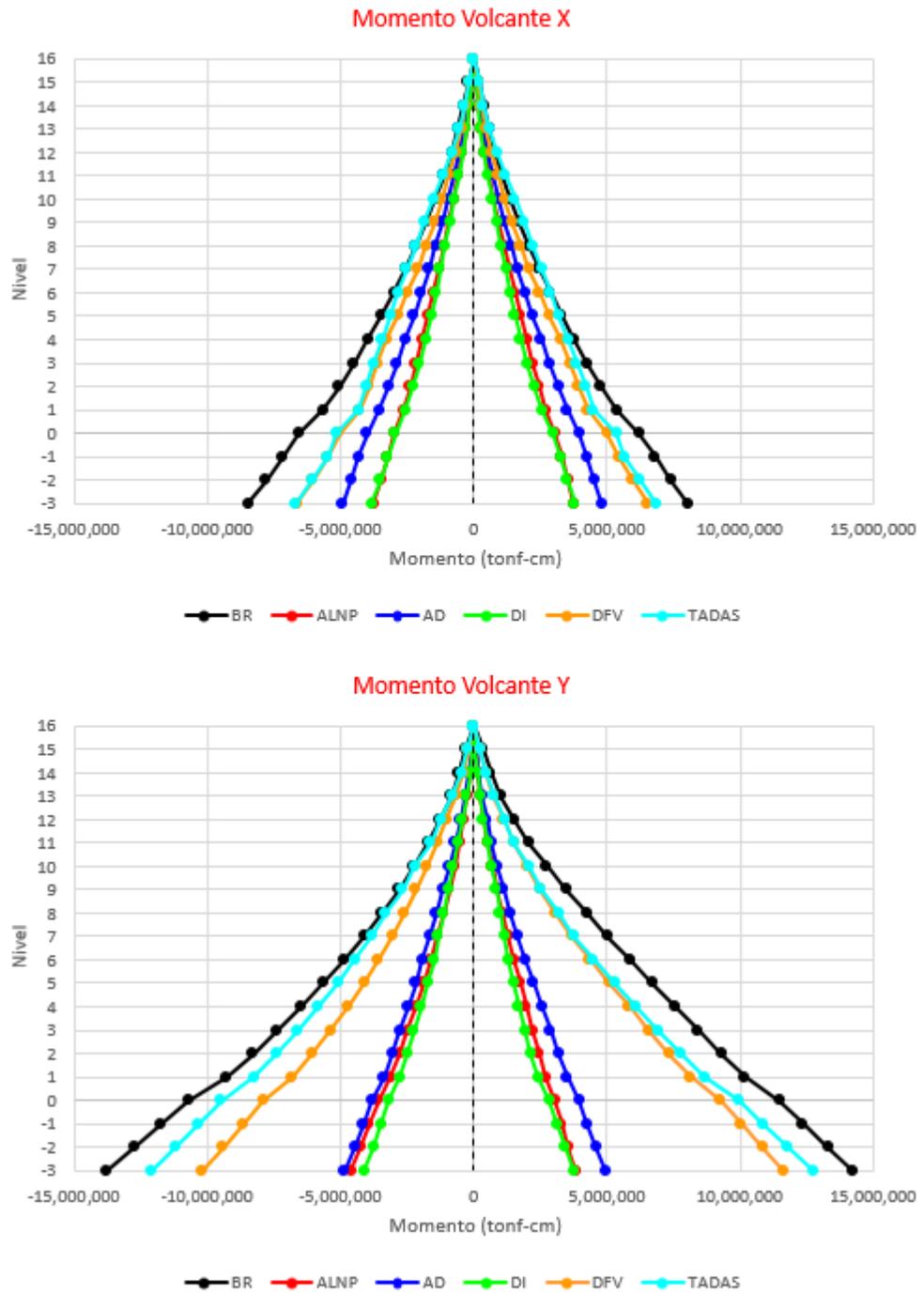


Figura VII-9: Momento volcante en sentido X e Y de los 6 modelos.

VII.6 Desplazamiento en Azotea

Estudiando el desplazamiento de azotea en el sentido X se presenta la Figura VII-10, en la que se muestra un desplazamiento máximo de *25.8 cm* correspondiente al modelo de BR. En los modelos con disipación de energía se tiene reducción en el desplazamiento, siendo de *18.1 cm* el desplazamiento máximo para el modelo DFV y de *20.3 cm* para el modelo TADAS. Los modelos con aislamiento sísmico presentan reducción, siendo el AD con mayor aporte con un desplazamiento máximo de *17.2 cm*, mientras que el ALNP es de *25.5 cm*, y el DI con *18.3 cm*, señalando que los desplazamientos con aislamiento sísmico se producen como bloques rígidos que se muestran en la siguiente sección.

Respecto a los desplazamientos máximos de azotea del sentido Y, se presenta en la Figura VII-11 los desplazamientos de los seis modelos, siendo en este sentido el modelo ALNP con un mayor desplazamiento de *31 cm*, y de *29.2 cm* para el modelo de BR. Se muestra una reducción considerable en los modelos con disipación, resultando un máximo desplazamiento de *21.2 cm* y de *21.3 cm* para los modelos DFV y TADAS respectivamente.

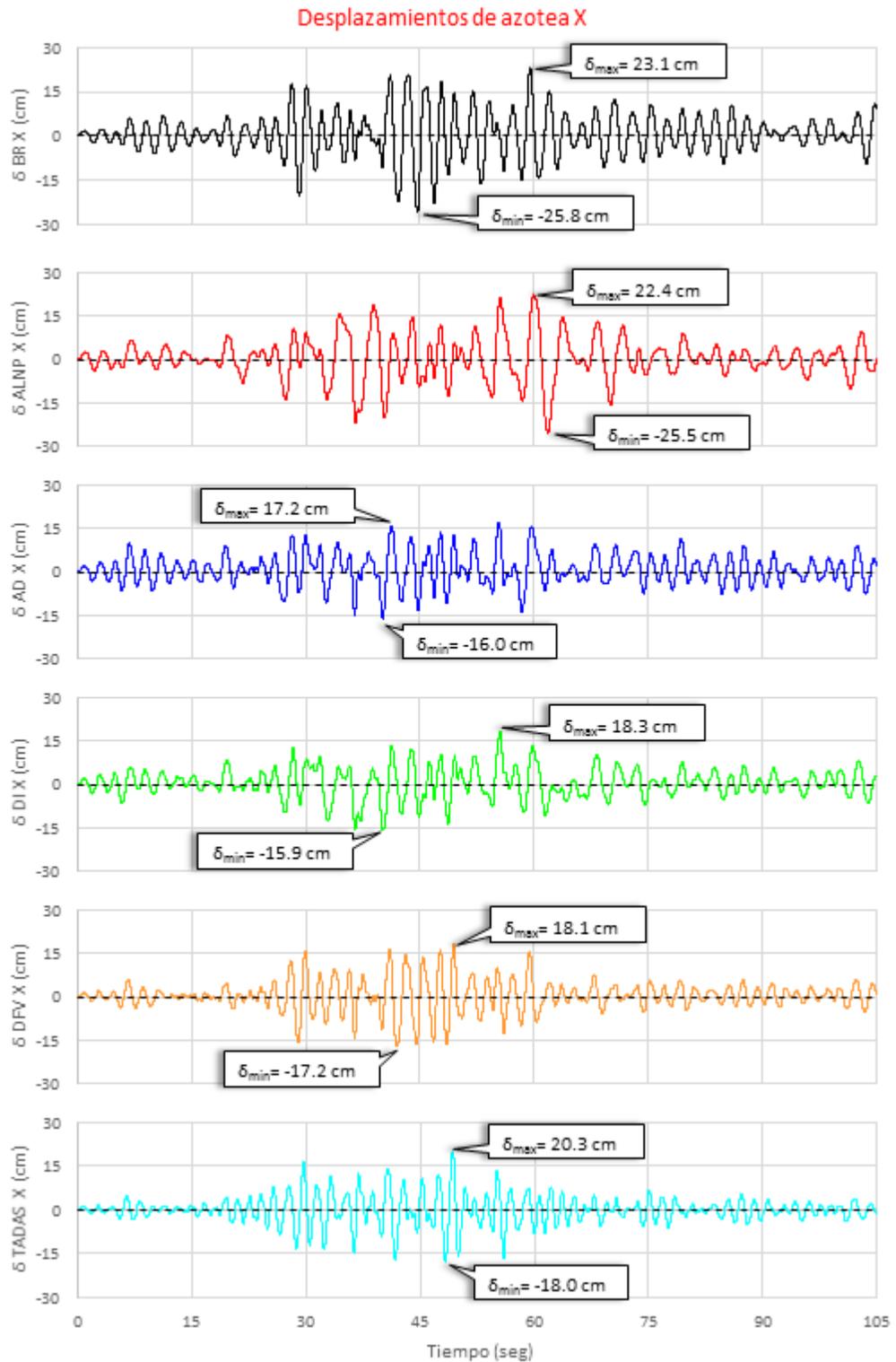


Figura VII-10: Desplazamiento de azotea en sentido X a través del tiempo

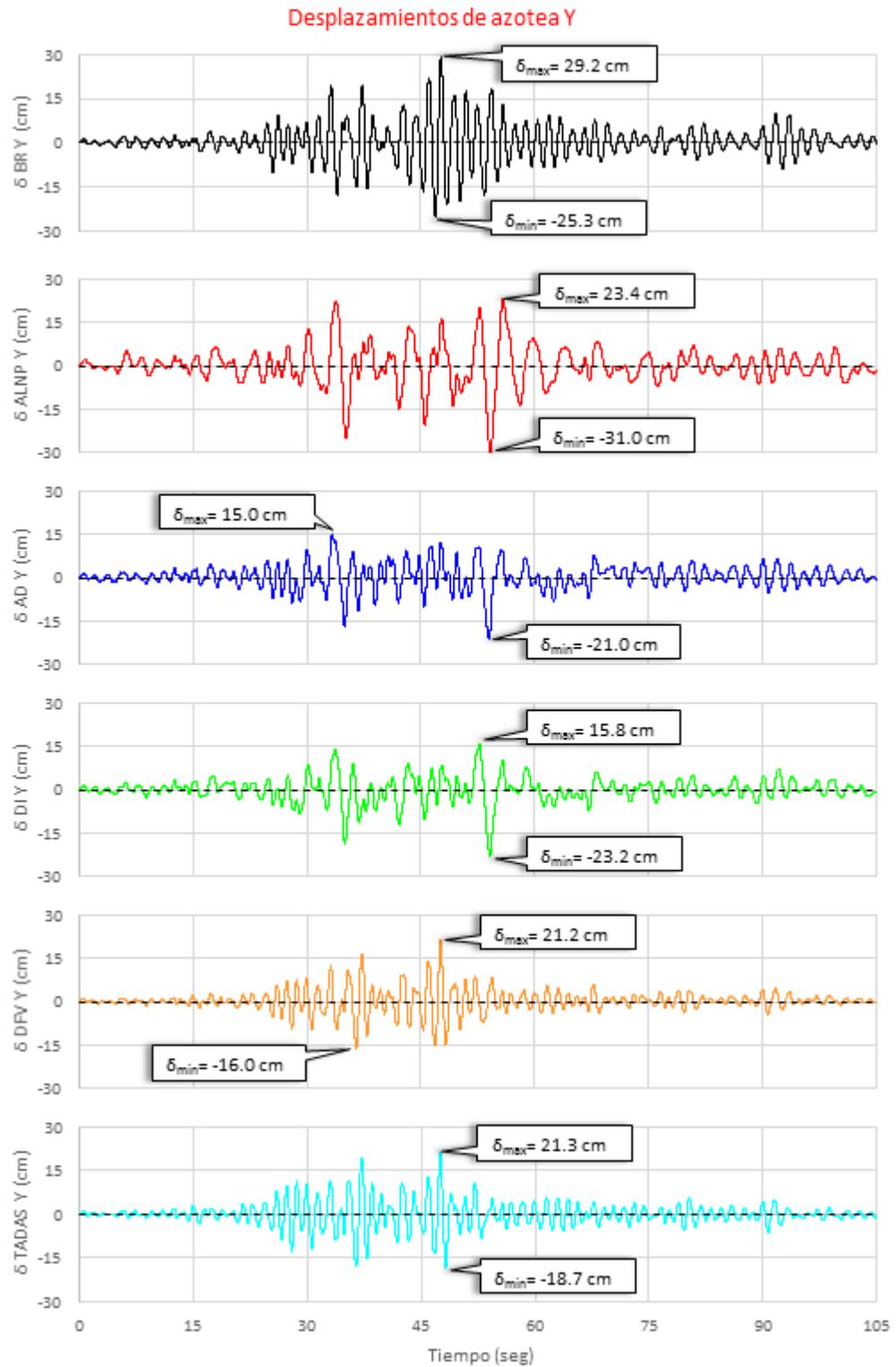


Figura VII-11: Desplazamiento de azotea en sentido Y a través del tiempo

VII.7 Desplazamientos Máximos

Siguiendo con el estudio de los desplazamientos, se analiza ahora los máximos por nivel de los seis modelos, presentándolos en la Figura VII-12. En esta Figura se observa claramente el comportamiento de los desplazamientos de cada modelo, el modelo BR presenta un incremento gradual conforme se aumentan los niveles, y con un comportamiento similar los modelos con disipación de energía, pero con menor desplazamiento. Se aprecia en los modelos con aislamiento sísmico un desplazamiento considerable en los aisladores, y los desplazamientos de la súper estructura con una tendencia a desplazarse como bloque. El modelo ALNP presenta mayor deformación en su sistema de aislamiento, lo que limita el diseño de los aisladores como ya se expuso en la sección V, es por ello que se presenta como alternativa el modelo con DI, en el que el desplazamiento de los aisladores se reparte en dos niveles, permitiendo llevar a la estructura a períodos mayores y diseñar un mayor número de aisladores pero de menor medida. El modelo AD presenta en general un menor desplazamiento de los aisladores respecto a los ALNP.

Los desplazamientos del sentido Y resultaron mayores a los del sentido X, y se muestra un incremento más lineal en el sentido Y que el X, en el que se muestra una pequeña curva en su incremento en todos los modelos.

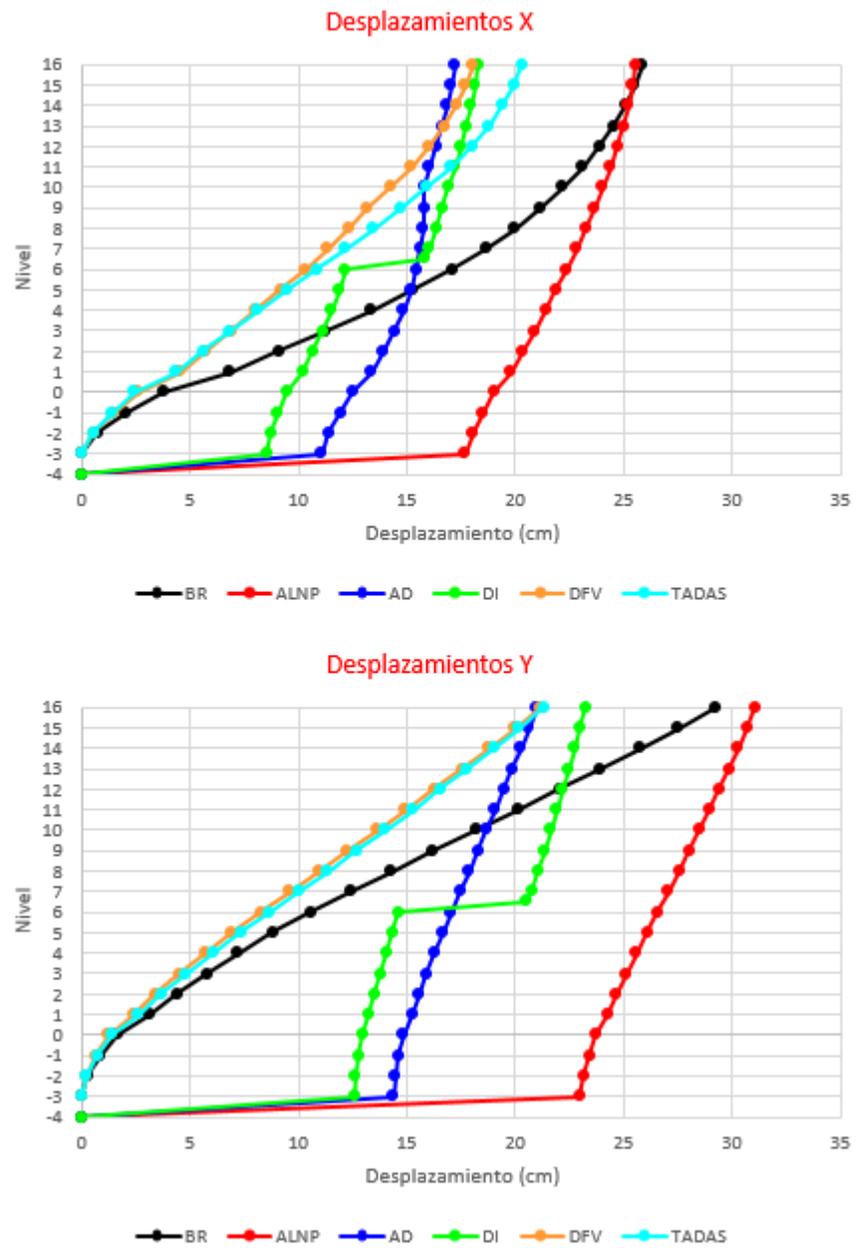


Figura VII-12: Desplazamiento máximos en sentido X e Y de los 6 modelos.

VII.8 Deformación de Entrepiso (DRIFT)

De los desplazamientos máximos analizados en la sección anterior, se obtienen los DRIFT de entrepiso en el sentido X e Y y son presentados en la Figura VII-13. En esta Figura se observa un drift máximo de 6.5% en el sentido X correspondiente al modelo BR, y una reducción en el drift con los modelos de disipación presentando un drift máximo de 4% como se había fijado en la sección VI, los modelos con aislamiento presentan un drift bastante menor estando por debajo del 2%, siendo el DI el que presenta el menor drift máximo, sin embargo, el modelo AD presenta un drift cercano a cero en el nivel 10.

Respecto al sentido Y, el drift máximo se genera en el modelo BR nuevamente con 5.75 %; en los modelos con disipación de energía se tiene un drift máximo de 4 % y en los modelos aislados se tiene una reducción bastante considerable al igual que el sentido X, estando por debajo el 1.5 %, siendo aún menor en el modelo DI con un drift máximo de 0.9 %. En este modelo DI se tiene el drift menor en toda la altura del edificio.

En la FiguraVII-14 se presenta la deformación de entrepiso de los modelos aislados en escala logarítmica, en la que permite apreciar la deformación de los aisladores, mostrando el sistema de doble interface con una deformación mayor en la ubicación de los aisladores intermedios.

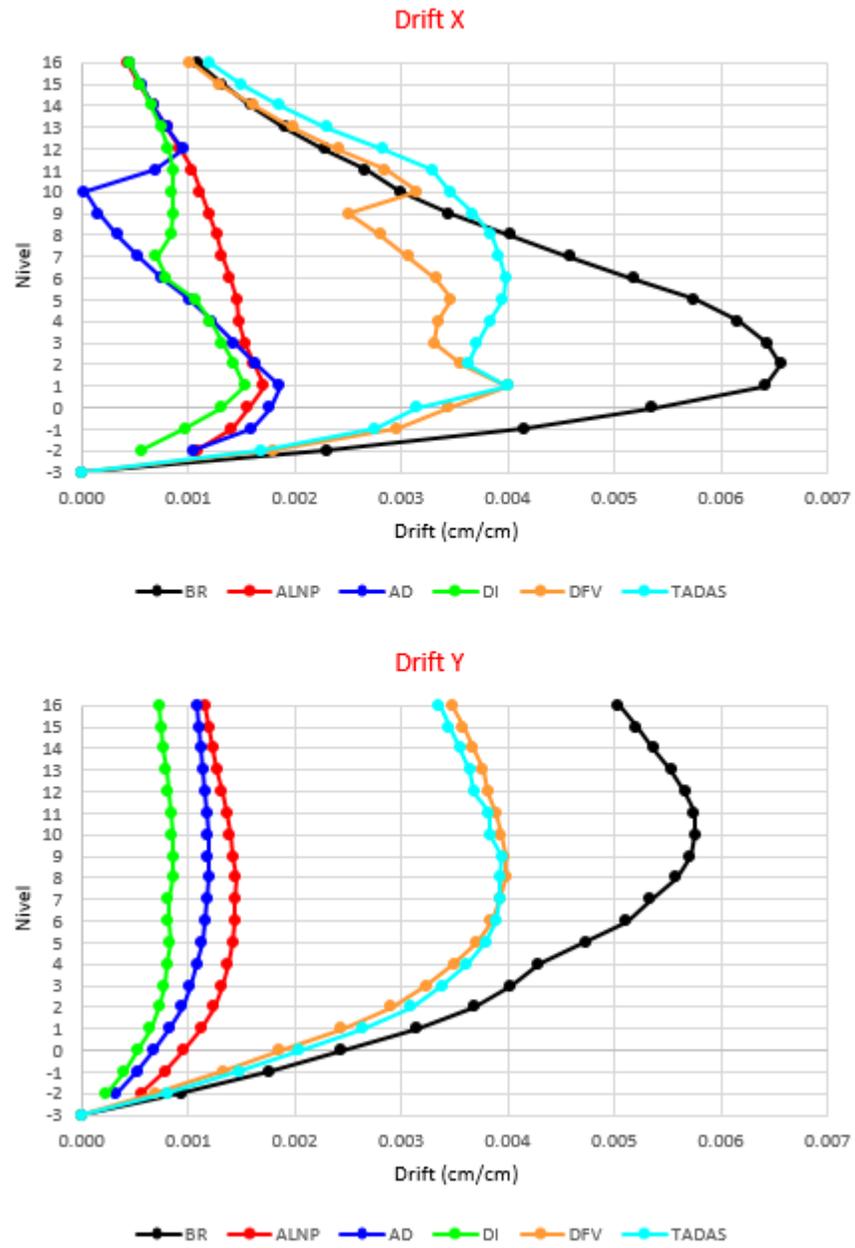


Figura VII-13: Deformación de entrepiso DRIFT en sentido X e Y de los 6 modelos.

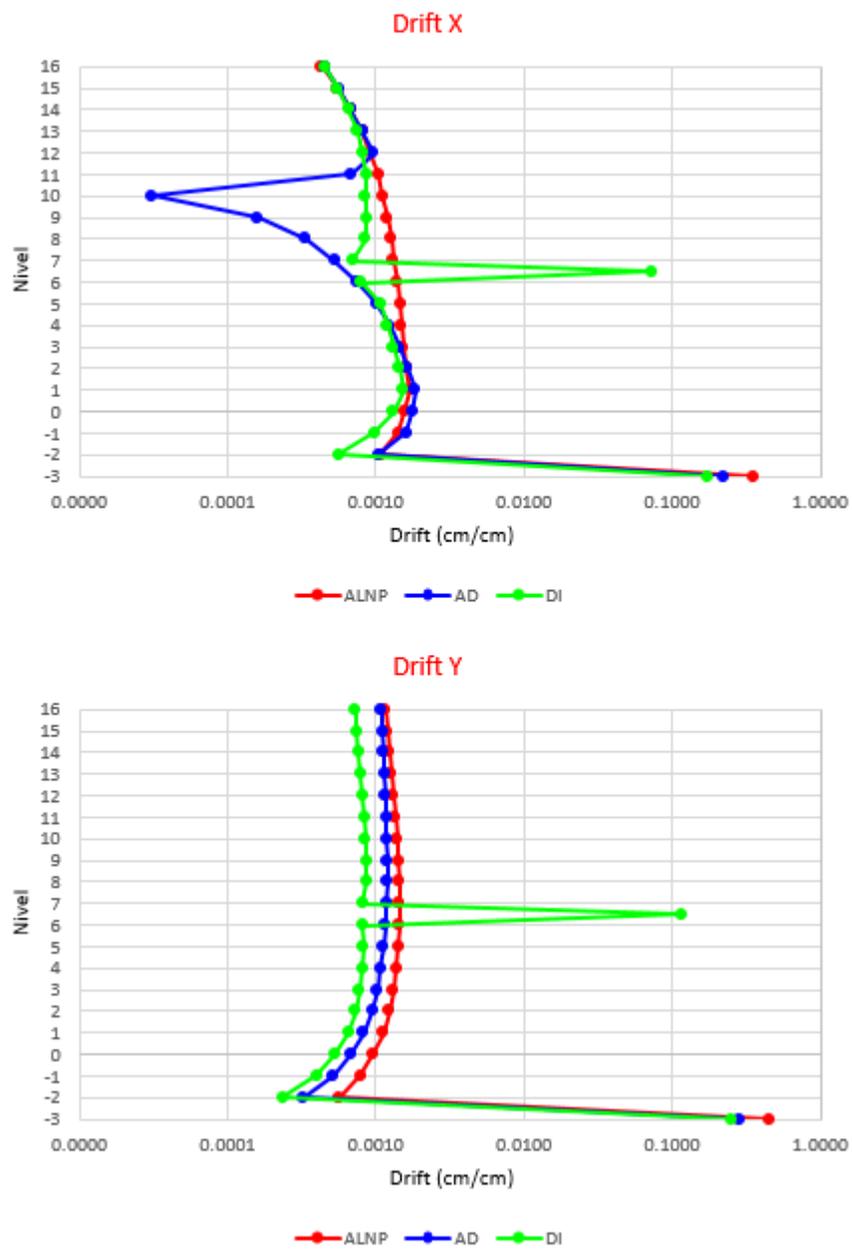


Figura VII-14: Deformación de entrepiso DRIFT en sentido X e Y en escala logarítmica de los modelos con aislación sísmica.

VII.9 Aceleraciones en Azotea

En esta sección se estudian las aceleraciones registradas en azotea de los 6 modelos.

En la Figura VII-15 se muestran estas aceleraciones en sentido X, presentándose una aceleración máxima de $0.31 g$ en el modelo con disipación TADAS. El modelo de BR se tiene una aceleración máxima de $0.30 g$, siendo el modelo con aislamiento sísmico ALNP el que reporta la menor aceleración con $0.20 g$.

En la Figura VII-16 se presentan las aceleraciones en el sentido Y, incrementándose las aceleraciones hasta $0.63 g$ en el modelo de BR debido a los muros en Y que vuelven a la estructura más rígida. En este sentido Y, las reducciones de las aceleraciones con los sistemas de aislamiento son bastante significativas, siendo las aceleraciones máximas de $0.16 g$, $0.26 g$ y $0.19 g$ para los modelos ALNP, AD y DI respectivamente. Los modelos con disipación de energía presentan disminución, siendo $0.47 g$ y $0.55 g$ las aceleraciones máximas de los modelos DFV y TADAS respectivamente.

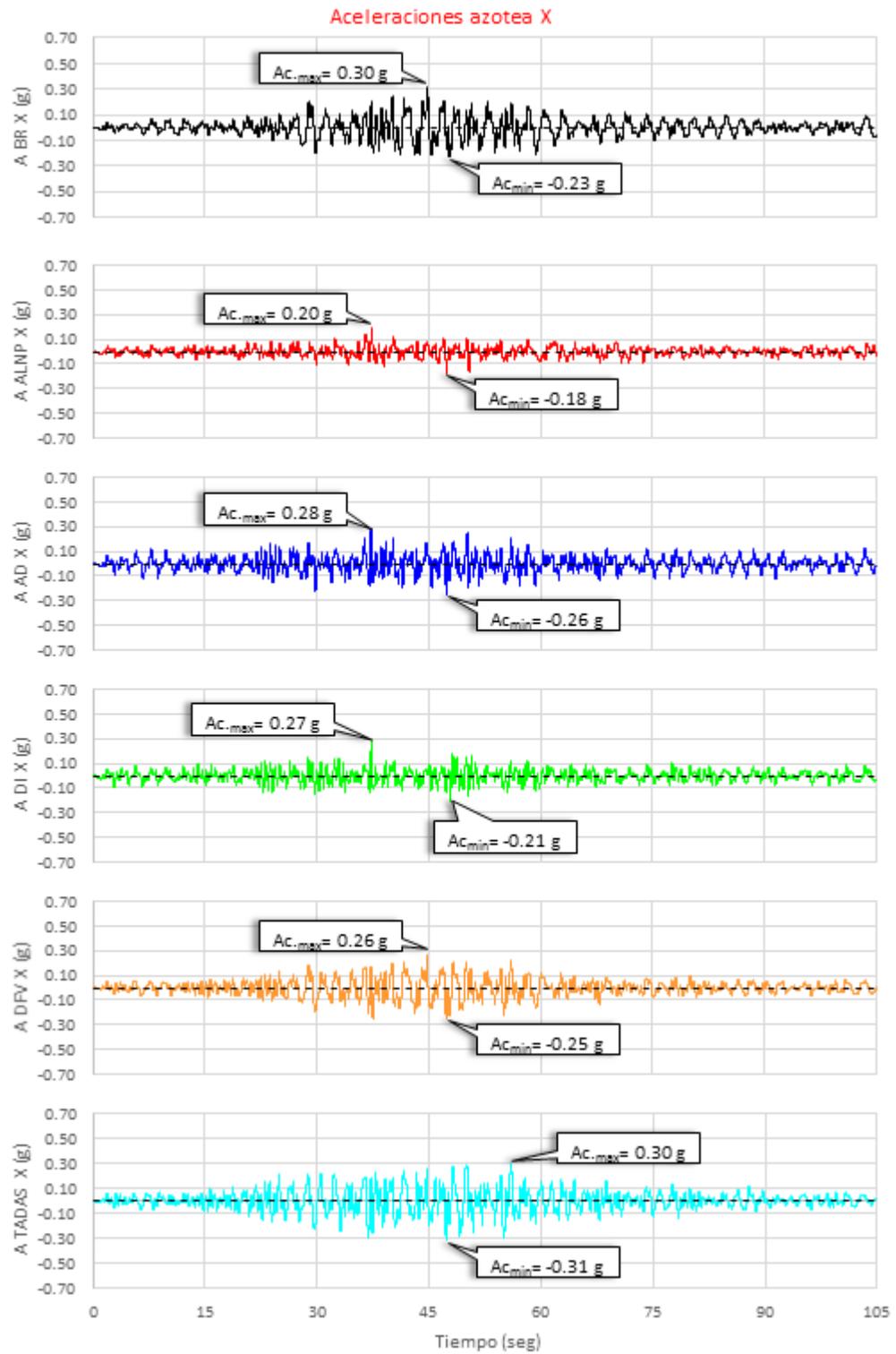


Figura VII-15: Aceleraciones de azotea en sentido X a través del tiempo.

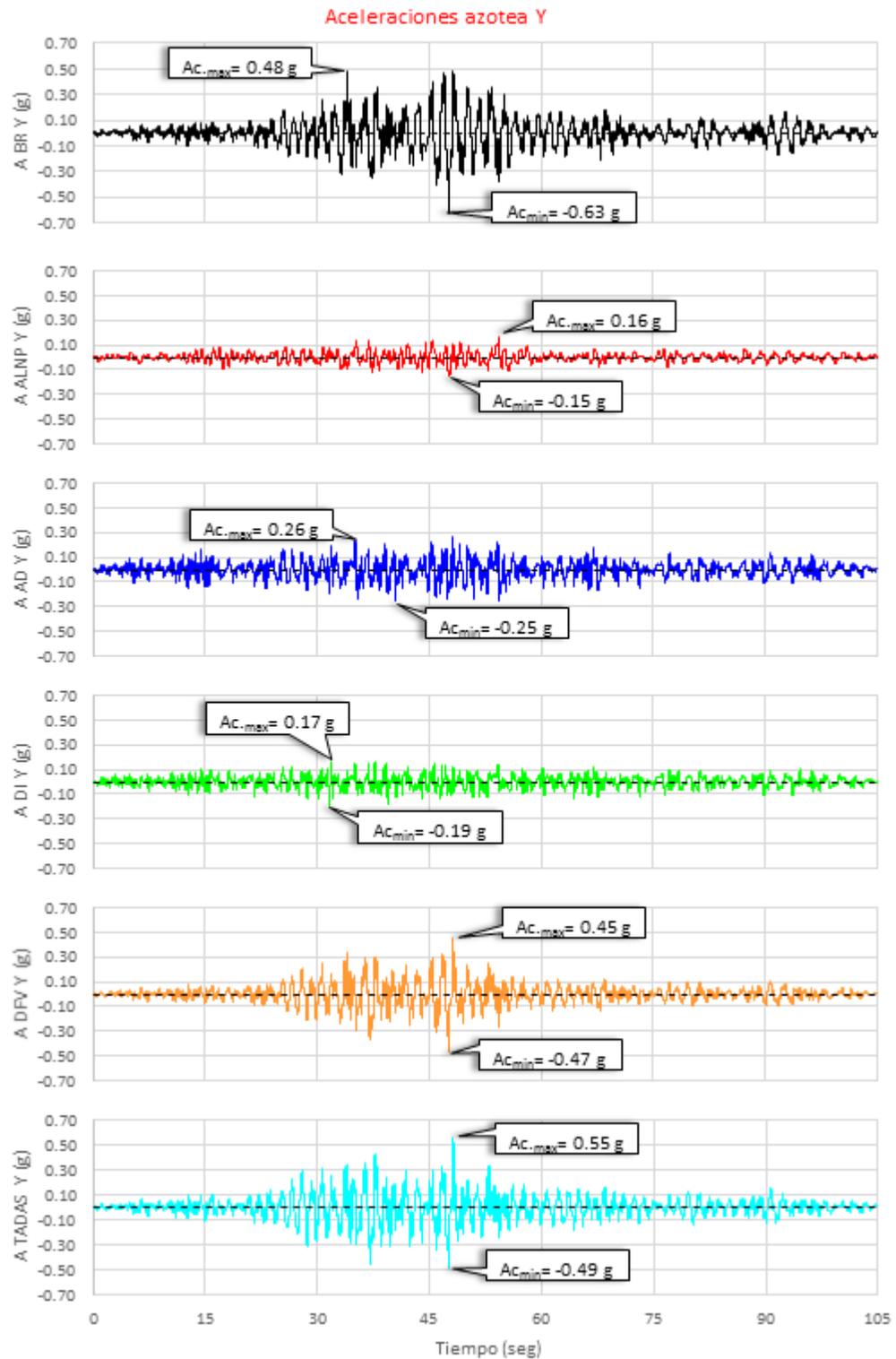


Figura VII-16: Aceleraciones de azotea en sentido Y a través del tiempo.

VII.10 Aceleraciones Máximas

Estudiando las aceleraciones máximas por nivel se presenta la Figura VII-17, en ella se observa que el modelo TADAS presenta mayores aceleraciones en todo lo alto del edificio en el sentido X, esto se debe al incremento de rigidez que se obtuvo al implementar los dispositivos TADAS. Por su parte, el modelo DFV presenta una pequeña disminución en las aceleraciones debido al aporte de disipación de energía y a que no se incrementa la rigidez. Los modelos con aislamiento presentan disminución en las aceleraciones, siendo el ALNP el de mayor reducción, el modelo DI experimenta un incremento en la aceleración a mitad de la altura del edificio, debido a que se encuentra la interface intermedia de aislamiento.

En el sentido Y son más significativas sus reducciones en aceleraciones de los modelos, presentando el TADAS reducción y aún más el DFV, pero son los modelos con aislamiento que producen la mayor reducción de aceleraciones, siendo nuevamente el modelo ALNP con menores aceleraciones, y el DI con un incremento en ellas al nivel de la segunda interface.

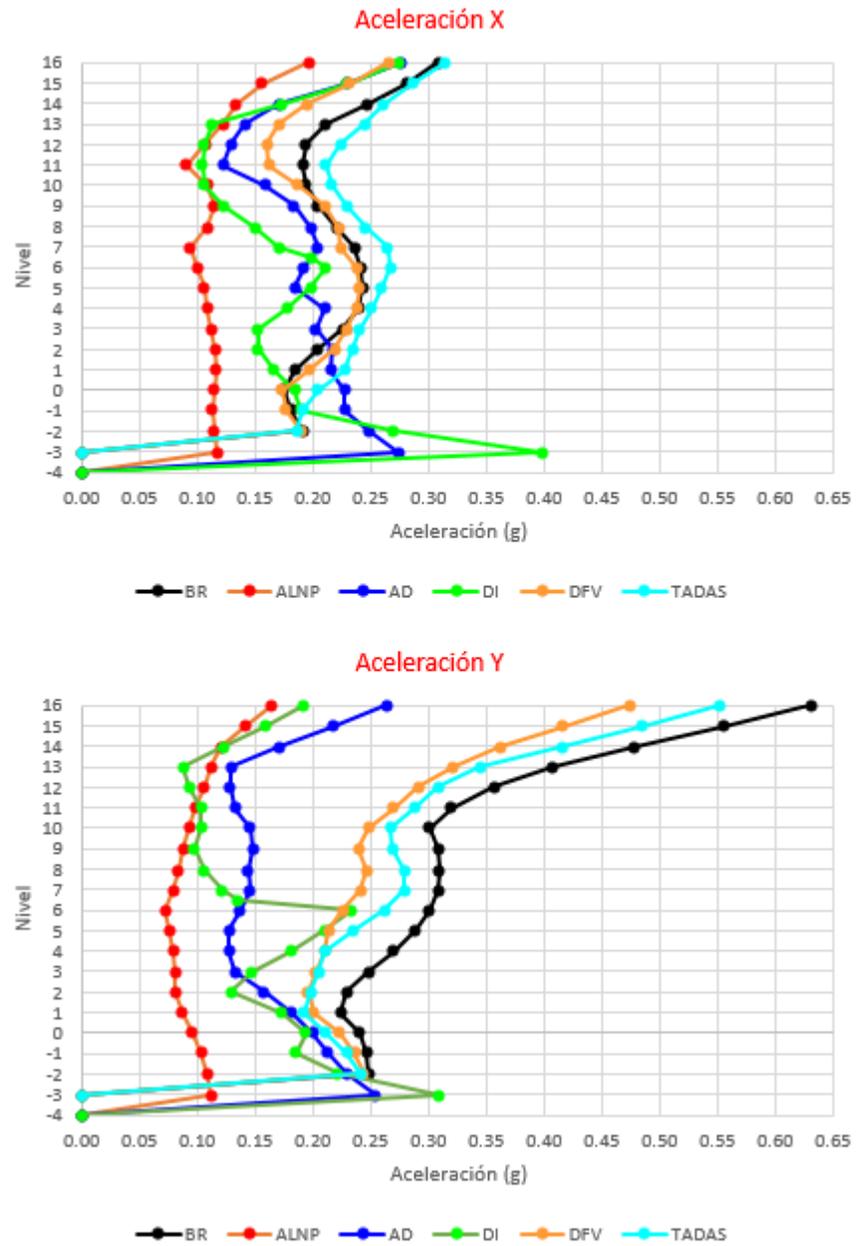


Figura VII-17: Aceleraciones máximas de entrepiso en el sentido X e Y de los 6 modelos.

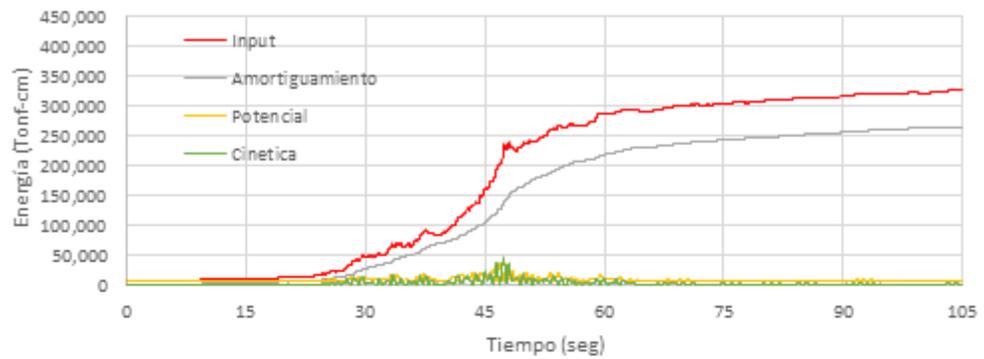
VII.11 Equilibrio Energético

En esta sección se estudia el equilibrio energético de los 6 modelos, el cual nos permite identificar el nivel de trabajo desarrollado por cada elemento de los modelos. En la Figura VII-18 se muestra el equilibrio energético de los 6 modelos, en ella se aprecia el input del modelo BR es de $325,000 \text{ tonf-cm}$, con un aporte del amortiguamiento viscoso de $260,000 \text{ tonf-cm}$, lo que representa el daño estructural en el edificio. Enseguida se tiene el modelo ALNP, muestra una reducción en el input a $280,000 \text{ tonf-cm}$ y además se añade los aisladores, absorbiendo casi por completo la energía del edificio con $250,000 \text{ tonf-cm}$, y reduciendo la energía del amortiguamiento viscoso a $25,000 \text{ tonf-cm}$, lo que se traduce como una reducción muy significativa en el daño estructural. Ahora bien, el modelo con AD, presenta un incremento en el input a $425,000 \text{ tonf-cm}$, y la energía que absorbe los aisladores es de $360,000 \text{ tonf-cm}$, llevándose el amortiguamiento viscoso una energía de $50,000 \text{ tonf-cm}$, lo cual representa el doble de energía respecto al ALNP, pero no aporta daño estructural ya que la estructura se mantiene en el rango lineal. En el caso de aislamiento con sistema DI, el input llega a ser de $385,000 \text{ tonf-cm}$, mayor que el BR y ALNP, pero menor que el AD, en este caso, el aporte de los aisladores es mayor, absorbiendo una energía de $360,000 \text{ tonf-cm}$ y reduciendo el amortiguamiento viscoso a $20,000 \text{ tonf-cm}$, siendo el menor aporte viscoso de los 6 modelos.

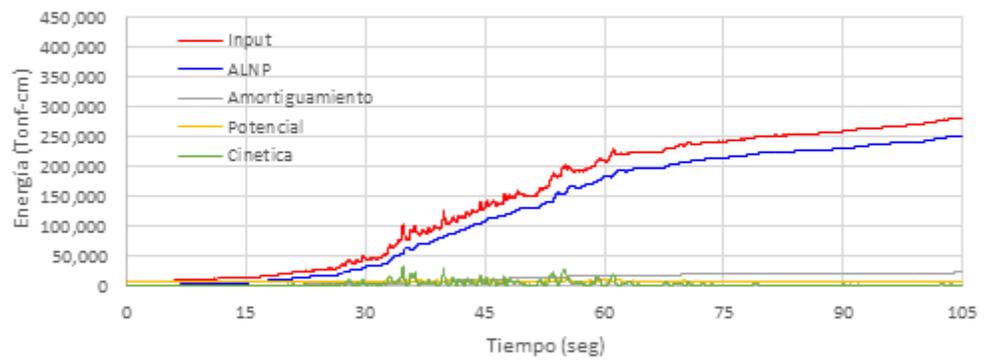
En el caso de los modelos con disipación sísmica, se añade la contribución de los disipadores de energía, que en el caso DFV se tiene un input de energía de $345,000 \text{ tonf-cm}$, una energía en los dispositivos DFV de $175,000 \text{ tonf-cm}$, y una energía en el amortiguamiento viscoso de $150,000 \text{ tonf-cm}$, de esta manera, se presentó una

reducción en el aporte viscoso de $110,000 \text{ tonf-cm}$ en relación al modelo BR, lo que se traduce como menor daño a la estructura. Por último, el modelo con disipación TADAS experimenta un input de $330,000 \text{ tonf-cm}$, un poco menor que el DFV, pero el aporte de los dispositivos TADAS es menor, su energía de los TADAS es de $125,000 \text{ tonf-cm}$, y el aporte de energía para el equilibrio energético del amortiguamiento viscoso es $195,000 \text{ tonf-cm}$, lo que representa $65,000 \text{ tonf-cm}$ de reducción respecto al modelo BR, pero en este caso la energía del amortiguamiento viscoso fue mayor que el aporte de los disipadores. Esto se debe básicamente que si bien se cumplió con el objetivo de reducir el drift a un máximo del 4% establecido en la sección VI, esta reducción se logró por la combinación del aporte de los elementos TADAS y por el incremento de la rigidez que produce el sistema, en cambio con el modelo DFV, su reducción en el drift se debió exclusivamente al incremento del amortiguamiento de los dispositivos.

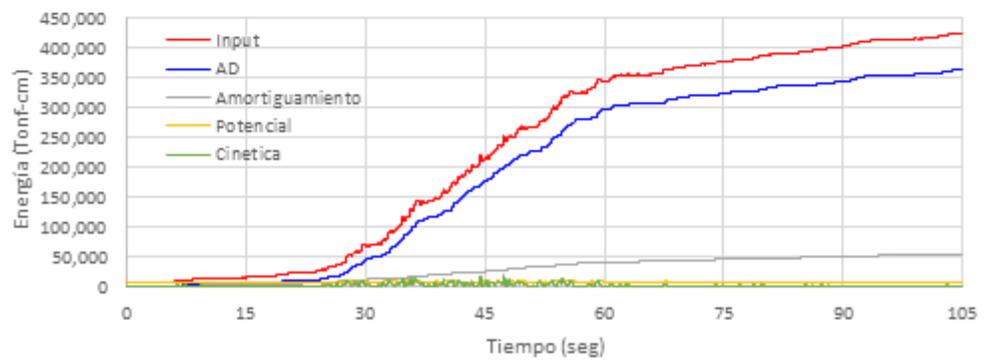
Equilibrio Energético BR



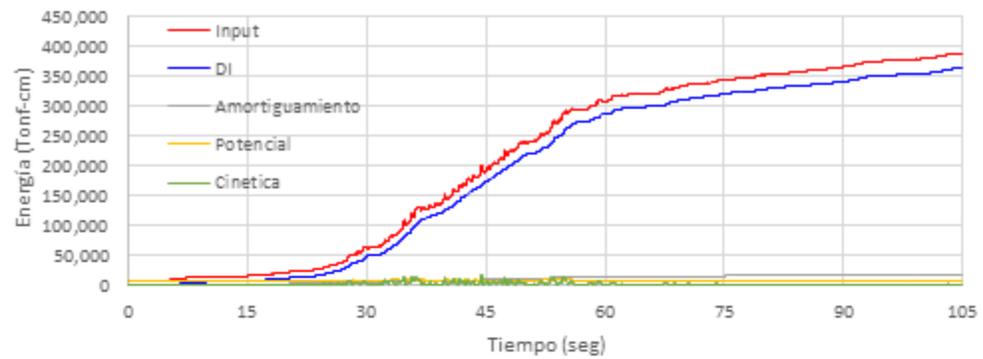
Equilibrio Energético ALNP



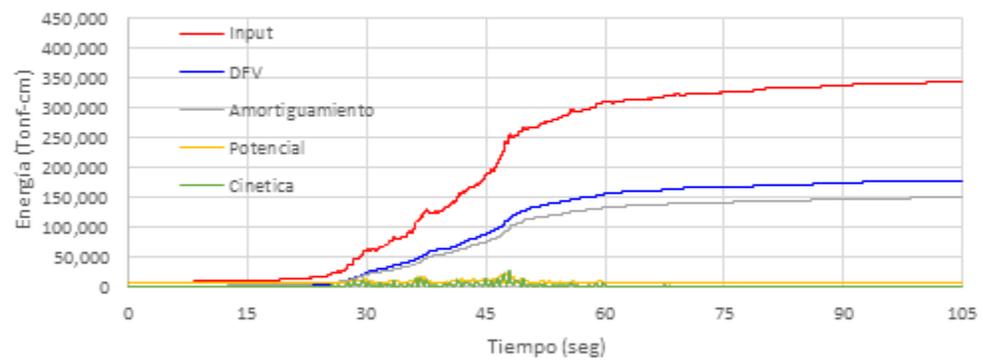
Equilibrio Energético AD



Equilibrio Energético DI



Equilibrio Energético DFV



Equilibrio Energético TADAS

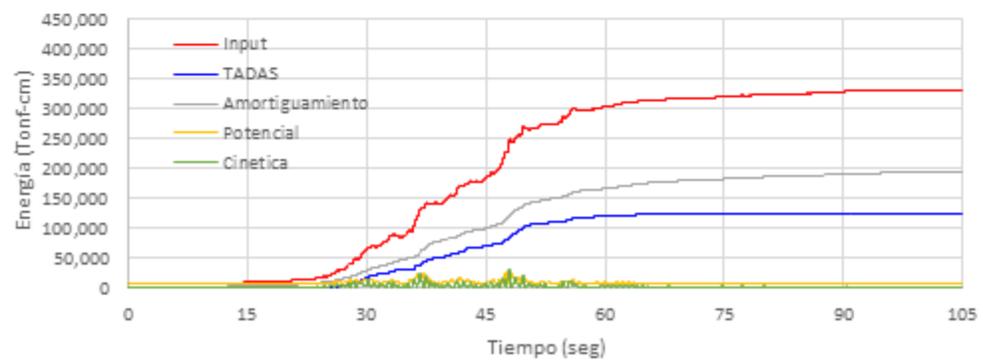
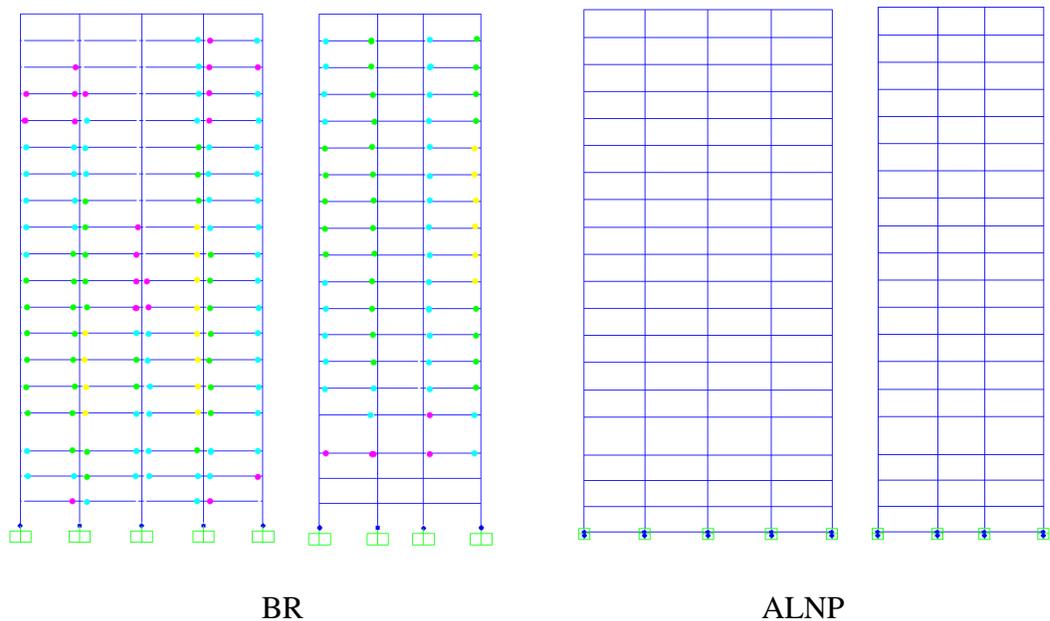


Figura VII-18: Equilibrio energético de los 6 modelos.

VII.12 Daño estructural

En la Figura VII-19 se presenta de manera gráfica el daño estructural que experimenta el edificio con los 6 modelos en el eje C del sentido X y el eje 3 del sentido Y, tomando como criterio las rotulas plásticas y su nivel de deformación de éstas que se presentan en las vigas. Se aprecia el mayor daño en el modelo BR llegando a una deformación de 0.007 radianes en varias vigas; y reducción del daño en los modelos con disipación de energía con una deformación máxima de 0.005 radianes; mientras que los modelos con aislamiento sísmico no presenta ningún daño, lo que significa que la estructura se está comportando totalmente de manera lineal.



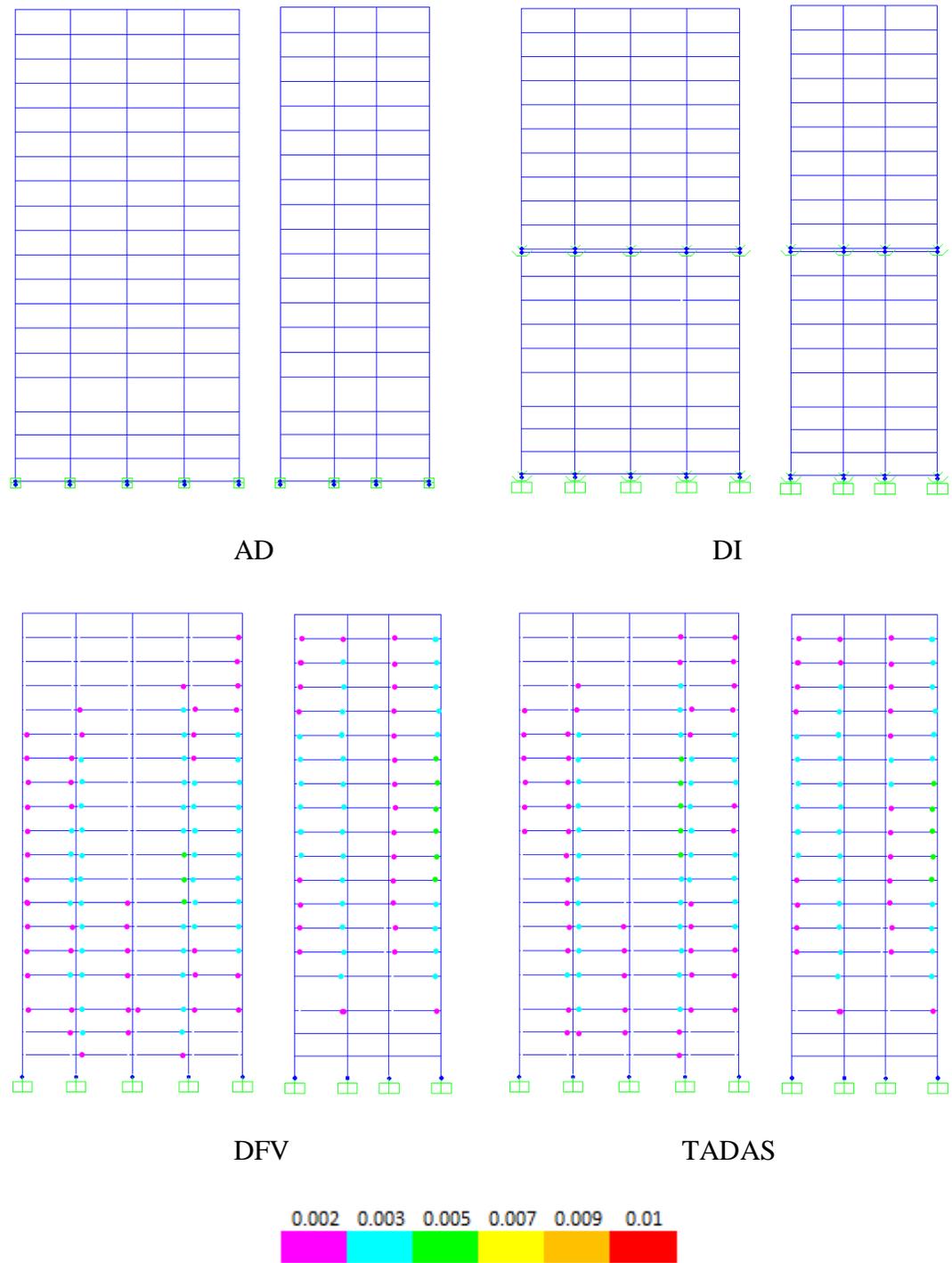


Figura VII-19: Daño estructural del edificio en los 6 modelos.

VII.13 Momentos máximos en columnas

En este punto se analizan los momentos máximos en X e Y de las columnas 5, 11 y 7, (ver Figura II-3 para numeración de columnas), las cuales representan a los 3 tipos de columnas que se tienen en planta y que van disminuyendo conforme aumentan en altura, con secciones en el sótano dos con secciones de 110 x 110, 100 x 100 y 80 x 80 respectivamente. En la Figura V-20 se presentan estas e columnas a todo lo alto del edificio. La columna 5 actúa un momento en X en la base de *36,000 tonf-cm* en el modelo BR, reduciendo este momento en los modelos con disipación de energía y en gran medida los modelos con aislamiento. En todos los casos, el modelo BR es el que experimenta mayores momentos en todo lo alto del edificio, en mayor medida en la base, ya que se consideró empotramiento perfecto.

De esta Figura, podemos proponer una reducción en su capacidad de las columnas con sistema de aislamiento.

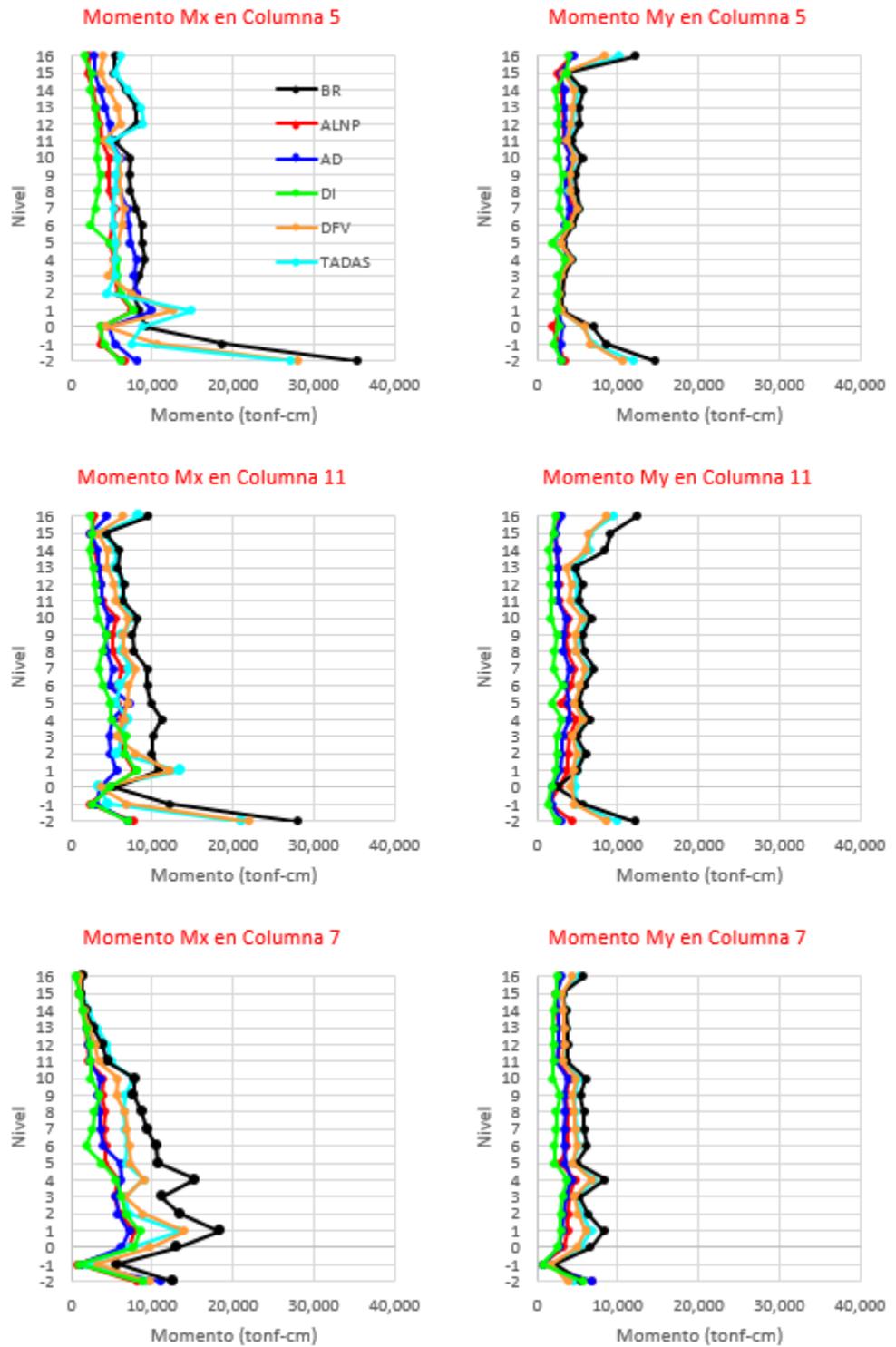


Figura VII-20: Momentos máximos en columnas de los 6 modelos.

VII.14 Interacción Fuerza – Momento en Columnas a través del tiempo

En esta sección se presentan las curvas de interacción de las columnas analizadas en la sección anterior y de los muros M-1 y M-5 en el nivel más bajo, el sótano 2 (ver Figura II-3 para numeración de muros).

En la Figura VII-21 se presenta la curva de interacción de la columna C-5 con la demanda de cada modelo a través del tiempo. Se observa en esta Figura un momento significativo para la sección en el modelo de BR, y una disminución para los modelos con disipación de energía. En los modelos con aislamiento sísmico prácticamente la columna no es exigida, siendo el modelo DI que presenta al área de carga – momento menor. En esta columna no se propone una reducción en el acero de refuerzo, puesto que la cuantía de acero de la sección es muy cercana al 1%

En la Figura VII-22 se muestra la curva de interacción de la columna C-11, en donde ocurre prácticamente el mismo fenómeno que la columna C-5 en que se tiene una demanda considerable para el modelo BR, con una reducción en los modelos con disipación de energía, y en los modelos con aislamiento sísmico su reducción en la demanda es sustancial. En esta columna se propone una reducción en la cuantía del acero de refuerzo de 0.20% para los modelos con aislamiento sísmico y disipación de energía produciendo una capacidad menor en la sección. En la Figura VII-23 se muestra la nueva sección propuesta con las curvas de interacción y la demanda de los modelos en los que se realizó el cambio de sección (en la Figura II-5 se muestran las secciones originales).

En la Figura VII-24 se muestra la curva de interacción con la demanda de cada modelo de la columna 7. En ella se aprecia que la columna está sobre esforzada en el modelo

BR, y en los modelos DFV y TADAS reducen la demanda, pero no se logra controlar por completo, en cambio los modelos con aislación sísmica se trabaja de manera sobrada, por lo que se propone una reducción de cuantía en el refuerzo de acero de 0.32 %. En la Figura VII-25 se muestra la nueva sección propuesta para la columna 7 con su curva de interacción y las demanda de los modelos ALNP, AD y DI.

Respecto a los muros, se muestra en la Figura VII-26 la curva de interacción del muro M-1 con la demanda de los 6 modelos. Se aprecia que el momento actuante en el modelo BR supera la capacidad del muro, se presenta una reducción en la demanda en los modelos con disipación de energía, pero no se logra disminuir lo suficiente. En los modelos con aislamiento sísmico en cambio, la demanda está muy por debajo de la capacidad del muro.

En la Figura VII-27 se presenta una nueva cuantía de acero del muro M-1 y las curvas de interacción con este nuevo refuerzo (ver Figura II-6 para secciones de muros M-1 y M-5 originales).

Analizando ahora el muro M-5, en la Figura VII-28 se presenta la curva de interacción del muro M-5 con el momento actuante sobre el eje X. En dicha figura, se muestra un momento actuante mayor que el momento nominal del muro en el modelo BR, pero si es controlado con los modelos de disipación de energía. Nuevamente, los modelos aislados tienen una demanda muy inferior a su capacidad.

En la Figura VII-29 se observa la curva de interacción del muro M-5 sobre el eje Y y su momento actuante en el mismo sentido, en este caso existe una sobre demanda en el modelo BR y también en los modelos DFV y TADAS en menor medida. Los modelos con aislamiento sísmico no presentan ningún problema.

En la Figura VII-30 se muestra la nueva propuesta de la cuantía de acero de refuerzo del muro M-5, y en la Figura VII-31 se presenta la curva de interacción de la nueva propuesta del muro M-5 con sus demandas correspondientes en el sentido X e Y.

De manera similar, se reducen las cuantías de acero en el resto de las columnas para los modelos con aislamiento sísmico y disipación de energía, logrando una reducción de 0.25 ‰ en la columna con sección de 90 x 90, una reducción de 0.27 ‰ para la columna con sección 60 x 60 y una disminución en su cuantía de acero de 0.28 ‰ para la columna con dimensiones de 50 x 50. No se produjo reducción para la columna con dimensiones de 70 x 70.

Cabe señalar que los cambios en las secciones se producen en el refuerzo de acero y no en las dimensiones de las secciones, manteniendo así las mismas propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento del edificio.

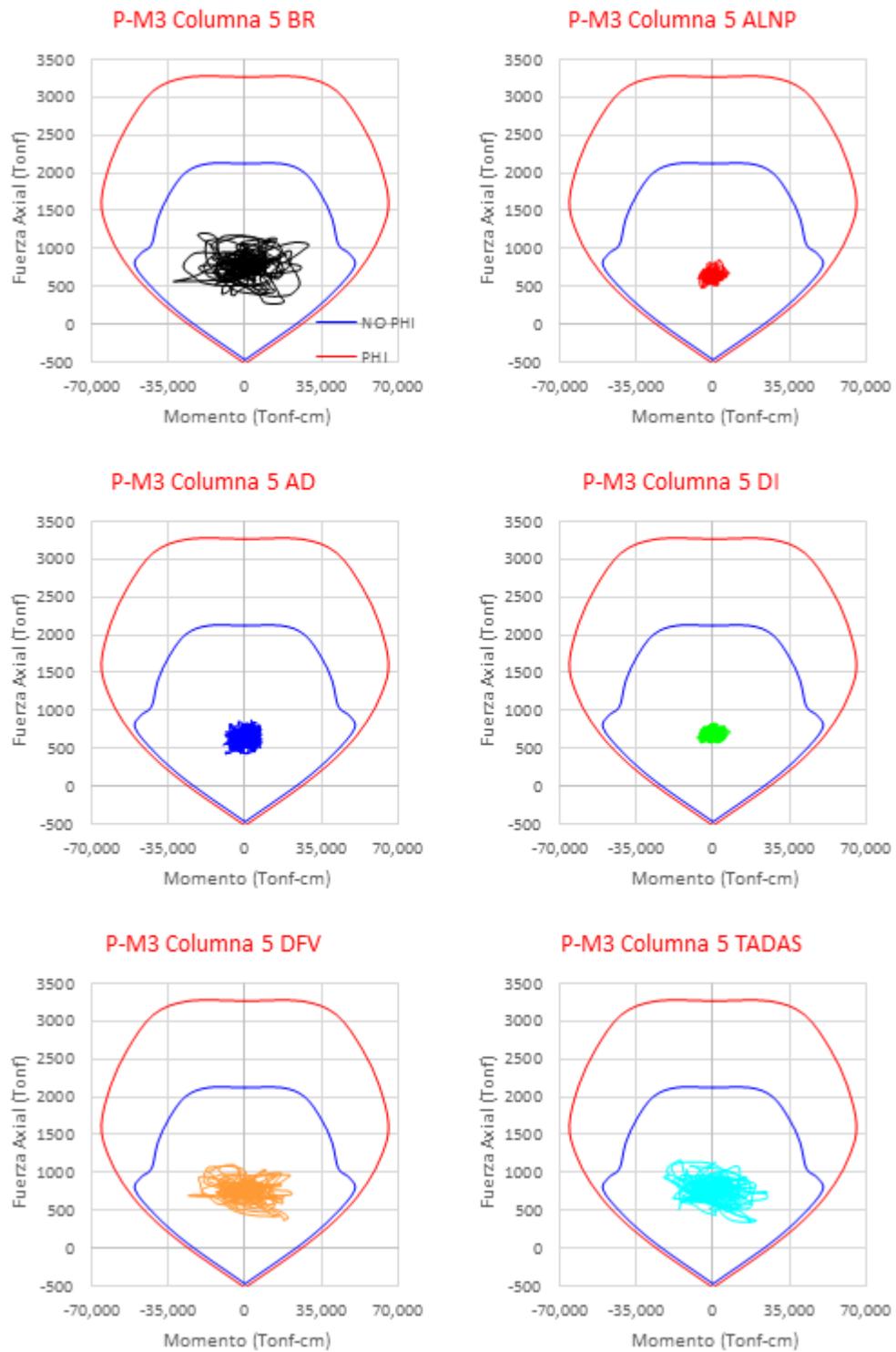


Figura VII-21: Curva de interacción de la columna 5 con la demanda de los 6 modelos.

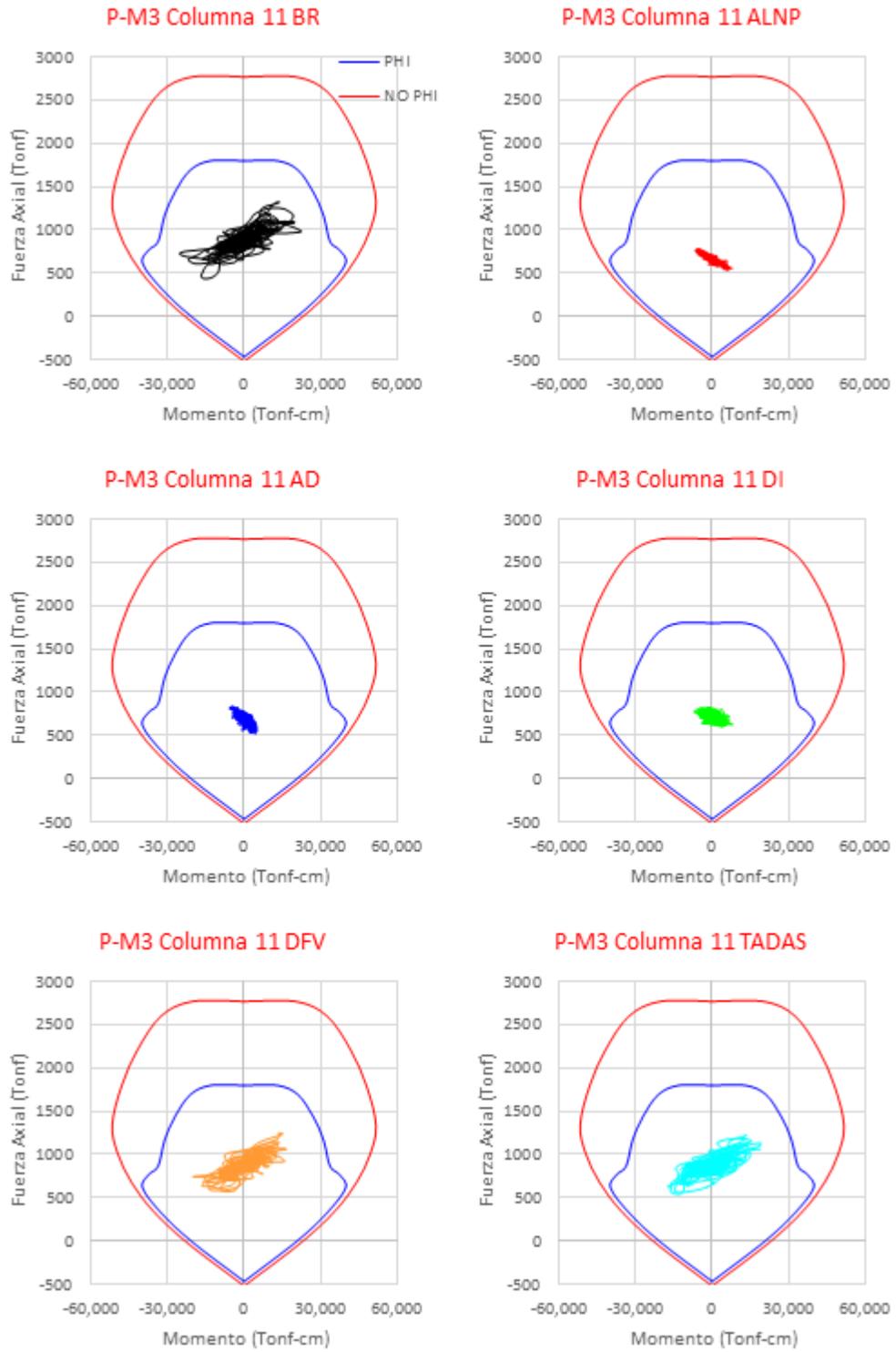


Figura VII-22: Curva de interacción de la columna 11 con la demanda de los 6 modelos.

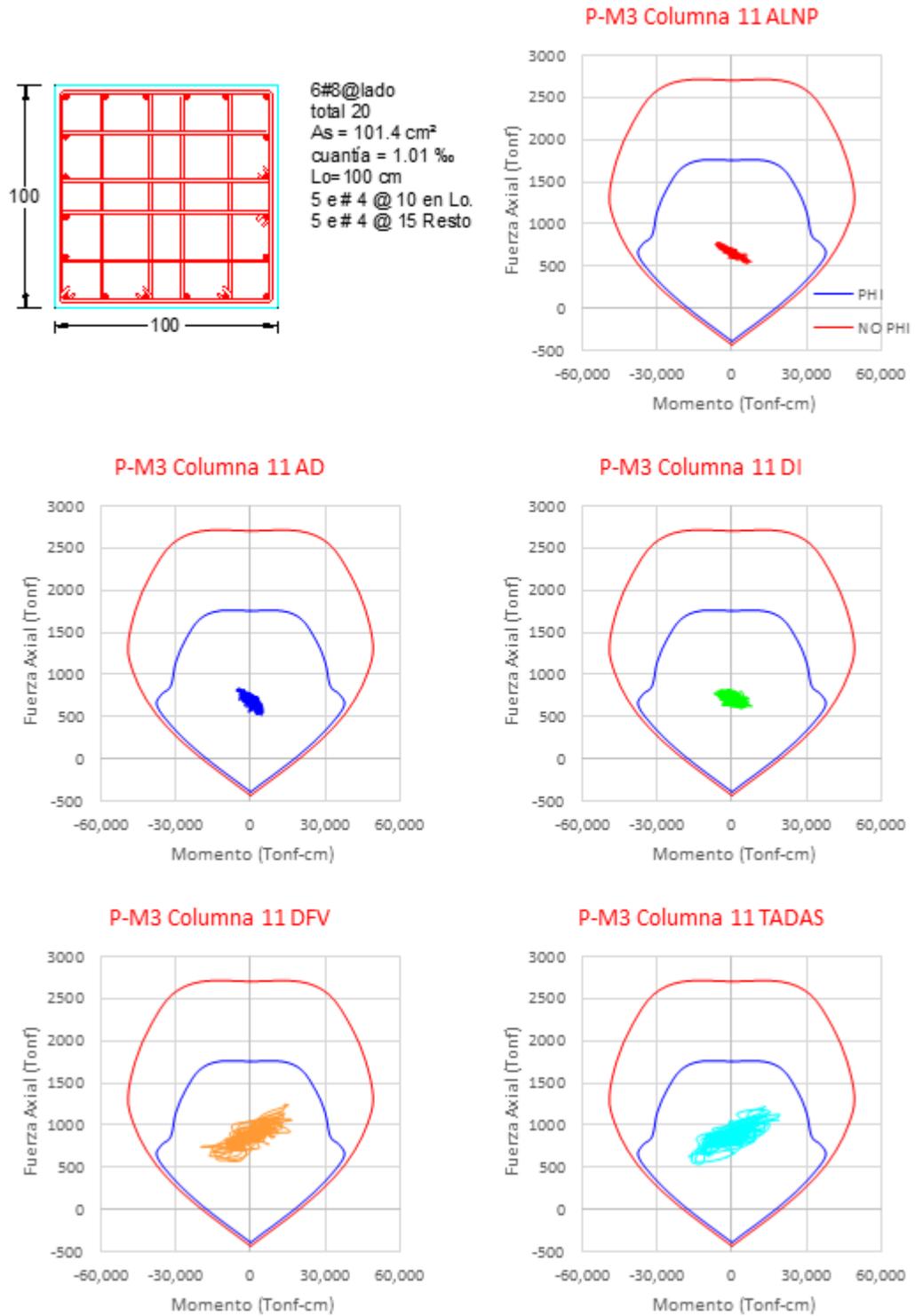


Figura VII-23: Nueva sección de la columna 11 y su curva de interacción con la demanda de los modelos de aislación sísmica y disipación de energía.

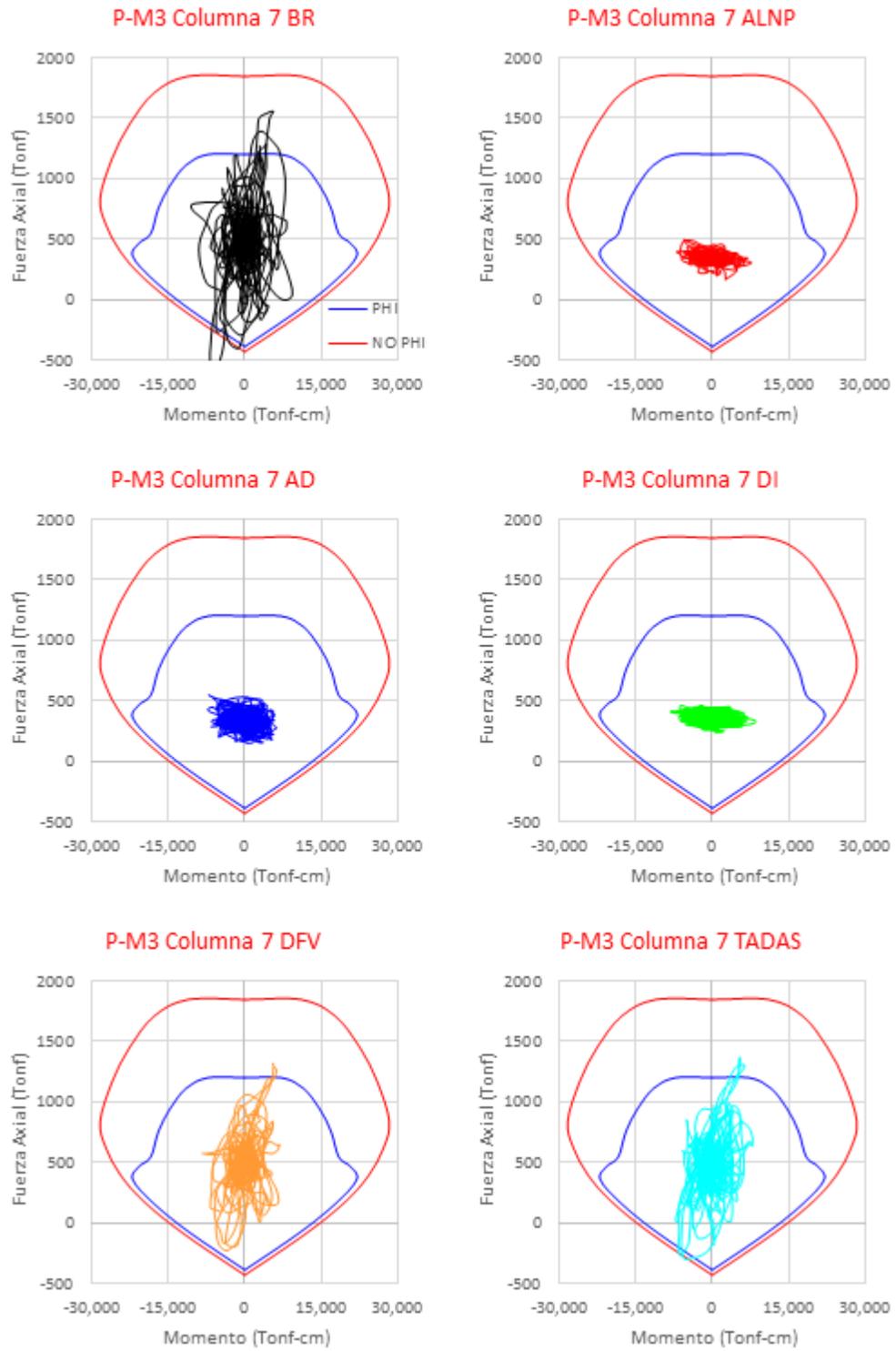


Figura VII-24: Curva de interacción de la columna 7 con la demanda de los 6 modelos.

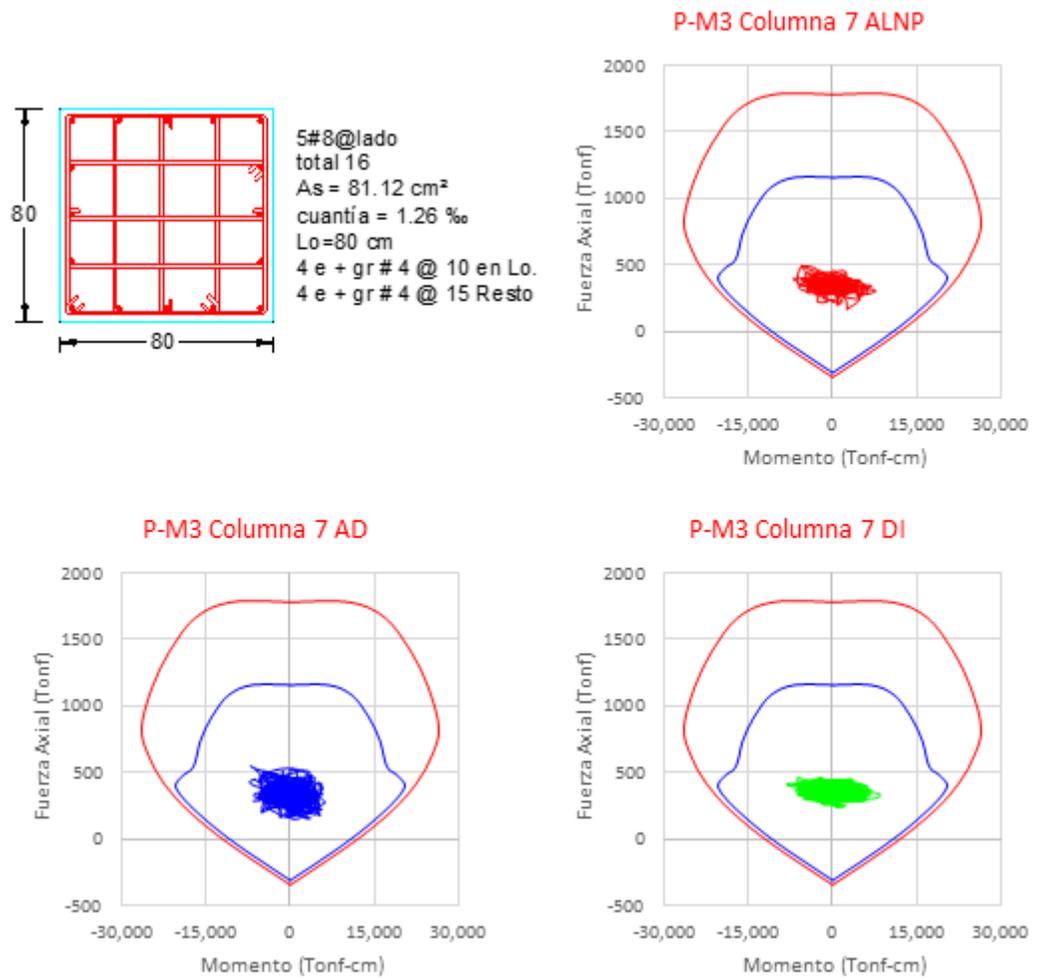


Figura VII-25: Nueva sección de la columna 7 y su curva de interacción con la demanda de los modelos de aislación sísmica.

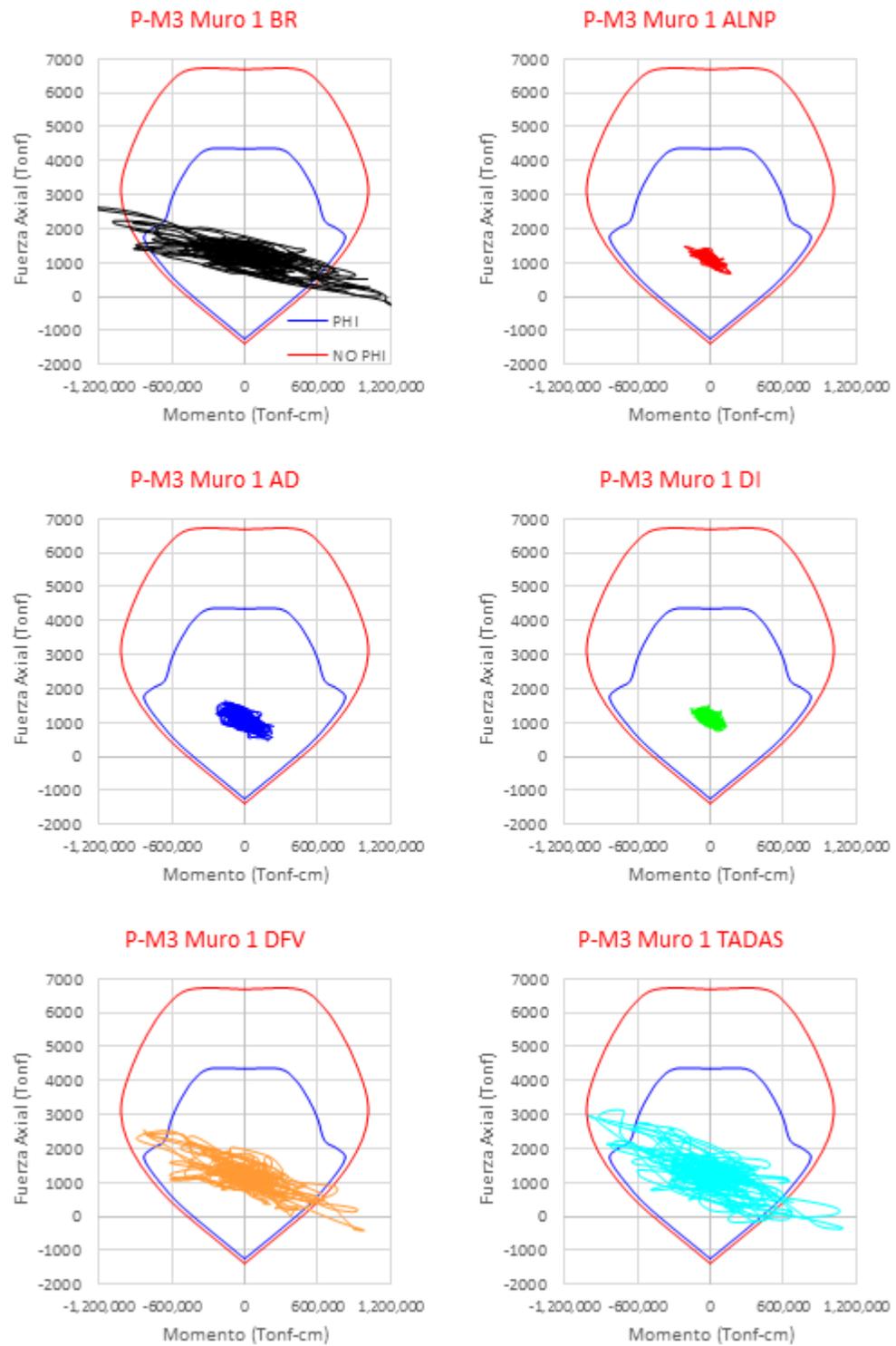


Figura VII-26: Curva de interacción del muro M-1 con la demanda de los 6 modelos.

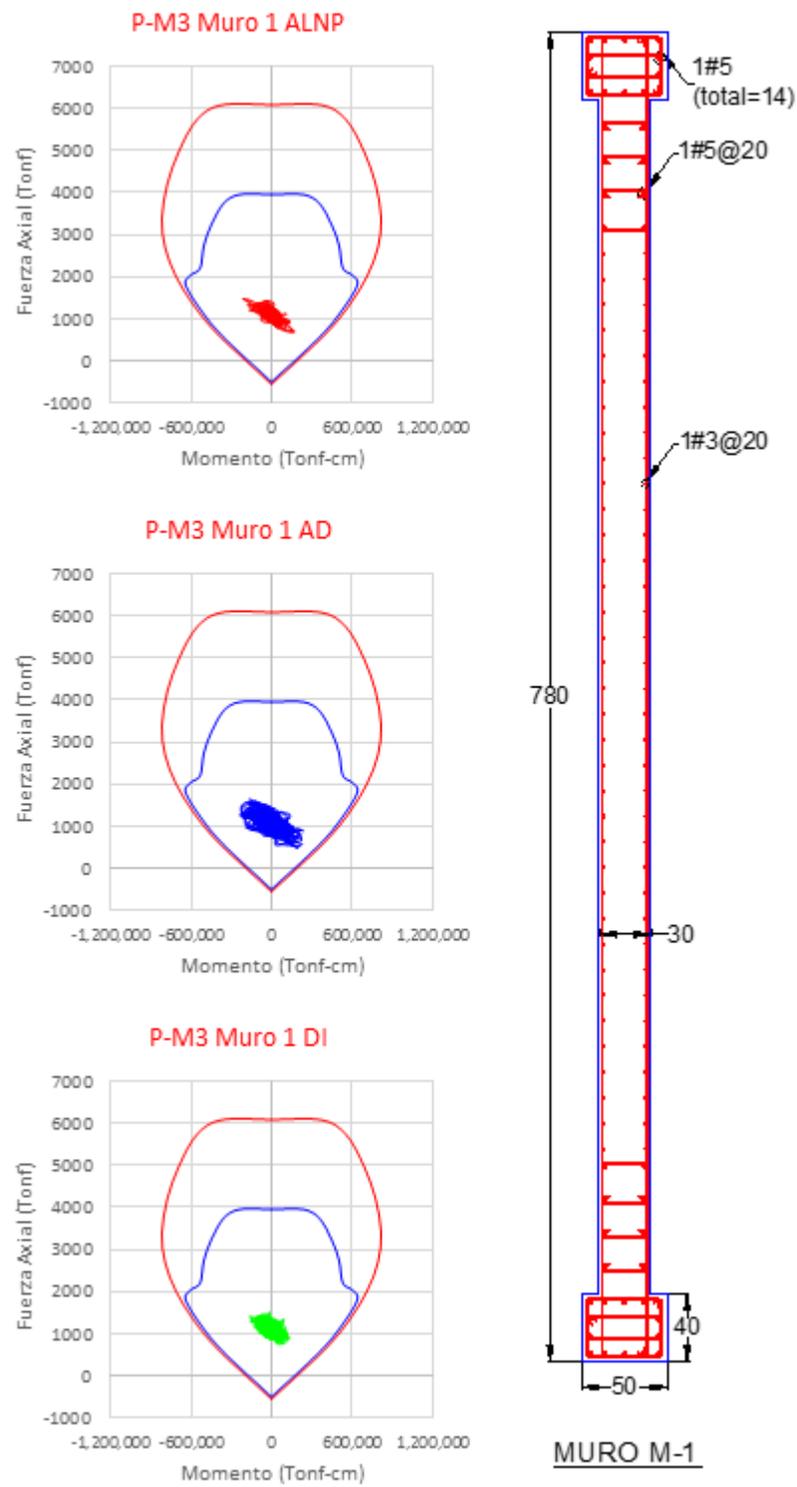


Figura VII-27: Nueva sección del muro M-1 y su curva de interacción con la demanda de los modelos de aislación sísmica.

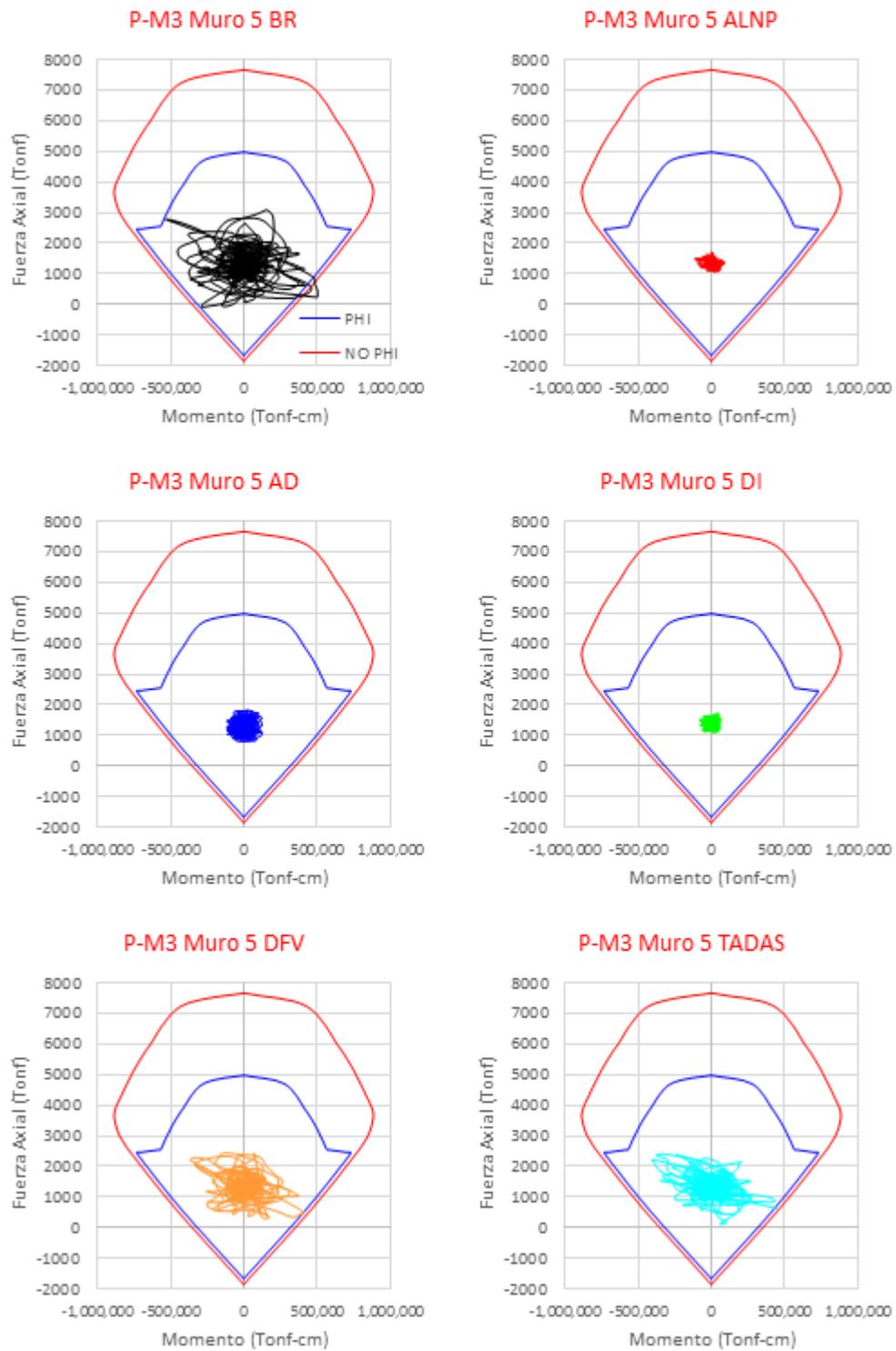


Figura VII-28: Curva de interacción del muro M-5 con la demanda de los 6 modelos sobre el eje X.

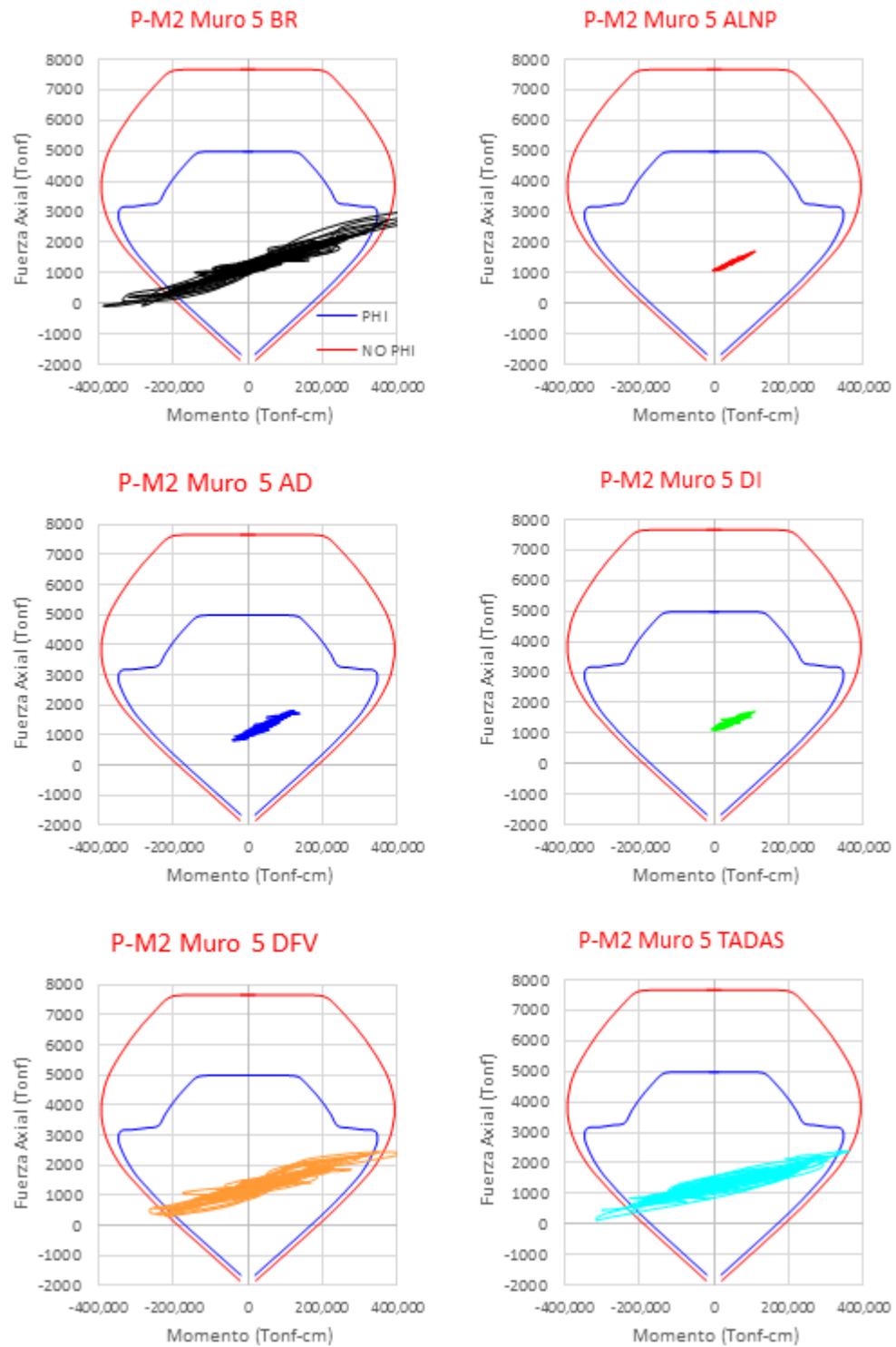
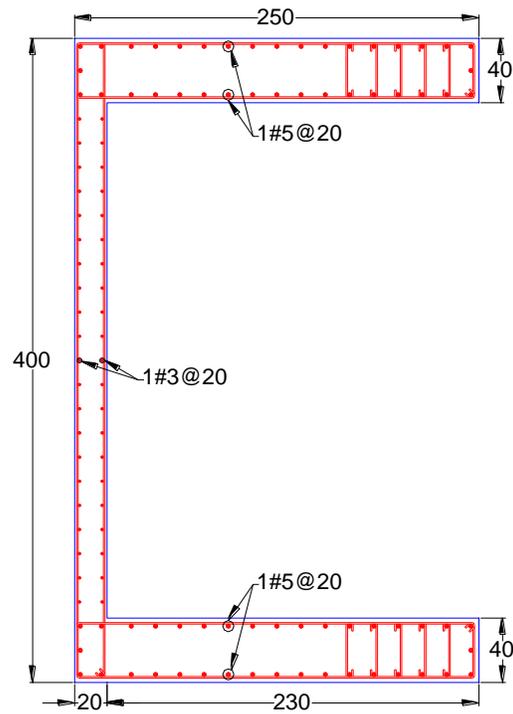


Figura VII-29: Curva de interacción del muro M-5 con la demanda de los 6 modelos sobre el eje Y.



MURO M-5

Figura VII-30: Propuesta de refuerzo de acero en muro M-5.

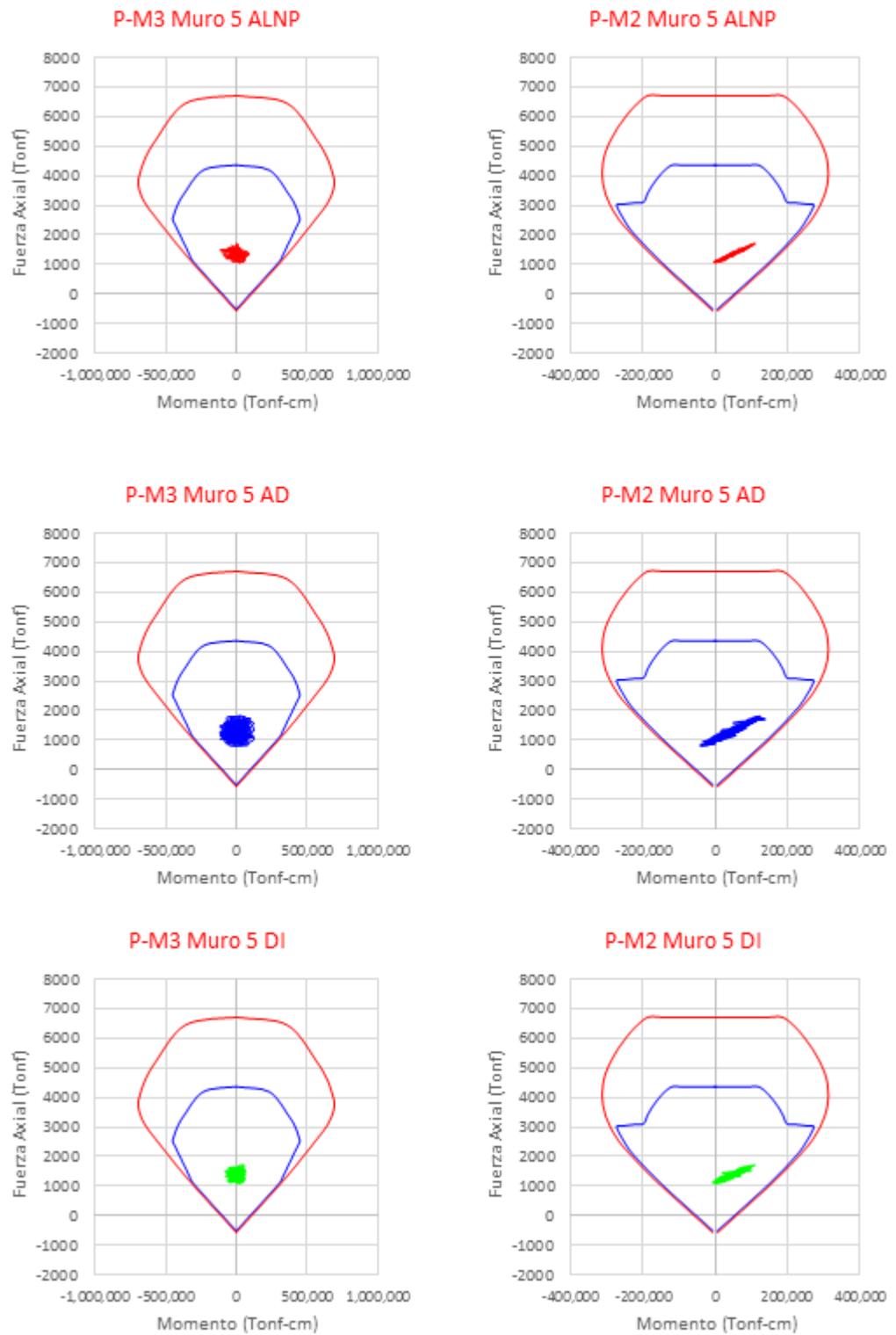


Figura VII-31: Curva de interacción del muro M-5 sobre los sentidos X e Y con reducción en cuantía de acero presentando la demanda de los 3 modelos aislados.

VII.15 Relación Momento – Rotación de vigas a través del tiempo

En esta sección se estudian las vigas del edificio, presentando la relación de Momento – Rotación y el momento a través del tiempo de las vigas con mayor demanda sobre los ejes X e Y. Las vigas en estudio las que se muestran en la Figura VII-32, las cuales son las más solicitadas según lo visto en la Figura VII-19.

En la Figura VII-33 se presenta la respuesta de la viga en estudio sobre el eje X en que se aprecia que la viga del modelo BR llega al límite del momento plástico y se forma rótula, llegando a una deformación de 9‰ rad . En los modelos con disipación se forma rotula plástica de igual manera, pero su deformación se reduce a 4‰ rad en el DFV y al 5‰ rad en el TADAS. Es en las vigas donde se muestra el mayor aporte de introducir disipación de energía al edificio. Los modelos con aislamiento sísmico no presentan rotula plástica por lo que no se presenta la relación Momento – Rotación de la viga. El momento máximo de la viga en el modelo ALNP es de 1959 tonf-cm , y el momento mínimo es de -2967 tonf-cm . Con estos momentos máximos presentados en la viga, se propone una reducción en la cuantía de acero de la sección de tal manera que reduzca el momento plástico sin formar rotula plástica para mantener el comportamiento lineal de la estructura. El momento máximo del modelo AD es 2694 tonf-cm , mientras que el momento mínimo es 4309 tonf-cm , de igual manera se reduce la cuantía de acero en la sección. El modelo DI es el que presenta menores momentos, con un momento máximo de 1634 tonf-cm y un momento mínimo de -2411 tonf-cm .

En la Figura VII-34 se presenta el análisis de la viga de estudio sobre el eje Y, observando el mismo comportamiento al sentido X, presentando rotula plástica en los modelos BR, DFV y TADAS. Las deformaciones llegan a ser de 8‰ , 5.5‰ y 5‰

para los modelos BR, DFV y TADAS respectivamente. En ningún modelo con aislamiento sísmico se genera rotula plástica, presentándose un momento máximo de 975 tonf-cm y un momento mínimo de -3558 tonf-cm en el modelo ALNP, un momento máximo de 1127 tonf-cm y uno mínimo de -3950 tonf-cm para el modelo AD, y con un momento máximo de -15 tonf-cm y uno mínimo de -2642 tonf-cm en el modelo DI, siendo este con el de menor demanda. Se proponen secciones con menores cuantías de acero para los modelos con aislamiento sísmico.

En la Figura VII-35 se muestra las secciones con las nuevas propuestas de cuantía de acero de refuerzo y la historia de los momentos actuantes a través del tiempo con la nueva capacidad de la sección, comprobando que no se generan rotulas plásticas. En el caso de los modelos con disipación de energía, se proponen secciones con cuantía de acero menores con el fin de reducir las áreas de acero sin llegar a una deformación crítica. En la Figura VII-36 se muestran las nuevas secciones de las vigas sobre el eje Y (ver Figura II-5 para secciones originales).

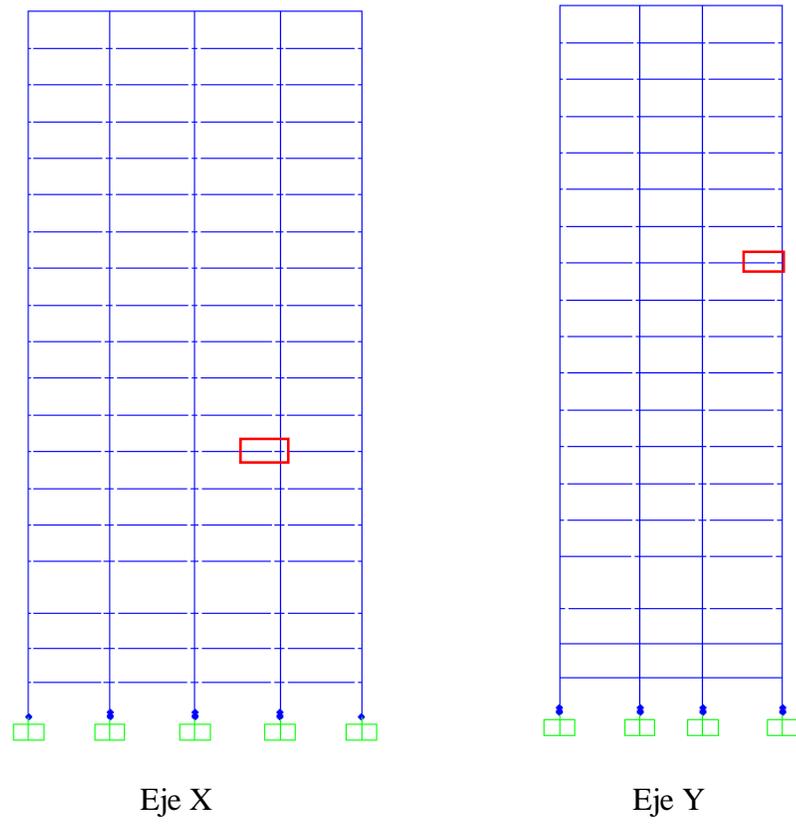


Figura VII-32: Vigas en análisis.

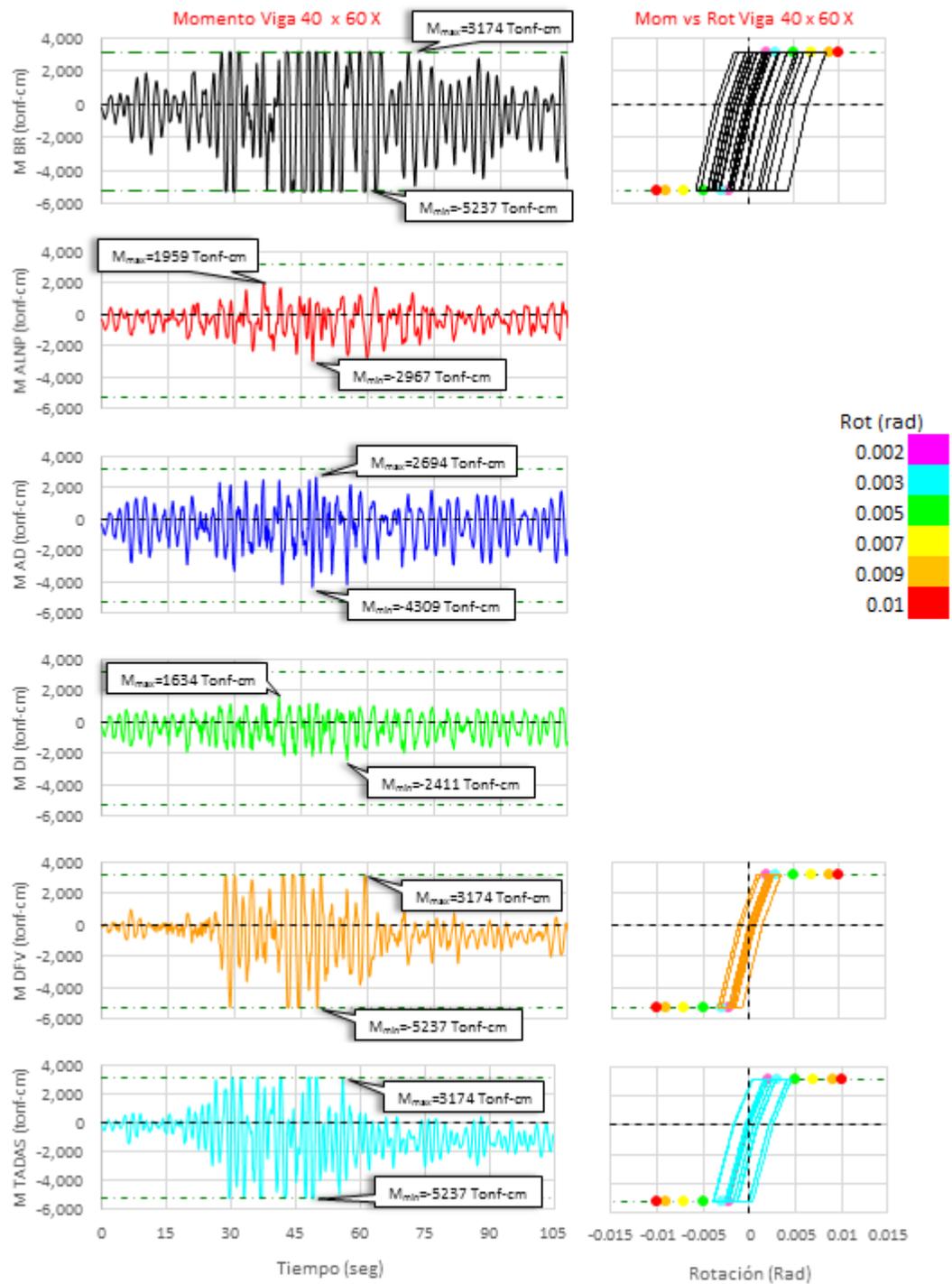


Figura VII-33: Momento a través del tiempo y relación Momento – Rotación en vigas sobre el eje X.

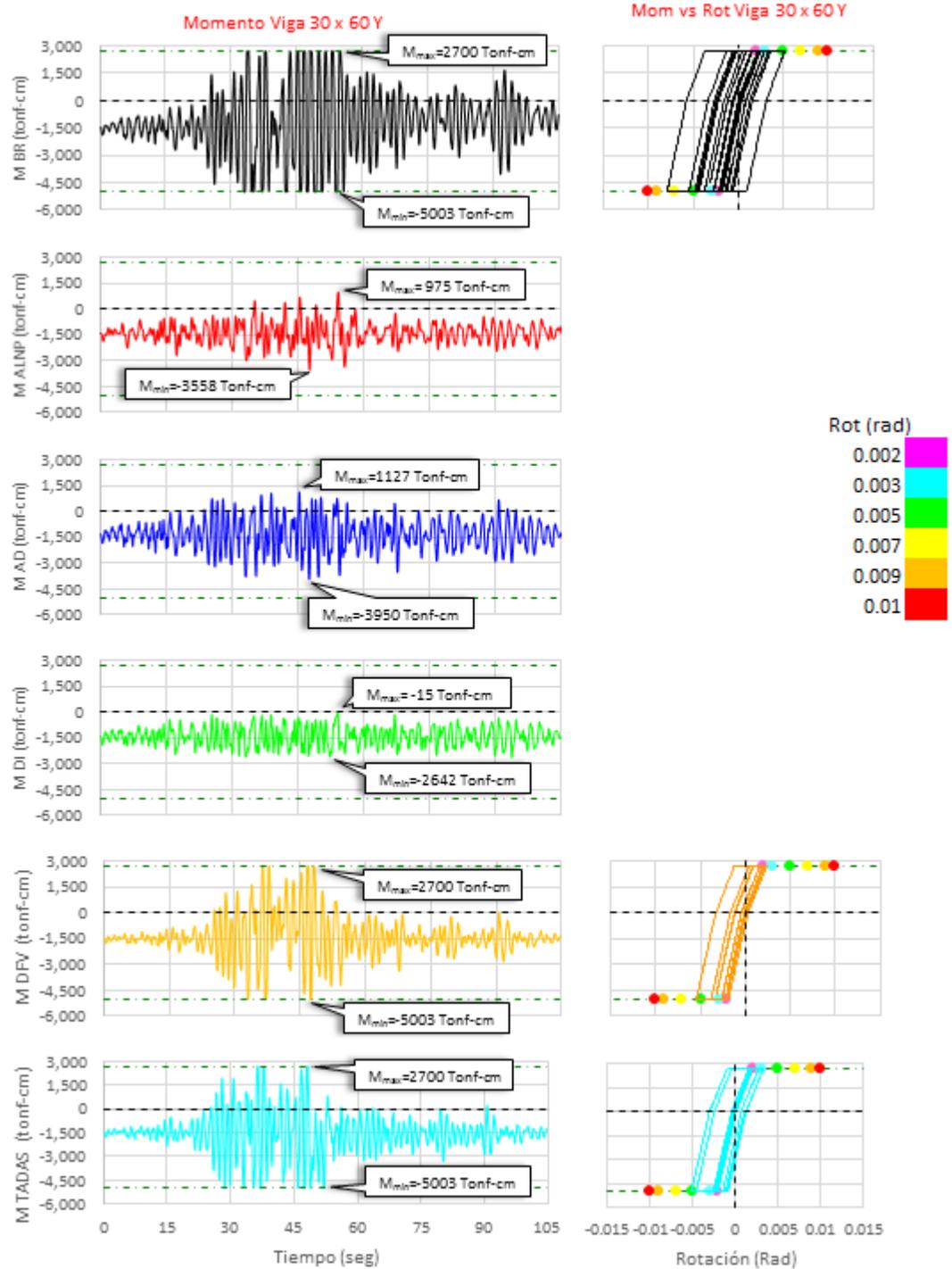


Figura VII-34: Momento a través del tiempo y relación Momento – Rotación en vigas sobre el eje Y.

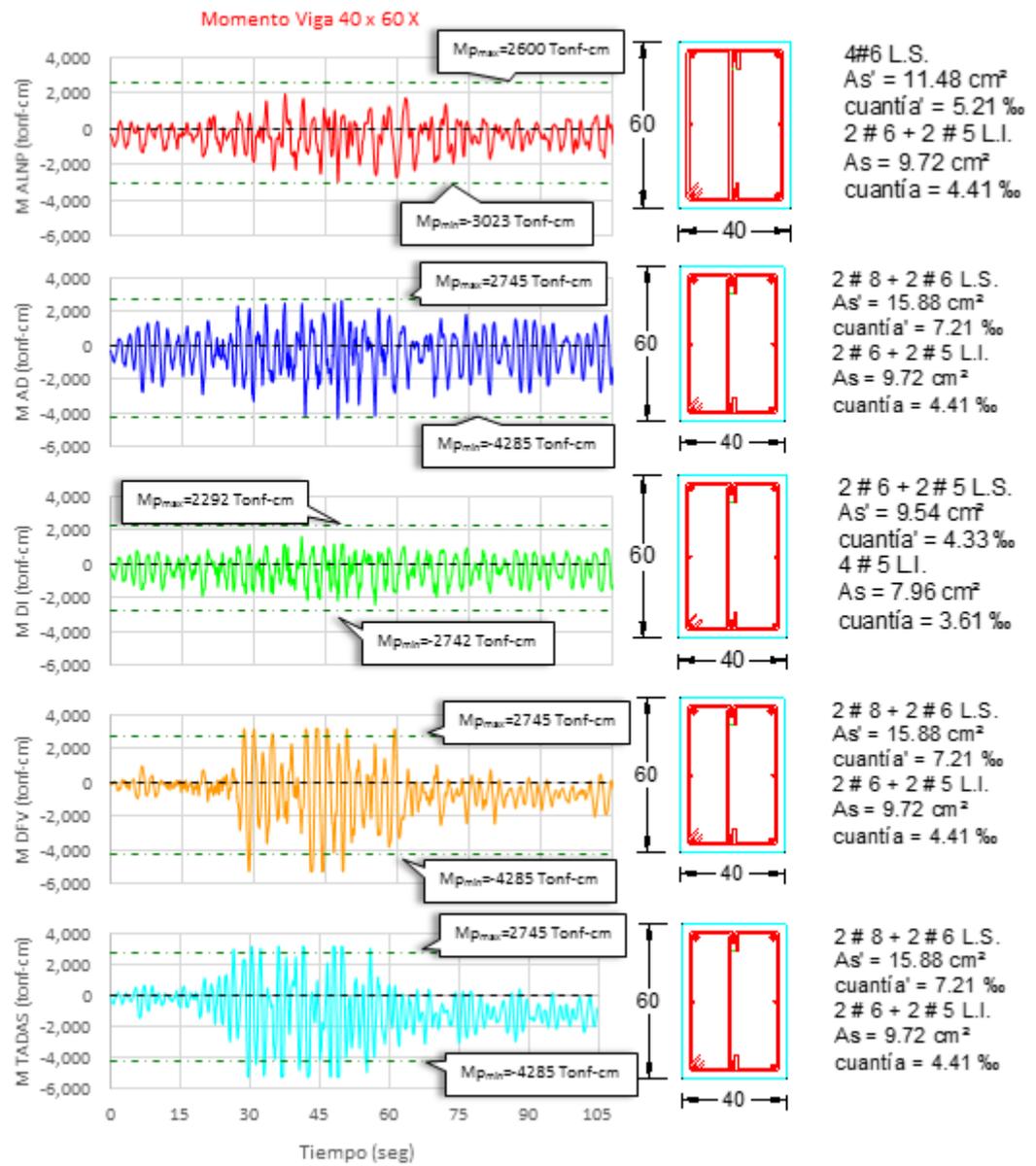


Figura VII-35: Momento a través del tiempo y sección con nueva cuantía de acero de refuerzo en vigas sobre el eje X.

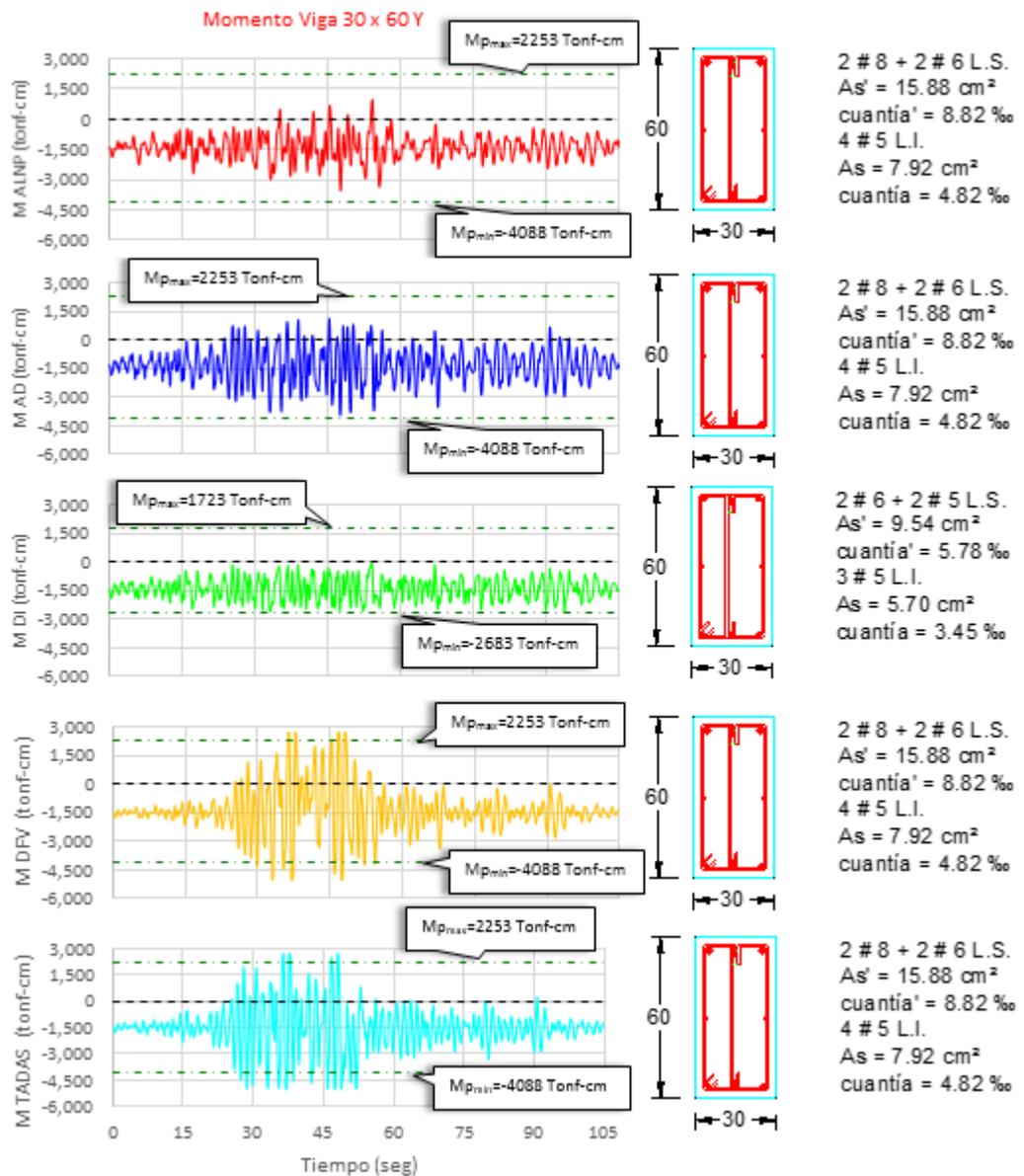


Figura VII-36: Momento a través del tiempo y sección con nueva cuantía de acero de refuerzo en vigas sobre el eje Y.

VII.16 Resumen de comparaciones de los modelos

A continuación se presenta una comparación directa de los resultados obtenidos con los 6 modelos, tomando como referencia el modelo de base rígida asignándole el 100% en todas las categorías de comparación e indicando el porcentaje de trabajo de cada modelo en cada punto de comparación.

En la Figura VII-38 se presenta la comparación de los modelos en las categorías de (1) área de acero de refuerzo; (2) reacciones mínimas y (3) máximas; (4) energía de amortiguamiento viscoso y (5) energía del input; (6) aceleraciones en Y y (7) X; (8) drift en el sentido Y y (9) en el sentido X; (10) Momento volcante en el sentido Y y (11) en el sentido X; (12) y cortante basal en sentido Y y (13) en el sentido X.

En la categoría de área de acero, se tiene una cuantificación de manera aproximada del acero de refuerzo de 232 ton en el modelo de BR. Se obtiene un porcentaje de alrededor del 65% en los modelos de aislamiento sísmico, lográndose con las disminuciones en las cuantías de acero de las vigas, columnas y muros; con esta reducción de acero se contempla la losa extra a nivel del aislamiento basal y las losas extras en la doble interface de aislamiento para el modelo DI. La disminución de acero de refuerzo en el modelo DI es de 84.13 ton, ahorro con el cual se puede cubrir el gasto de los aisladores. En los modelos con disipación de energía se tiene un porcentaje del 90%, equivalente a un ahorro de 24 ton de acero de refuerzo.

Respecto a las reacciones mínimas, en el modelo de BR se tiene un promedio de levantamiento de 487 tonf, mientras que en los modelos de aislamiento sísmico no se tiene levantamiento. En los modelos de disipación de energía se reduce el problema de

levantamiento siendo el 55% y el 69% el porcentaje de los modelos DFV y TADAS respectivamente, situación que ayuda con la cimentación.

En las reacciones máximas, se tienen en promedio una reacción máxima en el modelo BR de 1500 tonf, los modelos ALNP y DI trabajan a un 60% con 900 tonf promedio, mientras que el modelo AD tiene en promedio 1000 tonf con un 67% del modelo BR; los modelos con disipación trabaja a un 85% el DFV y 90% el TADAS. Estas reducciones en reacciones máximas nos ayudan a minimizar la cimentación del edificio.

En la energía del edificio existe mucha reducción del amortiguamiento viscoso en los modelos aislados, llegando a trabajar en un 6.7% el modelo DI, siendo este el de mayor aporte; el modelo AD aumenta al 20%. Los modelos disipados su aporte es menor, pero significativo, siendo el 57% para el DFV y el 73% para el TADAS.

Se registra mayor input de energía en los modelos AD, DI, DFV y TADAS que en el modelo BR, siendo el ALNP con menor Input de energía con el 85% respecto al BR que tiene 326,192 tonf-cm.

Las aceleraciones en azotea del sentido Y en el modelo BR es 0.63 g la máxima, registrando gran reducción en los modelos aislados de hasta un 26% en el ALNP; los modelos disipados presenta reducción del 75% en DFV y 87% el TADAS. Las aceleraciones en azotea en sentido X su disminución es menor en los modelos aislados, siendo el ALNP el de mayor aporte con un 64%, el modelo TADAS incluso presenta un incremento de aceleración del 102%.

Ahora analizando la reducción en la respuesta del drift en sentido Y, el modelo DI es el que registra el menor trabajo con un 15% respecto al drift de 5.7% del BR, los

modelos ALNP y AD trabajan al 25% y 20% respectivamente. En cambio, los modelos de disipación trabajan al 69%, cumpliendo el objetivo de manejar un drift máximo del 4%.

Ahora bien, el drift en el sentido X del modelo BR es de 6.5%, mientras que en los modelos aislados se tiene el 26%, 28%, y 23% de ALNP, AD y DI respectivamente. Los modelos disipados trabajan al 61%.

El modelo BR presenta un momento volcante en sentido Y de *14,226,024 tonf-cm*, mientras que los modelos aislados trabajan en el 30% y los disipados en un 82% y 89% del DFV y TADAS respectivamente. Sobre el sentido X el BR presenta un momento volcante de *8,462,614 tonf-cm*, y los modelos aislados presentan una reducción del 45% el ALNP y DI, y del 58% el AD; los disipados trabajan al 80%.

Referente al corte basal, el modelo BR presenta una corte en el sentido Y de *3160 tonf*, reduciéndolo los sistemas con aislamiento a un 30%, siendo el DI el menor de todos; el modelo disipado DFV reporta un trabajo del 78% y el TADAS DEL 92%, esta pequeña disminución del TADAS es debido a que los dispositivos se colocaron en niveles superiores, en los cuales es en esos niveles que registran su aporte a la reducción del corte, y no en la base del edificio. En el sentido X el modelo BR registra un corte basal de *2064 tonf*, mientras que los modelos aislados trabajan en un 43% el ALNP, 48% el AD y 37% el DI, y los modelos de disipación de energía trabajan a un 90% del modelo BR.

De manera general, se obtiene una reducción significativa en los modelos aislados, siendo el DI el de mayor aporte, y en los modelos disipados su disminución en las respuestas es menor, siendo el DFV el de mayor aporte.

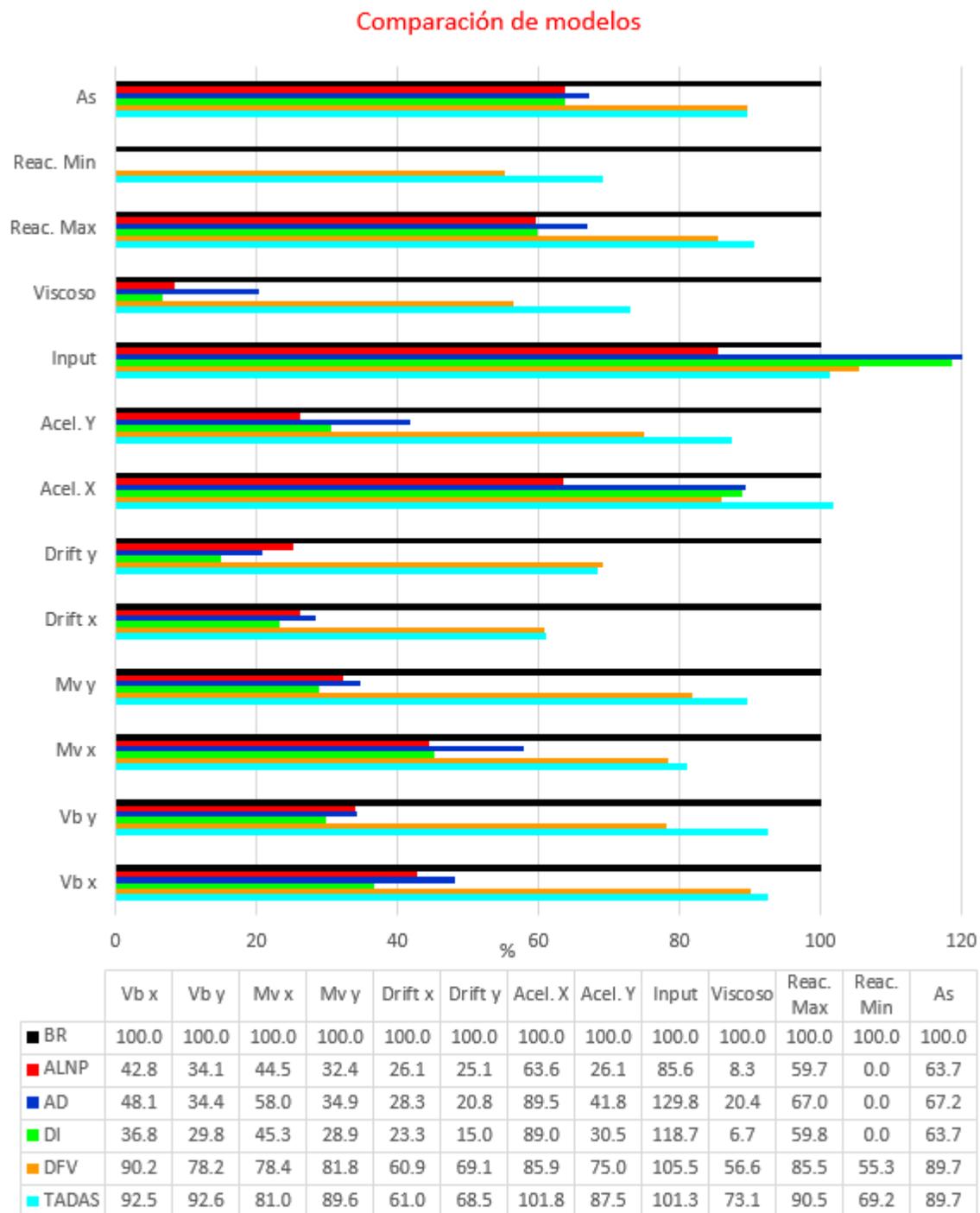


Figura VII-37: Comparación de resultados de los 6 modelos.

VIII. CONCLUSIONES

En este estudio se analizó la respuesta sísmica de un edificio de concreto de 19 niveles. Se consideró la estructura original y la estructura equipada con aislamiento sísmico con aisladores de goma con núcleo de plomo ALNP, con aisladores deslizantes AD y con aislamiento en doble interface utilizando aisladores AD, también se estudió la respuesta del edificio con disipación de energía, utilizando dispositivos de fluido viscoso DFV y por fluencia del material TADAS, en estos últimos casos, se consideraron distribuciones optimizadas según distintos criterios propuestos en la literatura. Los resultados obtenidos permiten deducir las siguientes conclusiones:

Del sistema BR:

- i. Presentan daño las vigas comportándose de manera no lineal
- ii. Sus reacciones máximas son bastantes grandes y sufre mucha fuerza de levantamiento en levantamientos en 19 de 32 apoyos.
- iii. Las secciones propuestas en muros no tienen la capacidad de la demanda.
- iv. El equilibrio energético del edificio se da básicamente a través del amortiguamiento viscoso, lo que se traduce en daño.

Del sistema ALNP:

- v. No se logra el periodo deseado debido a la fuerza de autocentrado necesaria que no permite asignarle la suficiente flexibilidad al aislador, por lo que limita su uso para edificios flexibles.
- vi. Reduce el input de energía.
- vii. Se producen levantamiento en 3 apoyos del edificio.
- viii. El comportamiento de la estructura es totalmente lineal.

Del sistema AD:

- ix. Sistema capaz de llevarlo al período deseado ya que es fácil cumplir con la fuerza de autocentrado
- x. Se incrementa el input de energía
- xi. Se producen levantamiento en 11 apoyos del edificio.
- xii. El comportamiento de la estructura es totalmente lineal

Del sistema DI:

- xiii. Presenta la mayor reducción en la respuesta sísmica de todos los modelos.
- xiv. La deformación de los aisladores se reparte en las dos interfaces.
- xv. Su implementación es una alternativa generosa para edificios de gran altura.
- xvi. Se tiene problemas con la implementación del elevador.
- xvii. Se producen levantamiento en 4 apoyos del edificio.
- xviii. El comportamiento de la estructura es totalmente lineal.

Del sistema DFV:

- xix. Presenta reducción en los esfuerzos en las vigas, manteniéndose en el rango no lineal.
- xx. Los elementos de acero utilizados en las diagonales de los amortiguadores DFV resultan grandes, pudiendo generar un gasto importante y problemas con la arquitectura.
- xxi. La implementación de los amortiguadores DFV es económicamente caro, los dispositivos son caros y las diagonales resultan un gasto considerable.
- xxii. La fuerza axial que experimentan las diagonales en los DFV es muy grande, lo que es un problema para el diseño del nudo. Específicamente, en el sentido X del edificio es difícil controlar el nudo, mientras que en el sentido Y su implementación es más viable, ya que las conexiones se dan sobre los muros.

Del sistema TADAS:

- xxiii. Presenta reducción en los esfuerzos en las vigas, manteniéndose en el rango no lineal.
- xxiv. Su implementación es relativamente fácil y más económico que el sistema DFV.
- xxv. La reducción de la respuesta sísmica del edificio se obtiene por la implementación de amortiguamiento y también de la rigidez que aporta el sistema.
- xxvi. Al incrementar la rigidez, el periodo disminuye incrementando la demanda sísmica.
- xxvii. Presenta un mayor número de dispositivos para lograr el objetivo de un drift máximo del 4% en comparación con los sistemas DFV.

En general:

- xxviii. La reducción de acero de refuerzo de los modelos aislados permite equilibrar lo económico con el gasto del costo de los aisladores.
- xxix. Los sistemas con aislamiento sísmico reducen las cargas máximas y los levantamientos que presenta la estructura, lo que conlleva una reducción en la cimentación.
- xxx. El comportamiento de los sistemas aislados es totalmente lineal, lo que lleva que después de un evento sísmico el edificio quedará totalmente ocupacional y no se realizarán gastos de reparación.
- xxxi. En los sistemas aislados, todas las líneas de los servicios, como el agua, la luz y el sistema de drenaje deben ser flexibles en las juntas de separación entre el edificio y sus alrededores.
- xxxii. La implementación de disipación de energía es una alternativa muy eficiente para estructuras flexibles, lo que se pudiera proponer cambio en las secciones

de concreto para generar más deformaciones y hacer trabajar más al sistema de disipación

- xxxiii. Los disipadores de energía no requieren de técnicas constructivas ni de proyecto, distintas a las que se emplean en edificios convencionales, a diferencia de los sistemas aislados en que todas las líneas de servicio deben ser flexibles.
- xxxiv. El sistema de disipación de energía es una alternativa atractiva para disminuir problemas muy específicos que pudiera presentar una estructura, como los efectos de torsión, el no cumplimiento de las deformaciones en cierto piso, disminución de fuerza de corte en algún nivel, etc.
- xxxv. Es conveniente utilizar sistema de aislamiento sísmico en la medida de lo posible, en una o dos interfaces, ya que resulta mucho menor su respuesta sísmica. Para edificios de gran altura, sería más conveniente la disipación de energía.

BIBLIOGRAFIA

EDWARD L. WILSON, *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering. Third Edition, Computers and Structures, Inc.*

F. NAEIM, JAMES M. KELLY, *Design of Seismic Isolated Structures, From Theory to Practice, 1999, John Wiley & Sons, Inc.*

JAMES M. KELLY, DIMITRIOS A. KONSTANTINIDIS, *Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation, 2011, John Wiley & Sons, Inc.*

ANIL K. CHOPRA, *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, 4rd Edition, Prentice Hall.*

R. AGUIAR, J. L. ALMAZÁN, P. DECHENT, V. SUAREZ, *Aisladores de Base Elastómericos y FPS, 1ª Edición, Escuela politécnica del Ejercito.*

GENNER VILLARREAL CASTRO, RICARDO OVIEDO SARMIENTO, *Edificaciones con Disipadores de Energía, Lima, Perú 2009.*

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11).*

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, *Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, México 2008.*

Reglamento de Construcciones y Desarrollo Urbano del Municipio de Zapopan, Jalisco y Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 2002, Actualizada en 2008.

SAP2000, *Integrated Software for Structural Analysis and Design, Analysis Reference Manual, Version 8.0 July 2002, Computers and Structures, Inc.*

ANEXOS

ANEXO A: CALCULO DEMANDA SISMICA

A.1 Definición del Espectro de Diseño

De acuerdo al reglamento CFE-08 el espectro de diseño se define de acuerdo con la Figura A-1. Las ordenadas del espectro de aceleración para diseño sísmico $Sa(T_e)/g$, expresadas como fracción de la gravedad y en función del período estructural adquieren la forma paramétrica mostrada en la siguiente Figura.

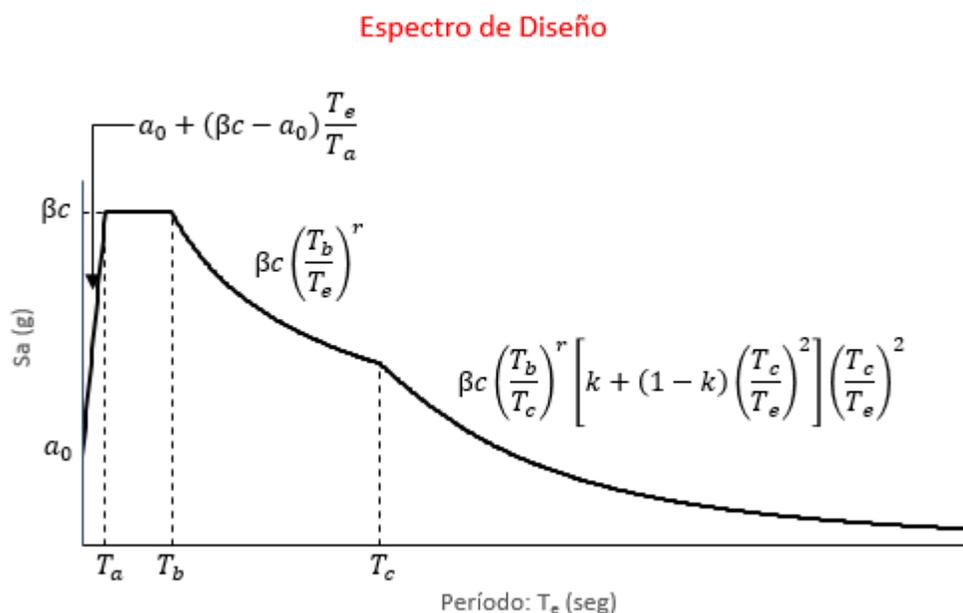


Figura A-1: Espectro de Diseño CFE 2008.

Donde

a es la aceleración espectral normalizada con la aceleración de la gravedad

a_0 es la aceleración máxima del terreno

T_e es el período estructural

T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño

T_b es el límite superior de la meseta del espectro de diseño

$T_c = \begin{cases} 2 \text{ seg} & \text{si } T_b < 2 \text{ seg} \\ T_b & \text{si } T_b \geq 2 \text{ seg} \end{cases}$ es el periodo de inicio de la rama descendente

en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno.

r es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$, y es igual a T_s (período dominante del sitio), pero no será menor que 0.5 ni mayor que 1 ($0.5 \leq r \leq 1.0$). Para terreno firme $r = 0.5$

k es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e \geq T_c$

β es el factor de amortiguamiento

Los períodos característicos del espectro se determinarán de acuerdo con las siguientes ecuaciones

$$T_a = 0.35$$

El parámetro k , que controla la caída de la rama descendente del espectro a periodo largo, se determinará mediante

$$k = \begin{cases} \min(1.5, 2 - T_s) & \text{si } T_s \leq 1.65 \text{ seg} \\ \max(0.35, \beta/F_r) & \text{si } T_s > 1.65 \text{ seg} \end{cases}$$

El factor de amortiguamiento permite modificar las ordenadas del espectro de diseño debido a valores de amortiguamiento estructural diferentes a 5%, o bien, debidos a los efectos de interacción suelo - estructura. Este factor se define como:

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^\lambda ; \quad \text{con } \lambda = \begin{cases} 0.45 & \text{si } T_e < T_c \\ 0.45 \frac{T_c}{T_e} & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases}$$

En esta ecuación ζ_e es el amortiguamiento estructural.

Los parámetros restantes, a_0 , c , T_s , se determinan con el programa PRODISIS. PRODISIS es un programa incluido en el Manual de Diseño por Sismo de la CFE 2008 que realiza diferentes funciones, entre ellas determina los parámetros de aceleraciones, velocidades y desplazamientos máximos en la roca para un sitio dado, y además se puede determinar el espectro para diseño sísmico para ese sitio. Para encontrar la aceleración, velocidad y desplazamiento máximo en la roca es necesario proporcionar las coordenadas geográficas del sitio (longitud y latitud) y para el espectro sísmico se necesita conocer el perfil de velocidad de onda de corte (VS) y densidad contra profundidad, hasta llegar a la roca basal.

Una vez que se proporciona la información del depósito del suelo arriba indicada, PRODISIS calcula el período fundamental de vibración del suelo (T_s) la aceleración máxima en la roca (a_{or}) y en la superficie del depósito de suelos (a_0), el factor de amplificación entre la aceleración en la superficie y en la roca (F_s) y el coeficiente sísmico (c).

En la Tabla A-1 se detallan los parámetros que definen el espectro de diseño para las coordenadas geográficas definidas en la sección II-1 para el estudio del edificio.

Tabla A-1: Parámetros que definen el espectro de diseño.

a_0	C	T_a	T_b	T_c	T_s	r	k	ζ_e	β
g	g	seg	seg	seg	seg				
0.17	0.64	0.1571	0.6	2	0.33	0.5	1.5	0.05	1

ANEXO B: MARCO TEORICO DEL METODO DE ANALISIS

B.1 Método de Análisis FNA

Este método de análisis modal no lineal fue propuesto por Wilson (2002), método conocido como análisis rápido no lineal (Fast Non linear Analysis), el cual se describe a continuación.

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) - F_{NL}(\dot{u}, u, t) = -M_{l_x}\ddot{u}_g$$

Haciendo un análisis modal y un cambio de variable $u(t) = \phi q(t)$, manejando la variable q por comodidad $q = q(t)$, la ecuación de movimiento se reescribe como:

$$M \phi \ddot{q} + C \phi \dot{q} + K \phi q - F_{NL}(\phi \dot{q}, \phi q, t) = -M_{l_x}\ddot{u}_g$$

Pre multiplicando por ϕ^T

$$\phi^T M \phi \ddot{q} + \phi^T C \phi \dot{q} + \phi^T K \phi q - \phi^T F_{NL}(\phi \dot{q}, \phi q, t) = -\phi^T M_{l_x}\ddot{u}_g$$

Considerando no linealidad independiente de la velocidad de los grados de libertad y considerando la rigidez tangente para un tiempo determinado, las fuerzas no lineales pueden expresarse como una perturbación de la matriz de rigidez, reescribiendo la ecuación anterior

$$\phi^T M \phi \ddot{q} + \phi^T C \phi \dot{q} + (\phi^T K \phi q - \phi^T \Delta K \phi q) = -\phi^T M_{l_x}\ddot{u}_g$$

Considerando formas modales basadas en el problema lineal, se definirá como ϕ_s los modos elegidos para representar la respuesta y ϕ_u los modos descartados, de tal forma que $[\phi_s, \phi_u], q = [q_s, q_u]$, bajo este esquema escribimos la ecuación de movimiento.

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} \phi_s^T M \phi_s & \phi_s^T M \phi_u \\ \phi_u^T M \phi_s & \phi_u^T M \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{q}_s \\ \ddot{q}_u \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \phi_s^T C \phi_s & \phi_s^T C \phi_u \\ \phi_u^T C \phi_s & \phi_u^T C \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{q}_s \\ \dot{q}_u \end{bmatrix} \\ & + \left\{ \begin{bmatrix} \phi_s^T K \phi_s & \phi_s^T K \phi_u \\ \phi_u^T K \phi_s & \phi_u^T K \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_s \\ q_u \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \phi_s^T \Delta K \phi_s & \phi_s^T \Delta K \phi_u \\ \phi_u^T \Delta K \phi_s & \phi_u^T \Delta K \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_s \\ q_u \end{bmatrix} \right\} = \begin{bmatrix} \phi_s^T \\ \phi_u^T \end{bmatrix} M_{l_x} \ddot{u}_g \end{aligned}$$

Por la ortogonalidad de los modos y suponiendo una matriz de amortiguamiento clásica, la ecuación de movimiento puede escribirse de la siguiente manera

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} \phi_s^T M \phi_s & 0 \\ 0 & \phi_u^T M \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{q}_s \\ \ddot{q}_u \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \phi_s^T C \phi_s & 0 \\ 0 & \phi_u^T C \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{q}_s \\ \dot{q}_u \end{bmatrix} \\ & + \left\{ \begin{bmatrix} \phi_s^T K \phi_s & 0 \\ 0 & \phi_u^T K \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_s \\ q_u \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \phi_s^T \Delta K \phi_s & \phi_s^T \Delta K \phi_u \\ \phi_u^T \Delta K \phi_s & \phi_u^T \Delta K \phi_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_s \\ q_u \end{bmatrix} \right\} = \begin{bmatrix} \phi_s^T \\ \phi_u^T \end{bmatrix} M \iota_x \ddot{u}_g \end{aligned}$$

En esta ecuación se observa que el acoplamiento entre los modos seleccionados y los modos descartados para aproximar la respuesta no lineal viene dado únicamente por los términos $\phi_s^T \Delta K \phi_u$ de la perturbación de la matriz de rigidez. Se deduce de esta condición que una buena elección de formas modales ϕ_s debe ser de tal forma que satisfaga

$$\phi_u^T \Delta K \phi_u = 0$$

$$\phi_s^T \Delta K \phi_u = 0$$

$$\phi_u^T \Delta K \phi_s = 0$$

Lo que implica que la respuesta de los modos descartados no se ve afectada por el acoplamiento no lineal de los elementos que el resto de la ecuación es suficiente para representar la respuesta. Además de lo anterior, es importante tener en cuenta que los mismos criterios usados para el caso lineal para estimar una selección de formas modales donde los modos despreciados no influirán de manera significativa en la respuesta. Típicamente se considera que las formas modales son adecuadas si poseen un porcentaje de participación de masas modal acumulada al 100%, por lo que esta metodología es usual determinar los modos usando vectores Ritz, que permiten alcanzar el 100 % de la participación de masas en menor número de modos.

B.2 Amortiguamiento tipo Rayleigh

La matriz de amortiguamiento C de tipo clásico puede ser definida a partir del amortiguamiento tipo Rayleigh, tal como se define en la siguiente expresión.

$$C = \alpha M + \beta K$$

Donde el término α es el coeficiente de masa proporcional con unidades de sec^{-1} , y el término β es el coeficiente proporcional a la rigidez con unidades de sec .

El factor de amortiguamiento modal ζ_n puede ser calculado para una frecuencia ω_n :

$$\zeta_n = \frac{\alpha}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{\beta}{2} \omega_n$$

Los coeficientes α y β pueden ser determinados a partir de diferentes factores de amortiguamiento ζ_i y ζ_j para los modos i y j respectivamente. Esto se demuestra en la siguiente expresión:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix}$$

Si se asume un mínimo factor de amortiguamiento ζ para dos modos constantes pueden ser calculadas como:

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}; \quad \beta = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

La variación del factor de amortiguamiento en función de la frecuencia natural puede ser representada en la figura siguiente

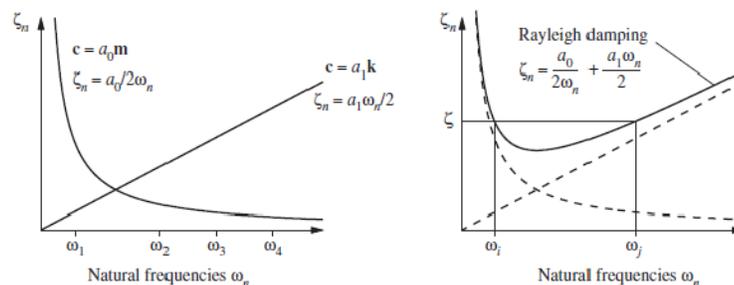


Figura B-1: Amortiguamiento de Rayleigh.