

F
26714
2017

**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**Uso de Amortiguadores Viscosos e Histeréticos en
Edificios Estructurados Con Muros de Hormigón
Armado.**

Por

Ricardo Matias Rocco Rocco



104668

**Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil**

Profesor Guía: Alejandro Morales Gómez

Julio, 2017

"Hay que soñar, pero a condición de creer seriamente en nuestro sueño, de examinar con atención la vida real, de confrontar nuestras observaciones con nuestro sueño, de realizar escrupulosamente nuestra fantasía"

V.Lenin.

Agradecimientos

Agradezco a mi familia por el apoyo incondicional durante este largo y exhaustivo proceso. Especialmente a mi madre por su amor inquebrantable; mi hermana por su apoyo, sin el cual nada de esto habría sido posible; a mi hermano por sus palabras de aliento y motivación cada vez que el camino se tornaba borroso.

Mi total gratitud a Silvia Narbona por vivir a mi lado cada día de este camino, guiarme cuando perdí el norte y por querer tanto como yo el cumplimiento de mi cometido en este proceso.

Estoy muy agradecido de mi abuela, mis tías, Sergio Beltran, Mariza y Juan por estar siempre que las necesite y brindarme su apoyo desinteresado y desearme lo mejor

Agradezco también a mi profesor guía Alejandro morales por apoyarme en este trabajo, por su paciencia, motivación y además de entregarme herramientas y formar una visión crítica de las labores de un ingeniero civil en la sociedad actual.

Finalmente les agradezco a mis amig@s por recordarme siempre que fue necesario que nada es imposible y por ayudarme a recrear mi mente siempre que fue posible.

ÍNDICE

ÍNDICE DE TABLAS	8
ÍNDICE DE FIGURAS	10
CAPÍTULO 1	14
1. Motivación	14
1.1 Planteamiento del problema	14
1.2 Objetivos	16
1.2.1 Objetivo general	16
1.2.2 Objetivos específicos	16
1.3 Alcances	17
CAPÍTULO 2	18
2. Conceptos de energía en ingeniería sísmica	18
2.1 Ecuación de movimiento y energía	18
2.1.1 Energía relativa de entrada y energía absoluta de entrada	21
2.2 Disipación de energía	23
2.2.1 Aislación basal:	24
2.2.2 Dispositivos de disipación de energía	24
I) Activos:	24
II) Semi-Activos:	25
III) Pasivos:	26
b) Dispositivos de disipación activados por velocidad	30
2.2.3 Respuesta dinámica básica de estructuras con disipadores de energía	34
2.3 Influencia de disipadores pasivos en la ecuación de balance de energía	37
2.4 Punto óptimo de diseño sugerido de disipadores de energía pasivos	37
CAPÍTULO 3	41
3. Análisis y diseño de la estructura según normativa vigente en Chile	41
3.1 Descripción de la estructura	41
3.2 Modelo de análisis	42
3.3 Calidad de materiales empleados	42
3.4 Solicitaciones	43
3.5 Combinaciones de estados de carga	44
3.6 Resultados del análisis sísmico	45
3.6.1 Desplazamientos laterales de entrepiso (drifts)	46
3.6.2 Demanda de desplazamiento lateral de techo	46
3.7 Diseño de elementos estructurales	47
3.7.1 Diseño al corte	47
I) Limite en la resistencia nominal al corte	48
II) Verificación de la resistencia al corte	48

3.7.2	Diseño a flexo-compresión.....	51
3.7.3	Capacidad de deformación	57
3.7.4	Diseño de vigas.....	62
Capítulo IV	70
4	Dispositivos de mitigación sísmica.....	70
4.1	Diseño de estructuras equipadas con disipadores de energía.....	70
4.2	Diseño amortiguador viscoso.....	71
4.2.1	Criterio de emplazamiento amortiguador viscoso.....	71
4.2.2	Cálculo coeficiente de amortiguamiento.....	72
4.2.3	Diseño de diagonales.....	74
4.3	Diseño ADAS.....	76
4.3.1	Criterio de emplazamiento ADAS.....	76
4.3.2	Cortes de activación y su distribución en altura.....	77
4.3.3	Diseño y dimensionamiento del ADAS.....	78
5	CAPÍTULO V.....	81
5	Análisis no lineal.....	81
5.1	Parámetros del modelo.....	81
5.1.1	Curvas esfuerzo deformación.....	81
5.1.2	Elementos empleados.....	82
5.1.3	Reglas de histéresis.....	83
5.1.4	Estimación parámetros de histéresis.....	85
5.2	Registros de aceleración.....	86
5.3	Análisis de resultados.....	88
5.3.1	Amortiguador viscoso.....	91
I)	Desplazamientos horizontales.....	92
III)	Aceleraciones horizontales absolutas.....	96
5.3.2	ADAS.....	98
I)	Desplazamientos horizontales.....	98
II)	Desplazamientos relativos (Drifts).....	99
III)	Aceleraciones horizontales absolutas.....	102
IV)	Variación de período.....	104
5.3.3	Comparación de resultados.....	105
I)	Incursión no lineal y demanda de ductilidad en muros.....	108
II)	Solicitaciones muro.....	111
CAPÍTULO VI	113
6	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....	113
Referencias	115
Anexo 1	117

1	Decaimiento logarítmico.....	117
Anexo 2	118
Anexo 3	124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Categorías de disipadores pasivos de energía (Adaptada de [5]).....	26
Tabla 2 Propiedades físicas de los materiales empleados.....	42
Tabla 3 Parámetros Sísmicos asociados a la estructura de acuerdo a [4].....	43
Tabla 4 Parámetros Asociados al Tipo de Suelo.....	44
Tabla 5 Combinaciones de carga según [19].	44
Tabla 6 Masas y períodos fundamentales.	45
Tabla 7 Corte basal y reducción según normativa vigente.	45
Tabla 8 Tabla resumen demanda de desplazamiento lateral.	46
Tabla 9 Resumen de armadura y espesor de muro tipo T.	53
Tabla 10 Resumen de armadura y espesores de muro tipo L1.....	54
Tabla 11 Resumen de armadura y espesores de muro tipo L2.....	56
Tabla 12 Nivel de carga axial utilizada para el análisis de curvatura muro T.....	58
Tabla 13 Nivel de carga axial utilizada para el análisis de curvatura muro L1.....	59
Tabla 14 Nivel de carga axial utilizada para el análisis de curvatura muro L2.....	60
Tabla 15 Capacidad de curvatura muro tipo T edificio 25 pisos.....	61
Tabla 16 Capacidad de curvatura muro tipo T edificio 15 pisos.....	61
Tabla 17 Capacidad de curvatura muro tipo L1 edificio 25 pisos.....	61
Tabla 18 Capacidad de curvatura muro tipo L1 edificio 15 pisos.....	61
Tabla 19 Capacidad de curvatura muro tipo L2 edificio 25 pisos.....	62
Tabla 20 Capacidad de curvatura muro tipo L2 edificio 15 pisos.....	62
Tabla 21 Cortes de diseño acorde a especificaciones de [22].	71
Tabla 22 Parámetros empleados en el cálculo.....	72
Tabla 23 Tabla resumen de cálculo del coeficiente de amortiguamiento viscoso edificio de 25 pisos constante en altura.....	73
Tabla 24 Cálculo del coeficiente de amortiguamiento viscoso edificio de 15 pisos constante en altura.	73
Tabla 25 cálculo del coeficiente de amortiguamiento viscoso edificio de 25 pisos variable en altura.	74
Tabla 26 cálculo del coeficiente de amortiguamiento viscoso edificio de 15 pisos variable en altura.....	74
Tabla 27 Fuerza viscosa requerida para un 20% de amortiguamiento.....	75
Tabla 28 Resumen diseño de diagonales.....	75
Tabla 29 Tabla resumen de cálculo de corte de activación de ADAS ED. 25 pisos.....	77
Tabla 30 Tabla resumen de cálculo de corte de activación de ADAS ED. 15 pisos.....	77
Tabla 31 Dimensionamiento ADAS ED. 25 pisos.....	78
Tabla 32 Dimensionamiento ADAS ED 15 pisos.....	79
Tabla 33 Rigidez equivalente del ADAS.....	80
Tabla 34 Resumen de diseño de diagonales.....	80
Tabla 35 Resumen parámetros de histéresis en edificio de 25 pisos.....	85
Tabla 36 Resumen parámetros de histéresis en edificio de 15 pisos.....	86
Tabla 37 Demanda de ductilidad de desplazamiento en muro de menor capacidad de deformación en la dirección de análisis.....	88
Tabla 38 Disminución de Drifts para CCEW.....	95
Tabla 39 Disminución de Drifts para MMEW.....	95
Tabla 40 Disminución de Drifts para CONT_C3.....	95
Tabla 41 Disminución aceleración horizontal CCEW.....	97
Tabla 42 Disminución aceleración horizontal MMEW.....	97
Tabla 43 Disminución aceleración horizontal CONT_C3.....	98
Tabla 44 Nomenclatura empleada en ADAS.....	99
Tabla 45 Disminución de drifts máximo CCEW.....	101
Tabla 46 Disminución de drifts máximo MMEW.....	101
Tabla 47 Disminución de drifts máximo CNC3.....	101

Tabla 48 Disminución de aceleraciones CCEW.	103
Tabla 49 Disminución de aceleraciones MMEW.	103
Tabla 50 Disminución de aceleraciones CNC3.	103
Tabla 51 Disminución de período lograda en Ed. 15 pisos.	104
Tabla 52 Disminución máxima del máximo drift obtenido ante los distintos registros.	105
Tabla 53 Disminución máxima en aceleraciones máximas obtenidas ante los distintos registros	106
Tabla 54 Resumen disminución porcentual de drifts.	107
Tabla 55 Comparación de disminución en aceleraciones máximas.	107
Tabla 56 Demanda de ductilidad de curvatura en muro T.	108
Tabla 57 Demanda máxima de ductilidad de curvatura en muro T.	108
Tabla 58 Razón de amortiguamiento respecto al crítico.	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Modos de falla de muros en voladizo [1].....	14
Figura 2 - Colapso en elementos no estructurales durante el terremoto 27F [3].	15
Figura 3 - Sistema de un grado de libertad con aceleración en la base (Adaptado de [12] por [13]).	19
Figura 4 - Sistema equivalente con base fija (Adaptado de [12] por [13]).....	19
Figura 5 - Ciclo ideal de histéresis del sistema estructural Energía elástica y energía disipada por histéresis. [12]	21
Figura 6 - Efecto de la aislación en el comportamiento dinámico [16].	24
Figura 7 - Esquema de estructura con sistemas de disipación activo [14].	25
Figura 8 - Esquema de estructura con sistemas de disipación Semi-activo. [14].	26
Figura 9 Curva fuerza-deformación dispositivos histeréticos a) Metálico, b) Friccional [12].	27
Figura 10 - Dispositivo de disipación de energía histerético friccional tipo Pall [15].	27
Figura 11 - Dispositivo de disipación de energía histerético ADAS. [15].	28
Figura 12 - Uso de ADAS en diagonales tipo Chevrón [5].	28
Figura 13 - Dimensionamiento geométrico ADAS a) ancho constante y espesor variable y b) ancho variable y espesor constante [5].	29
Figura 14 - Ventajas de disipación de energía histerético ADAS. [15].	30
Figura 15 - Comportamiento histerético de un amortiguador viscoso lineal. [5].	32
Figura 16 - Relación fuerza-velocidad de un amortiguador viscoso no lineal. [5].	33
Figura 17 - Comportamiento histerético de un amortiguador viscoso no lineal. [5].	33
Figura 18 Incorporación de disipadores histeréticos de energía. [5]	34
Figura 19 - Estabilidad en la respuesta de sistemas de un grado de libertad equipados con disipadores histeréticos de energía [5].	36
Figura 20 - Configuraciones geométricas que amplifican la razón de amortiguamiento para disipadores viscosos lineales.....	40
Figura 21 Planta de estructuras tipo.	41
Figura 22 Modelo tridimensional Ed. 15 pisos ETABS 2015,	42
Figura 23 Espectro de diseño elástico según [4].	44
Figura 24 Drifts centro de masa.	46
Figura 25 Espectro de desplazamiento elástico definido por [7]	47
Figura 26 Esfuerzos de corte por piso muro tipo T 15 pisos.	48
Figura 27 Esfuerzos de corte por piso muro tipo T 25 pisos.	49
Figura 28 Esfuerzos de corte por piso muro tipo L1 15 pisos.	49
Figura 29 Esfuerzos de corte por piso muro tipo L1 25 pisos.	50
Figura 30 Esfuerzos de corte por piso muro tipo L2 15 pisos.	50
Figura 31 Esfuerzos de corte por piso muro tipo L2 15 pisos.	51
Figura 32 Variación de ϕ propuesto en [21].	52
Figura 33 Detalle muro tipo T.	52
Figura 34 DI muro tipo T Edificio de 25 pisos.	53
Figura 35 DI muro tipo T Edificio de 15 pisos.	54
Figura 36 Detalle muro tipo L1.	54
Figura 37 DI muro tipo L1 Edificio de 25 pisos.	55
Figura 38 DI muro tipo L1 Edificio de 15 pisos.	55
Figura 39 Detalle muro tipo L.	56
Figura 40 DI muro tipo L2 Edificio de 25 pisos.	56
Figura 41 DI muro tipo L2 Edificio de 15 pisos.	57
Figura 42 Diagramas momento/curvatura Muro tipo T edificio de 25 pisos.	58
Figura 43 Diagramas momento/curvatura Muro tipo T edificio de 15 pisos.	58
Figura 44 Diagramas momento/curvatura Muro tipo L1 edificio de 25 pisos.....	59
Figura 45 Diagramas momento/curvatura Muro tipo L1 edificio de 15 pisos.....	59
Figura 46 Diagramas momento/curvatura Muro tipo L2 edificio de 25 pisos.....	60
Figura 47 Diagramas momento/curvatura Muro tipo L2 edificio de 15 pisos.....	60

Figura 48 Distribución en planta tipos de vigas para ambos edificios	63
Figura 49 Detalle de armadura en vigas del piso 11 al 15 en edificio de 15 pisos.....	64
Figura 50 Detalle de armadura en vigas del piso 6 al 10 en edificio de 15 pisos.....	64
Figura 51 Detalle de armadura en vigas del piso 1 al 5 en edificio de 15 pisos.....	64
Figura 52 Detalle de armadura en vigas del piso 11 al 15 en edificio de 15 pisos.....	65
Figura 53 Detalle de armadura en vigas del piso 6 al 10 en edificio de 15 pisos.....	65
Figura 54 Detalle de armadura en vigas del piso 1 al 5 en edificio de 15 pisos.....	65
Figura 55 Detalle de armadura en vigas del piso 21 al 25 en edificio de 25 pisos.....	66
Figura 56 Detalle de armadura en vigas del piso 16 al 20 en edificio de 25 pisos.....	66
Figura 57 Detalle de armadura en vigas del piso 11 al 15 en edificio de 25 pisos.....	67
Figura 58 Detalle de armadura en vigas del piso 6 al 10 en edificio de 25 pisos.....	67
Figura 59 Detalle de armadura en vigas del piso 1 al 5 en edificio de 25 pisos.....	67
Figura 60 Detalle de armadura en vigas del piso 21 al 25 en edificio de 25 pisos.....	68
Figura 61 Detalle de armadura en vigas del piso 16 al 20 en edificio de 25 pisos.....	68
Figura 62 Detalle de armadura en vigas del piso 11 al 15 en edificio de 25 pisos.....	68
Figura 63 Detalle de armadura en vigas del piso 6 al 10 en edificio de 25 pisos.....	69
Figura 64 Detalle de armadura en vigas del piso 1 al 5 en edificio de 25 pisos.....	69
Figura 65 Coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalente para distintos razones de amortiguamientos respecto al crítico	70
Figura 66 Gráficos diferencia de velocidad entre puntos de conexión por piso a) Edificio 25 pisos, b) Edificio 15 pisos	71
Figura 67 Delta de desplazamiento lateral a) Edificio 25 pisos, b) Edificio 15 pisos.....	76
Figura 68 Placa tipo ADAS (Adaptada de [5])	79
Figura 69 Curva esfuerzo-deformación unitaria del hormigón no confinado adaptada de [24].....	81
Figura 70 Idealización de la Curva esfuerzo-deformación unitaria del acero adaptada de [23].....	82
Figura 71 Modelo de comportamiento elementos frame según Giberson [9].....	82
Figura 72 Elemento tipo Spring y sus miembros [9].....	83
Figura 73 Elemento tipo Damper y sus miembros [9].....	83
Figura 74 Regla histerética TAKEDA modificada [9].....	84
Figura 75 Regla histerética Tri-lineal SINA [9].....	84
Figura 76 Regla histerética elasto-plastica. [9].....	85
Figura 77 Registro Constitución componente 3 evento sísmico Maule 2010.....	86
Figura 78 Registro Concepción centro EW evento sísmico Maule 2010.....	87
Figura 79 Registro Marga Marga EW evento sísmico Maule 2010	87
Figura 80 Espectro inelástico de aceleración ED. 15 pisos CCEW [28].....	88
Figura 81 Espectro inelástico de aceleración ED 25 pisos CCEW [28].....	88
Figura 82 Espectro inelástico de desplazamiento ED. 15 pisos CCEW [28].....	89
Figura 83 Espectro inelástico de desplazamiento ED. 25 pisos CCEW [28].....	89
Figura 84 Espectro inelástico de aceleración ED. 15 pisos MMEW [28].....	89
Figura 85 Espectro inelástico de aceleración ED. 25 pisos MMEW [28].....	89
Figura 86 Espectro inelástico de desplazamiento ED. 15 pisos MMEW [28].....	90
Figura 87 Espectro inelástico de desplazamiento ED. 25 pisos MMEW [28].....	90
Figura 88 Espectro inelástico de aceleración ED. 15 pisos CNC3 [28].....	90
Figura 89 Espectro inelástico de desplazamiento ED. 15 pisos CNC3 [28].....	91
Figura 90 Espectro inelástico de aceleración ED. 25 pisos CNC3 [28].....	90
Figura 91 Espectro inelástico de desplazamiento ED. 25 pisos CNC3 [28].....	91
Figura 92 Fuerza versus Velocidad para el amortiguador viscoso de capacidad 50 ton.	92
Figura 93 Desplazamiento absoluto por piso CCEW.....	92
Figura 94 Desplazamiento absoluto por piso MMEW.....	92
Figura 95 Desplazamiento absoluto por piso CONT_C3.....	93
Figura 96 Drifts por piso CCEW.....	94
Figura 97 Drifts por piso MMEW.....	94
Figura 98 Drifts por piso CONT_C3.....	94
Figura 99 Disminución Drifts máximo CCEW.	94
Figura 100 Disminución Drifts máximo MMEW.	95

Figura 101 Disminución Drifts máximo CONT_C3.	95
Figura 102 Aceleración por piso CCEW.	96
Figura 103 Aceleración por piso MMEW.	96
Figura 104 Aceleración por pisoCONT_C3.	96
Figura 105 Disminución en aceleraciones horizontales.	96
Figura 106 Disminución en aceleraciones horizontales MMEW.	97
Figura 107 Disminución en aceleraciones horizontales CONT_C3.	97
Figura 108 Desplazamientos absolutos por piso CCEW.	98
Figura 109 Desplazamientos absolutos por piso MMEW.	98
Figura 110 Desplazamientos absolutos por piso CNC3.	99
Figura 111 Drifts por piso CCEW.	100
Figura 112 Drifts por piso MMEW.	100
Figura 113 Drifts por piso CONT3.	100
Figura 114 Disminución de Drifts máximo CCEW.	100
Figura 115 Disminución de Drifts máximo MMEW.	101
Figura 116 Disminución de Drifts máximo CNC3.	101
Figura 117 Aceleración por piso CCEW.	102
Figura 118 Aceleración por piso CNC3.	102
Figura 119 Aceleración por piso MMEW.	102
Figura 120 Disminución aceleración máxima CCEW.	102
Figura 121 Disminución aceleración máxima MMEW.	103
Figura 122 Disminución aceleración máxima CNC3.	103
Figura 123 Drifts máximo para distintas relaciones de periodos.	104
Figura 124 Comparación de disminución máxima en drifts máximos para cada registro.	105
Figura 125 Comparación de disminución máxima en aceleraciones máximos para cada registro.	106
Figura 126 Comparación de disminución de drifts máximo.	107
Figura 127 Comparación de disminución de aceleraciones horizontales máximas.	107
Figura 128 Ciclo de histéresis muro T estructura convencional [25].	109
Figura 129 Ciclo de histéresis muro T estructura con amortiguador viscoso [25].	109
Figura 130 Ciclo de histéresis muro T estructura con ADAS [25].	109
Figura 131 Ciclo de histéresis muro T estructura convencional [25].	109
Figura 132 Ciclo de histéresis muro T estructura con amortiguador viscoso [25].	110
Figura 133 Ciclo de histéresis muro T estructura convencional [25].	110
Figura 134 Ciclo de histéresis muro T estructura con ADAS [25].	110
Figura 135 Ciclo de histéresis muro T estructura con amortiguador viscoso [25].	110
Figura 136 Ciclo de histéresis muro T estructura con ADAS [25].	110
Figura 137 Variación de momento muro T para el registro MMEW.	111
Figura 138 Variación de corte muro T para el registro MMEW.	111
Figura 139 Variación de momento muro T para el registro CCEW.	111
Figura 140 Variación de corte muro T para el registro CCEW.	111
Figura 141 Variación de momento muro T para el registro CNC3.	112
Figura 142 Variación de corte muro T para el registro CNC3.	112
Figura 143 Desplazamiento horizontal en el tiempo.	117
Figura 144 Ciclo de histéresis ADAS piso 15 CCEW.	118
Figura 145 Ciclo de histéresis ADAS piso 11 CCEW.	118
Figura 146 Ciclo de histéresis ADAS piso 13 CCEW.	118
Figura 147 Ciclo de histéresis ADAS piso 9 CCEW.	118
Figura 148 Ciclo de histéresis ADAS piso 15 MMEW.	119
Figura 149 Ciclo de histéresis ADAS piso 11 MMEW.	119
Figura 150 Ciclo de histéresis ADAS piso 13 MMEW.	119
Figura 151 Ciclo de histéresis ADAS piso 9 MMEW.	119
Figura 152 Ciclo de histéresis ADAS piso 15 CNC3.	120
Figura 153 Ciclo de histéresis ADAS piso 11 CNC3.	120
Figura 154 Ciclo de histéresis ADAS piso 13 CNC3.	120

Figura 155 Ciclo de histéresis ADAS piso 9 CNC3	120
Figura 156 Ciclo de histéresis DAMPER piso 15 CCEW.....	121
Figura 157 Ciclo de histéresis DAMPER piso 11 CCEW.....	121
Figura 158 Ciclo de histéresis DAMPER piso 13 CCEW.....	121
Figura 159 Ciclo de histéresis DAMPER piso 9 CCEW.....	121
Figura 160 Ciclo de histéresis DAMPER piso 15 MMEW.....	122
Figura 161 Ciclo de histéresis DAMPER piso 11 MMEW.....	122
Figura 162 Ciclo de histéresis DAMPER piso 13 MMEW.....	122
Figura 163 Ciclo de histéresis DAMPER piso 9 MMEW.....	122
Figura 164 Ciclo de histéresis DAMPER piso 15 CNC3.....	123
Figura 165 Ciclo de histéresis DAMPER piso 11 CNC3.....	123
Figura 166 Ciclo de histéresis DAMPER piso 13 CNC3.....	123
Figura 167 Ciclo de histéresis DAMPER piso 9 CNC3.....	123
Figura 168 Ubicación de dispositivos en elevación tipo	124
Figura 169 Detalle 1	125
Figura 170 Detalle 2	125

CAPÍTULO 1

1. Motivación.

1.1 Planteamiento del problema.

En países con alta sismicidad la filosofía tradicional de diseño estructural y sismo resistente permite que distintos elementos estructurales (vigas, columnas, muros, etc.) incursionen en el rango no lineal con el objetivo de disipar parte de la energía absorbida del sismo, *asegurando que en el caso extremo de que un elemento llegue a la falla, este se comporte de manera dúctil* [1]. En otras palabras, que se produzca un mecanismo de colapso pre-establecido con un comportamiento dúctil y controlado, evitando fallas indeseadas como las ilustradas en la Figura 1 (c, d y e) para muros en voladizo [2]. En donde (b) corresponde a una falla en la base por flexión del muro, (c) Falla en la base por corte, (d) Falla en juntas constructivas y (e) corresponde a una falla por deslizamiento en la base.

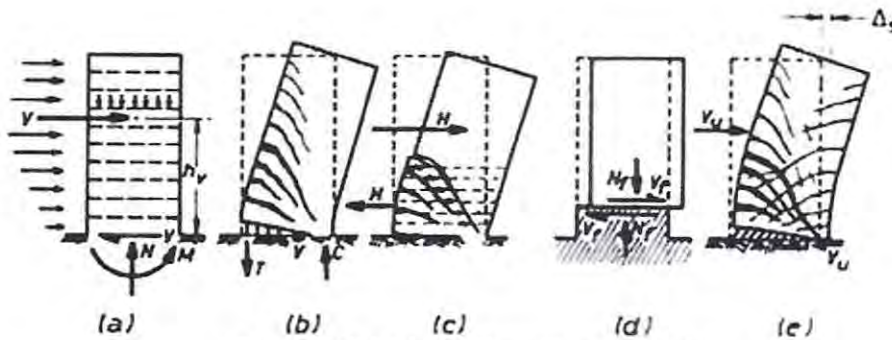


Figura 1 - Modos de falla de muros en voladizo [1]

En el caso específico de Chile, el mecanismo de falla más recurrente durante el Terremoto del Maule del 2010, fue la falla por compresión en el puntal de muro por falta de confinamiento y las fallas por corte [3].

Si bien desde el punto de vista legal la normativa vigente *está orientada a lograr estructuras que resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada; limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad, aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa* [4]. Post terremoto del Maule del 2010 el Fondo de Prevención y Atención de Emergencias - FOPAE en su informe técnico declara que durante el evento sísmico, un alto porcentaje de las edificaciones presentes en las zonas afectadas, tuvieron una respuesta según lo esperado ante el evento sísmico, sin embargo al momento de catastrar los daños, gran parte de los daños producidos, se deben al colapso de elementos no estructurales producto de las deformaciones excesivas desarrolladas [3] como se ilustra en Figura 2. Ante este escenario, resulta claro que un buen diseño estructural y cumplimiento de la norma sísmica chilena, no garantizan la ausencia de daños, principalmente no estructural y/o del contenido, por lo tanto se hace necesario complementar la norma vigente con nuevas especificaciones. Debido a esto, es que algunas normas sísmicas más modernas, integran elementos de diseño por desempeño a fin de limitar los daños del tipo ya mencionado [5].



Figura 2 - Colapso en elementos no estructurales durante el terremoto 27F [3].

En términos de reducción de daño a estructuras y elementos no estructurales, una alternativa para disminuir la respuesta (desplazamientos, aceleraciones, etc) en las estructuras, es la incorporación de dispositivos de disipación de energía. En general, es posible identificar dos estrategias. La primera consiste en adicionar aislamiento basal y la segunda, incluir en el diseño elementos que incrementen el nivel de amortiguamiento y disipen parte de la energía que ingresa producto del sismo [5]. Ambos sistemas han demostrado ser muy eficientes a nivel mundial, disminuyendo notoriamente daños en todo tipo de estructuras [6].

El mecanismo que acciona los disipadores viscosos e hysteréticos es la velocidad y los desplazamientos relativos, respectivamente. Resulta natural y conceptualmente claro que el uso de los mismos sea frecuente en estructuras flexibles tales como edificios de marcos y sistemas duales (muros y marcos). Sin embargo, con un adecuado análisis es posible optimizar, tanto el diseño del dispositivo como su ubicación en la estructura, de manera de hacer factible su uso en edificios únicamente estructurados por muros de hormigón armado.

1.2 Objetivos.

1.2.1 Objetivo general.

Analizar y determinar un punto óptimo de funcionamiento en el uso de dispositivos de mitigación sísmica tipo ADAS (Add Damping Add Stiffness) y Amortiguadores Viscosos, minimizando las aceleraciones de piso horizontales y deformaciones relativas de entrepiso, en función de los períodos de la estructura y cortes de activación; Evaluando su efectividad en edificios de estructuración compuesta por muros de hormigón armado.

1.2.2 Objetivos específicos.

- Exponer el marco conceptual (enfoque energético) que sustenta el análisis y diseño de dispositivos de mitigación sísmica que incorporan amortiguamiento al sistema. Además de ilustrar y aplicar un criterio documentado, simple y aproximado, de optimización.

- Analizar y diseñar, de acuerdo a la normativa vigente en Chile, un edificio con estructuración compuesta por muros de hormigón armado.

- Analizar y diseñar, de acuerdo a la normativa en estudio de Chile y estándares internacionales, el edificio definido en punto anterior, incorporando dispositivos de mitigación sísmica tipo ADAS y amortiguadores viscosos, usando los dispositivos ya mencionados.

- A través de análisis no-lineal tiempo-historia (ANLTH) evaluar la respuesta de los diseños propuestos, determinando el diseño óptimo, comparándolo con los propuestos en la literatura.

1.3 Alcances.

Se analiza y diseña dos edificios de hormigón armado compuestos por muros de 15 y 25 pisos, adicionalmente se analiza ambos edificios ya diseñados incluyéndoles amortiguadores viscosos y disipadores histeréticos. La ubicación de los dispositivos en la estructura sismoresistente, se realiza en base al criterio de equipar a la estructura en aquellos lugares en que los mecanismos (desplazamientos y velocidades) que activan a los disipadores son máximos.

Se consideran los siguientes alcances:

- Se utiliza el programa ETABS 2013 [7] para realizar el análisis modal espectral del edificio.
- Para el análisis sísmico se considera que la estructura se encuentra ubicada en una zona sísmica 3 y suelo tipo D de acuerdo a lo estipulado en la norma NCh 433 of.1996 Mod.2009 [4] y Decreto Supremo N°61 [8], respectivamente.
- Para el cálculo y obtención de las propiedades mecánicas del disipador viscoso se utilizarán las expresiones presentes en Principle of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation [5] y especificaciones del fabricante.
- El diseño del disipador histerético se realizará mediante las expresiones presentes en Principle of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation [5]
- Se utiliza el programa RUAUMOKO 2D [9] para realizar el análisis no lineal de tiempo-historia de la estructura.
- El análisis no lineal de las estructuras se realizará solamente en la dirección de mayor interés (mayores demandas).
- Se utiliza como material para el diseño de la estructura, hormigón calidad H-30 y acero de refuerzo A630-420H.
- Este trabajo no contempla costos asociados, cubicación de materiales en su ejecución y diseño explícito de fundaciones.
- El diseño explícito de conexiones y empalmes de elementos estructurales no se contempla al igual que los costos asociados a su ejecución.

Para el diseño de las estructuras se considera la siguiente normativa:

ACI-318-11:	Building Code Requirements for Structural Concrete and Comentario.
NCh433 Of.1996 Mod.2009:	Diseño sísmico de edificios.
NCh1537 Of.2009:	Diseño Estructural – Cargas permanentes y cargas de uso.
NCh3171 Of.2010 Decreto Supremo N°60: [D.S. N°60]	Disposiciones generales y combinaciones de carga. Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga decreto N°118, de 2010.
Decreto Supremo N°61: [D.S. N°61]	Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto N°117, de 2010.

Para el diseño de dispositivos de disipación se considera la siguiente normativa:

NCh3411 (En consulta pública)	Requisitos para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía, 2013
----------------------------------	--

CAPÍTULO 2

2. Conceptos de energía en ingeniería sísmica.

2.1. Ecuación de movimiento y energía.

El objetivo principal del uso de sistemas de amortiguamiento suplementario, aislamiento basal y en general, los diversos sistemas de disipación de energía; es disipar una parte importante de la energía que ingresa a la estructura producto del sismo y/o aislar a la estructura para que no reciba esta energía. Por lo tanto es natural que se formulen expresiones que cuantifiquen y expliquen el problema sísmico en términos de energía [5]. Las principales ventajas de esta formulación, es que nos permite reemplazar cantidades vectoriales por escalares, tales como desplazamientos, velocidades y aceleraciones, permitiéndonos cuantificar la energía asociada como escalar. Otra de las ventajas de este enfoque, es que nos permite seguir a través del tiempo las deformaciones, aceleraciones y velocidades experimentadas por la estructura debido a efectos dinámicos, permitiéndonos medir fácilmente el impacto de introducir amortiguamiento suplementario y/o aislamiento basal en el sistema.

Una de las bases para el desarrollo de esta formulación, fue propuesta por G. Housner [10], la cual considera que para conocer la respuesta de una estructura sometida a un evento sísmico, es necesario resolver la ecuación de movimiento que rige el comportamiento del sistema ante dicha situación. Para ello existen diversos métodos basados en distintas consideraciones y enfoques, sin embargo el que se utilizará en este trabajo es el presentado por G. Housner [10] el cual posteriormente fue desarrollado por Uang and Bertero [11] y A.K. Chopra [12] considerando un sistema de un grado de libertad sometido a una aceleración de la base como se aprecia en la Figura 3. Si bien este modelo analítico no es más que una simplificación geométrica del problema, en donde cada miembro estructural del conjunto contribuye a las propiedades inerciales (masa), elásticas (rigidez y flexibilidad), y de amortiguamiento (disipación de energía) [12]; los resultados obtenidos a través de este análisis son aceptables, convirtiendo a este método en uno de los más usados para el análisis tradicional de estructuras.

El sistema se presenta esquemáticamente en la Figura 3. El cual consiste en una masa (m) concentrada en la parte superior del pórtico, columnas sin masa que proporcionan únicamente rigidez (k) al sistema y un amortiguador viscoso (c) que disipa energía del sistema, la cual ingresa a la estructura ante la acción de la aceleración de la base. Las vigas y columnas del pórtico se consideran axialmente indeformables.

Luego la ecuación que rige el movimiento del sistema se expresa de la siguiente forma:

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = f(t) \quad (2.1)$$

Con
$$u(t) = X(t) - X_g(t) \quad (2.2)$$

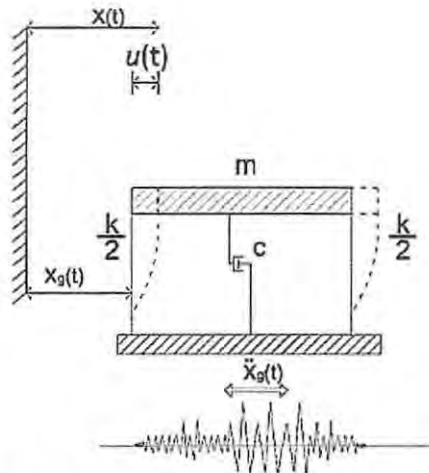


Figura 3 - Sistema de un grado de libertad con aceleración en la base (Adaptado de [12] por [13]).

Donde:

m = Masa del sistema.

c = Constante de amortiguamiento del sistema.

k = Rigidez del sistema.

$u(t)$ = Desplazamiento relativo del sistema con respecto al tiempo.

$X_g(t)$ = Desplazamiento de la base producto de la acción sísmica.

$X(t)$ = Desplazamiento total del sistema.

Adicionalmente, es posible escribir la ecuación (2.1) de otra forma, convirtiendo el sistema idealizado de la Figura 3 en uno de base fija con cargas laterales equivalentes como el que se aprecia en la Figura 4. Quedando en estos términos la ecuación de movimiento para sistemas de un grado de libertad según la ecuación (2.3).

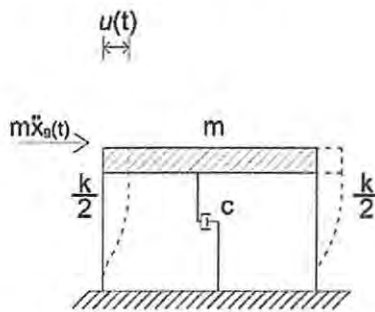


Figura 4 - Sistema equivalente con base fija (Adaptado de [12] por [13])

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = -m \ddot{X}_g(t) \quad (2.3)$$

Esta ecuación puede ser presentada matricialmente para sistemas de N grados de libertad; Además es posible separar los aportes existentes tanto en el rango lineal elástico de los materiales, como también en el rango no lineal [5], quedando de la siguiente manera:

$$[M] \ddot{X}(t) + [C] \dot{X}(t) + F_r(t) = -[M] \{r\} \ddot{X}_g(t) + F_s(t) \quad (2.4)$$

Donde

$F_r(t)$ = Representa a las cargas estáticas aplicadas a la estructura antes y durante la excitación sísmica.

$F_s(t)$ = Representa a las fuerzas restauradoras no lineales equivalentes producto de las propiedades histeréticas de los elementos estructurales.

$[M]$ = Corresponde a la matriz de masa de la estructura.

$[C]$ = Corresponde a la matriz de amortiguamiento de la estructura.

Según Cristopolus C. and Filiatraut A. [5] para analizar la respuesta del sistema de N grados de libertad, es necesario estudiar el flujo de energía que posee la estructura durante el tiempo que dure el evento sísmico, de modo que es posible transformar la expresión anterior en términos de fuerza a una expresión en términos de energía. Debido a que la ecuación (2.4) se encuentra formulada en términos de fuerza y a su vez, fuerza por desplazamiento es trabajo y/o energía, es que al ponderar la ecuación (2.4) por un diferencial de desplazamiento o como una función de velocidad e integrando esta ecuación con respecto al tiempo en el intervalo de tiempo que dura el movimiento, se obtiene la ecuación de movimiento en términos de energía lo cual matemáticamente se expresa a continuación:

$$[M] \ddot{X}(t) + [C] \dot{X}(t) + F_r(t) = -[M] \{r\} \ddot{X}_g(t) + F_s(t) \quad \text{IZQ } \{dx\}^t / \int ()$$

$$\int \{dx\}^t [M] \ddot{X}(t) + \int \{dx\}^t [C] \dot{X}(t) + \int \{dx\}^t F_r(t) = - \int \{dx\}^t [M] \{r\} \ddot{X}_g(t) + \int \{dx\}^t F_s(t) \quad (2.5)$$

Definiendo lo siguiente:

$$\{dx\} = \frac{dx}{dt} dt \quad (2.6)$$

$$\{d\dot{x}\} = \frac{d^2x}{dt^2} dt \quad (2.7)$$

Remplazando las ecuaciones (2.6) y (2.7) en (2.5), obtendremos lo siguiente:

$$\int \{\dot{x}(t)\}^t [M] \{d\dot{x}(t)\} + \int \{\dot{x}(t)\}^t [C] \{dx(t)\} + \int \{dx\}^t F_r(t) = \int \{dx\}^t [M] \{r\} \ddot{X}_g(t) + \int \{dx\}^t F_s(t) \quad (2.8)$$

De donde Cristopolus C. and Filiatraut A. [5] definen que la ecuación (2.8) está compuesta por los términos definidos según:

$E_k^r(t)$: Se define como la energía cinética relativa para el tiempo t.

$$E_k^r(t) = \frac{1}{2} * \{\dot{x}(t)\}^t [M] \{d\dot{x}(t)\} \quad (2.9)$$

$E_{va}(t)$: Se define como la energía disipada por el amortiguador viscoso inherente a la estructura en el tiempo t.

$$E_{va}(t) = \int \{\dot{x}(t)\}^t [C] \{dx(t)\} \quad (2.10)$$

$E_a(t)$: Se define como la energía absorbida desde el comienzo del tiempo t.

$$E_a(t) = \int \{dx\}^t F_r(t) \quad (2.11)$$

Donde $E_a(t)$ está compuesta por la energía de deformación elástica $E_{es}(t)$ más la energía de deformación plástica por efectos histeréticos del sistema $E_h(t)$ tal como se muestra en la Figura 5

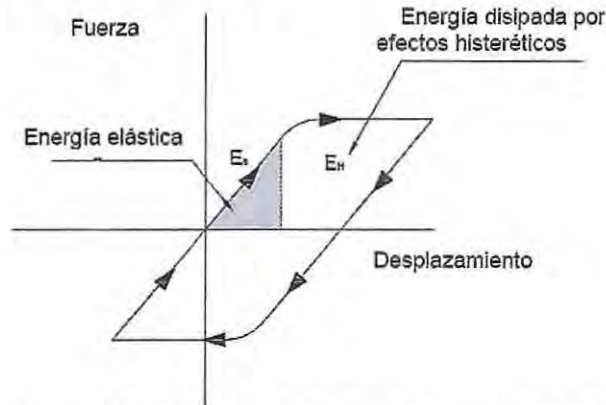


Figura 5 - Ciclo ideal de histéresis del sistema estructural Energía elástica y energía disipada por histéresis. [12]

$E_{in}^r(t)$: Se define como la energía relativa de entrada desde el comienzo del tiempo t.

$$E_{in}^r(t) = \int \{dx\}^t [M] \{r\} \ddot{X}_g(t) \quad (2.12)$$

$E_{st}(t)$ Se define como la energía asociada al trabajo realizado por las cargas equivalentes aplicadas debido al sismo desde el inicio del tiempo t.

$$E_{st}(t) = \int \{dx\}^t F_s(t) \quad (2.13)$$

De modo que la ecuación de movimiento expresada en términos de energía para sistemas de N grados de libertad, que a partir de este punto se denominará ecuación de balance de energía, se puede expresar de la siguiente manera:

$$E_k^r(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) = E_{in}^r(t) + E_{st}(t) \quad (2.14)$$

2.1.1 Energía relativa de entrada y energía absoluta de entrada

Como se mencionó al principio de este capítulo, la ecuación de balance de energía (2.14) es válida para un sistema de base fija sometido a cargas laterales equivalentes al sismo, sin considerar la traslación del sistema como cuerpo rígido. Por esta razón es que se dice que esta formulación está desarrollada en términos relativos. Por otra parte, la traslación del cuerpo rígido se puede incluir explícitamente en una formulación de energía absoluta [5], aunque una posibilidad para deducir una expresión en términos absolutos sería a partir de la ecuación de movimiento del sistema, en este caso será deducida a partir de la ecuación de balance de energía en términos relativos.

Para lograr esto, es posible escribir la energía relativa de entrada como una función del tiempo según:

$$E_{in}^r(t) := \int \{\dot{X}(t)\}^t [M] \{r\} \dot{X}_g(t) dt \quad (2.15)$$

Luego reemplazamos el vector aceleración relativa como la diferencia entre la aceleración de la base y la aceleración absoluta $\{\ddot{X}(t)\} = \ddot{X}_a(t) - \{r\} * \ddot{X}_g(t)$ e integramos la expresión se obtiene que:

$$E_{in}^r(t) = -\{\dot{X}(t)\}^t [M] \{r\} \dot{X}_g(t) + \int \{\ddot{X}_a(t)\}^t [M] \{r\} \dot{X}_g(t) dt - \int \ddot{X}_g(t) \{r\}^t [M] \{r\} d\dot{X}_g(t) \quad (2.16)$$

Por otra parte, reemplazando la ecuación (2.2) en (2.16) es posible obtener una expresión como una función dependiente de la aceleración, velocidad y desplazamiento de la base, como se muestra en la ecuación (2.17).

$$E_{in}^r(t) = -\{\dot{X}(t)\}^t [M] \{r\} \dot{X}_g(t) + \int \{\ddot{X}_a(t)\}^t [M] \{r\} dX_g(t) - \int \ddot{X}_g(t) \{r\}^t [M] \{r\} d\dot{X}_g(t) \quad (2.17)$$

La última componente de la ecuación (2.17) es posible integrarla directamente, no obstante al reemplazar (2.17) en la ecuación de balance de energía (2.14) y reordenar el resultado, es posible distinguir entre el resultado, la ecuación (2.10), (2.11) y (2.12). De modo que al reemplazar, la ecuación queda de la siguiente forma:

$$\frac{1}{2} * \{ \dot{X}(t) \}^t + \{ r \} \dot{X}_g(t) \}^t [M] \dot{X}_g(t) + \{ r \} \dot{X}_g(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) = \int \{ \ddot{X}_a(t) \}^t [M] \{ r \} dX_g(t) + E_{st}(t) \quad (2.18)$$

La ecuación (2.18) es posible presentarla como una función de la aceleración, velocidad y desplazamiento absoluto mediante la siguiente ecuación:

$$\{\dot{X}(t)\} = \{\dot{X}_a(t)\} - \{r\} \dot{X}_g(t) \quad (2.19)$$

Finalmente reemplazando la ecuación (2.19) en (2.18), es posible representarla en términos absolutos la ecuación de balance de energía tal como se presenta en la ecuación (2.20).

$$E_k^a(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) = E_{in}^a(t) + E_{st}(t) \quad (2.20)$$

Donde se definen los siguientes términos:

$E_k^a(t)$: Se define como la energía cinética absoluta para el tiempo t.

$$E_k^a(t) = \frac{1}{2} \{ \dot{x}(t) \}^t [M] \{ d\dot{x}(t) \} \quad (2.21)$$

$E_{in}^a(t)$: Se define como la energía absoluta de entrada desde el comienzo del tiempo t .

$$E_{in}^a(t) = \int \{dx\}^t [M] \{r\} \ddot{X}_g(t) \quad (2.22)$$

Finalmente comparando la ecuación de balance de energía en términos absolutos con la ecuación de balance en términos relativos, es posible observar lo siguiente:

- Ambas ecuaciones son matemáticamente equivalentes.
- La suma de la energía cinética y la energía de entrada tanto en términos absolutos como en términos relativos es igual.
- En la ecuación de energía en términos absolutos, el desplazamiento del suelo a través del tiempo es necesario para cuantificar la energía de entrada al sistema. Dato que habitualmente es medido para cada evento sísmico, motivo por el cual es ventajoso el uso de esta expresión con respecto a la expresión en términos relativos.

Según lo expuesto por Uang and Bertero [11], la expresión analítica empleada para cuantificar el flujo de energía ante una excitación dinámica, es válida únicamente en estructuras cuyo período natural se encuentra acotado entre 0,1 y 5 segundos ya que la energía de entrada expresada en términos absolutos, es igual a la energía total de entrada del sistema siempre y cuando se encuentre el período de la estructura dentro de este rango.

2.2 Disipación de energía.

Los distintos sistemas de protección sísmica de estructuras utilizados en la actualidad, incluyen desde diseños relativamente simples hasta avanzados sistemas totalmente automatizados cuya finalidad es únicamente reducir la respuesta de la estructura, tanto en aceleraciones como en desplazamientos, para cualquier evento dinámico que pueda actuar sobre la misma. A partir de aislamiento basal o sistemas que disipen parte de la energía que ingresa a la estructura debido a la acción sísmica, es que estos dispositivos son capaces de reducir daños tanto en elementos estructurales, no estructurales y de contenido en las diversas edificaciones, logrando así estructuras que durante y/o post siniestro, se mantengan operativas [14].

La energía también se puede utilizar como índice alternativo para cuantificar la respuesta de las estructuras en términos de fuerza o desplazamientos [11]. Bajo este concepto es que están desarrollados la mayoría de los procedimientos de diseño, en donde la medición de la energía está directamente asociada al tiempo de registro y daño asociado para ese instante de tiempo [5]; Es decir este tipo de métodos se basan en el seguimiento del flujo de energía en la estructura, mientras que otros métodos de diseño están asociados solamente a la máxima respuesta de la estructura. Es importante mencionar que la ventaja que presenta este tipo de formulación frente a otras, es la facilidad que entrega para evaluar la respuesta con respecto al tiempo y más que eso, el poder incorporar fácilmente en el análisis dispositivos que reduzcan la respuesta de la estructura. Es en este último campo en que es posible considerar el uso de sistemas de disipación de energía, partiendo de la idea de que toda energía que ingresa a la estructura a través de alguna acción dinámica, debe ser disipada por la estructura mediante la generación de calor, deformación o en el caso mayoritario a través de daño en la estructura. Sin embargo una alternativa al daño, es disipar la energía que ingresa a la estructura mediante dispositivos diseñados exclusivamente para ello [15]. Para la reducción de daños en estructuras existen diversas alternativas, las cuales podemos separar básicamente en dos (incluir aislamiento basal o incluir dispositivos de disipación de energía en la estructura).

2.2.1 Aislación basal:

La aislación sísmica consiste en desacoplar horizontalmente a la estructura del suelo, utilizando dispositivos con gran capacidad de deformación en el sentido horizontal y de gran rigidez vertical, cuya única finalidad es evitar que la energía producida por el sismo sea transmitida en gran parte al sistema estructural. Dentro de los dispositivos de aislación basal, podemos destacar los aisladores elastoméricos de caucho de bajo amortiguamiento (LRD), los aisladores con núcleo de plomo (LRB), los aisladores de alto amortiguamiento (HDR) y el sistema de péndulo de fricción invertido y de doble curvatura [16], de los cuales los primeros son los de mayor uso en Chile¹.

Tras adicionar este tipo de dispositivos en un sistema estructural, las solicitaciones sísmicas se reducirán debido a que se flexibiliza la estructura. Se puede apreciar con facilidad esta propiedad, pues la inclusión de los aisladores permite modificar (incrementar) el período de vibración de la estructura, dotándola de mayor capacidad de deformación horizontal. En la Figura 6 se muestra por qué, cuando la estructura se vuelve más flexible, la aceleración espectral en el edificio disminuye y también lo hacen las solicitaciones sísmicas sobre la estructura.

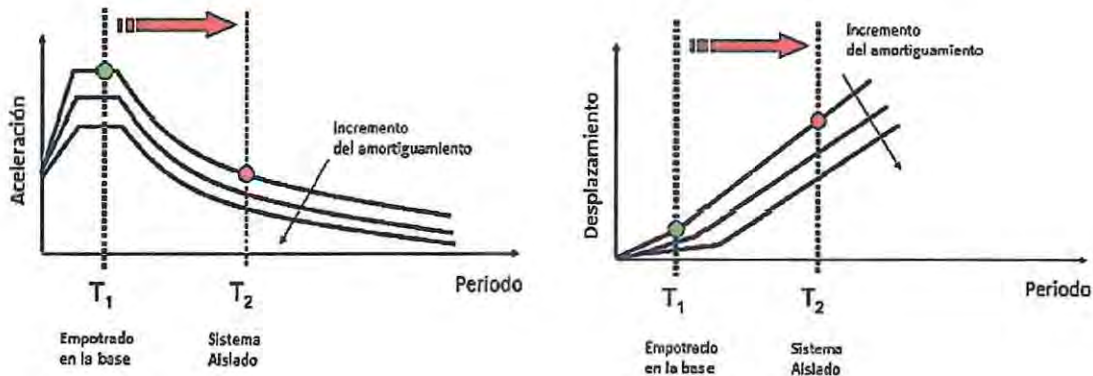


Figura 6 - Efecto de la aislación en el comportamiento dinámico [16].

2.2.2 Dispositivos de disipación de energía.

Otra de las alternativas de protección sísmica corresponde al uso de sistemas de disipación de energía, los cuales podemos agrupar básicamente en 3 tipos:

I) Activos:

Los sistemas activos de protección sísmica son sistemas complejos que incluyen sensores de movimientos, sistemas de control y procesamiento de datos, además de actuadores dinámicos para modificar la respuesta sísmica de la estructura. Estos sistemas monitorean la respuesta sísmica de la estructura en tiempo real, detectando movimientos y aplicando las fuerzas necesarias para contrarrestar los efectos sísmicos [14].

El actuar de los sistemas activos puede resumirse de la siguiente forma: las excitaciones externas y la respuesta de la estructura son medidas mediante sensores, principalmente acelerómetros,

¹ Charla de aislación basal y disipación de energía realizada por Rodrigo Retamal en la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Valparaíso.

instalados en puntos estratégicos de la estructura. Un algoritmo de control procesa, también en tiempo real, la información obtenida por los instrumentos, y determina las fuerzas necesarias que deben aplicar los actuadores para estabilizar la estructura. Las fuerzas que estos sistemas utilizan son, generalmente, aplicadas por actuadores que actúan sobre masas, elementos de arriostamiento o tendones activos. Una de las principales desventajas de los sistemas activos de protección sísmica, además de su costo, es que necesitan de una fuente de alimentación externa continua para su funcionamiento durante un sismo. No obstante, constituyen la mejor alternativa de protección sísmica de estructuras, ya que permiten ir modificando la respuesta de los dispositivos en tiempo real, lo que implica un mejor comportamiento de la estructura durante el sismo. Los sistemas de protección sísmica activos han sido desarrollados en Estados Unidos y en Japón. Siendo aplicados principalmente en Japón, donde las restricciones de espacio de las grandes urbes, han detonado la construcción de estructuras de gran esbeltez. La Figura 7 muestra esquemáticamente una estructura protegida con sistemas activos [14].

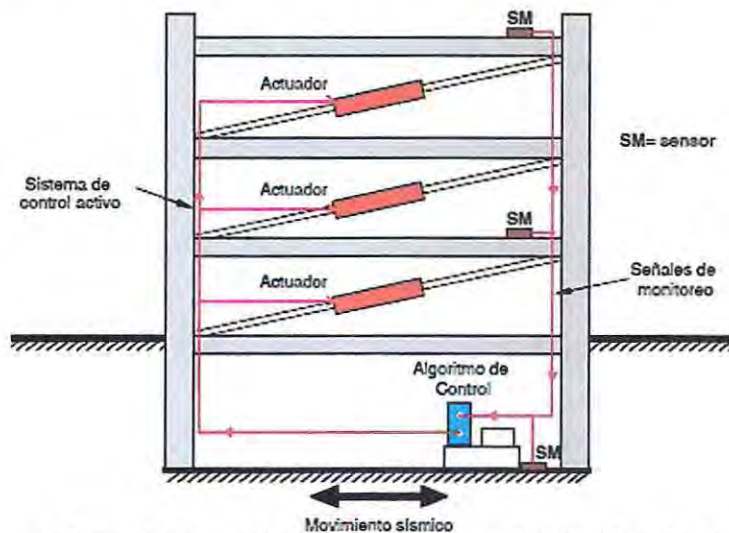


Figura 7 - Esquema de estructura con sistemas de disipación activo [14].

II) Semi-Activos:

Los sistemas semi-activos de protección sísmica, al igual que los activos, cuentan con un mecanismo de monitoreo en tiempo real de la respuesta estructural. Sin embargo, a diferencia de los sistemas activos no aplican fuerzas de control directamente sobre la estructura, reduciendo notoriamente el consumo de energía que estos requieren para su funcionamiento. Los sistemas semi-activos actúan modificando, en tiempo real, las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía. Ejemplos de estos sistemas son los amortiguadores de masa semi-activos, los dispositivos de fricción con fricción controlable, y los disipadores con fluidos electro- o magneto-reológicos los cuales permiten modificar en función de la demanda, las propiedades mecánicas permitiendo así generar grandes cambios de la respuesta de la estructura durante el sismo. Figura 8 muestra esquemáticamente una estructura protegida con sistema semi-activo [14].

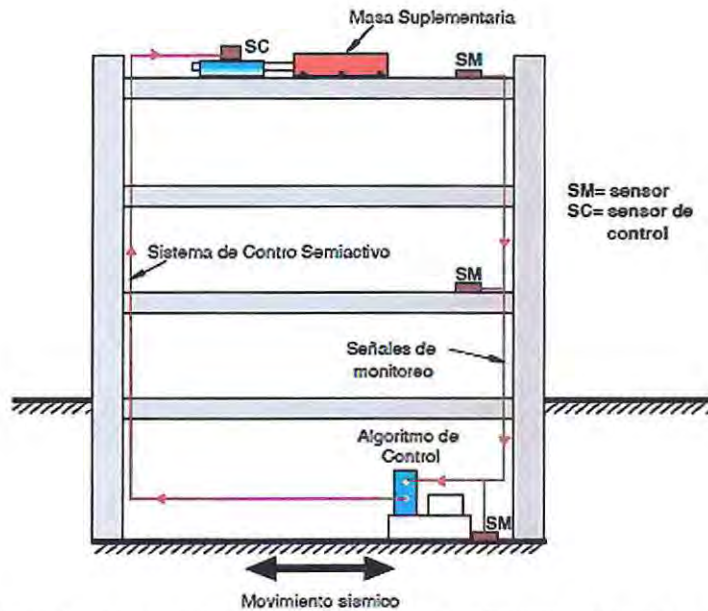


Figura 8 - Esquema de estructura con sistemas de disipación Semi-activo. [14].

III) Pasivos:

Los sistemas pasivos de disipación de energía son los dispositivos de protección sísmica más comúnmente utilizados en la actualidad. Permiten reducir la respuesta dinámica de la estructura a través de sistemas mecánicos especialmente diseñados para disipar energía por medio de disipación de calor, fricción y fluencia del acero según corresponda. Para su funcionamiento no precisan de aporte de energía eléctrica, lo cual les da una ventaja importante con respecto a las anteriores alternativas mencionadas.

En el caso particular de Chile, es común que durante siniestros de mediana o severa intensidad, el suministro eléctrico sea suspendido en las zonas afectadas. Ante este escenario, usar sistemas de disipación tanto activos como semi-activos implicaría contar con fuentes de energía independientes al suministro eléctrico público lo que se traduce a altos costos. Por este motivo, es que este trabajo solo estudiará los sistemas pasivos descritos a lo largo de este capítulo [14].

Este tipo de dispositivos según [5] es posible clasificarlos en función del mecanismo que acciona su funcionamiento, como se aprecia en la Tabla 1.

Categorización de sistemas de disipación de energía pasivos	
<i>Activados por Desplazamientos</i>	<i>Activados por Velocidad</i>
Amortiguadores Metálicos	Amortiguadores Viscosos
Amortiguadores Friccionales	
Amortiguadores auto-centrantes	

Tabla 1 Categorías de disipadores pasivos de energía (Adaptada de [5]).

a) Dispositivos de disipación activados por desplazamientos

Los dispositivos histeréticos o activados por desplazamiento, disipan energía a través de desplazamientos relativos que ocurren entre los puntos de conexión con la estructura principal, inducidos por los movimientos de la estructura durante un terremoto o producto de vibraciones

causadas por el viento u algún otro efecto dinámico. Estos dispositivos disipan energía mediante la deformación plástica de sus componentes o fricción entre superficies especialmente diseñadas para estos fines. Bajo esta clasificación se encuentran los dispositivos metálicos y friccionales [5].

La Figura 9 muestra ciclos fuerza-deformación típicos de disipadores activados por desplazamientos en donde el área bajo la curva corresponde a la energía disipada por el dispositivo.



Figura 9 Curva fuerza-deformación dispositivos histeréticos a) Metálico, b) Friccional [12].

- **Disipadores histeréticos friccionales.**

Estos dispositivos disipan energía por medio de la fricción que se produce durante el desplazamiento relativo entre dos o más superficies en contacto. Son diseñados para activarse una vez que se alcanza un determinado nivel de carga en el dispositivo. Mientras la sollicitación no alcance dicha carga, el mecanismo de disipación se mantiene inactivo. Estos disipadores pueden ser materializados de varias maneras, incluyendo conexiones deslizantes con orificios ovalados o SBC (Slotted Bolted Connection), como el que se muestra en la Figura 10, dispositivos con superficies en contacto sometidas a cargas de pre-compresión, etc. La Figura 10 muestra un esquema del disipador friccional tipo Pall [14].

Una desventaja importante de este tipo de dispositivo radica en la incertidumbre de la activación de los dispositivos durante un sismo y en el aumento de la probabilidad de observar deformaciones residuales en la estructura [14].

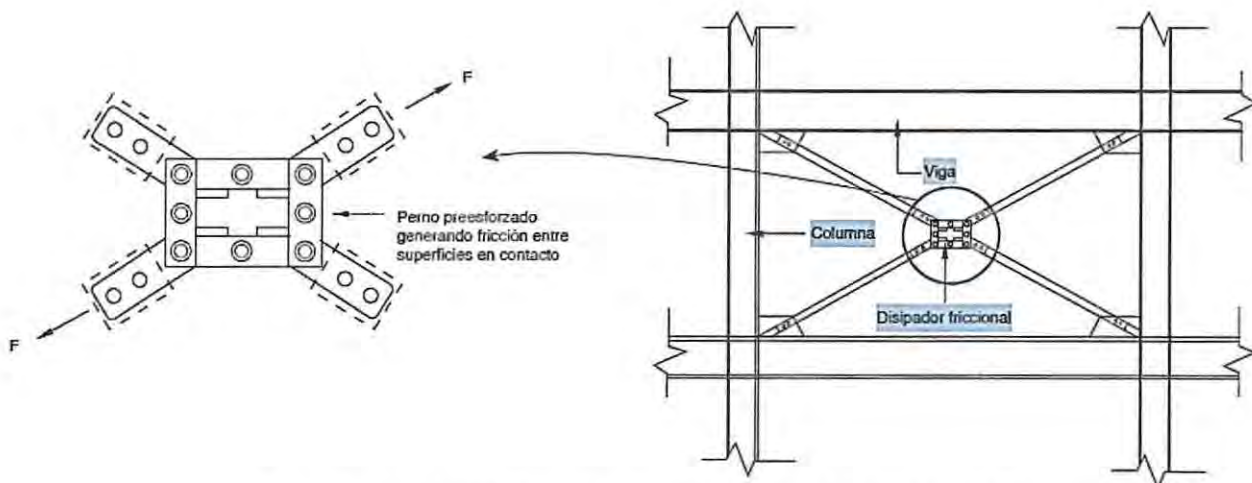


Figura 10 - Dispositivo de disipación de energía histerético friccional tipo Pall [15].

- **Disipadores histeréticos metálicos.**

Estos dispositivos disipan energía por medio de la fluencia de metales sometidos a esfuerzos de flexión, corte, torsión, o una combinación de ellos. Los disipadores metálicos presentan, en general, un comportamiento predecible, estable, y confiable a largo plazo. En general, estos dispositivos poseen buena resistencia ante factores ambientales y temperatura. La Figura 11 muestra, a modo de ejemplo, un disipador metálico tipo ADAS, acrónimo del concepto Added Damping/Added Stiffness. Este tipo de dispositivo permite añadir, simultáneamente, rigidez y amortiguamiento a la estructura. Los disipadores metálicos tipo ADAS pueden ser fabricados con materiales de uso frecuente en construcción. La geometría de estos dispositivos está especialmente definida para permitir la disipación de energía mediante la deformación plástica uniforme de las placas de acero [14].

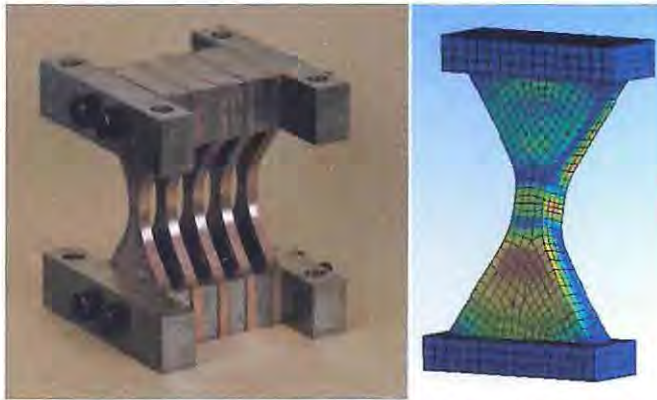


Figura 11 - Dispositivo de disipación de energía histerético ADAS. [15].

Consideraciones geométricas:

Los dispositivos histeréticos comúnmente se usan como parte de sistemas de arriostramiento que generalmente se ubican sobre diagonales a través de configuraciones del tipo Chevron como se muestra en la Figura 12; en esta configuración el dispositivo fluye debido a la deformación relativa entre las diagonales y el nivel piso superior [5] disipando energía a través de la plastificación completa de las placas de acero [15]. Siguiendo esta idea, es que se hace imperativo maximizar la energía disipada por el dispositivo al momento de diseñarlo, es por ello que el correcto dimensionamiento del dispositivo asegura que las tensiones internas en la placa logren plastificar a la sección completa simultáneamente, permitiendo un diseño óptimo del dispositivo. Uno de los parámetros de mayor importancia está asociado a la altura, ya que el dispositivo debe ser capaz de alcanzar los niveles de deformación suficiente para conseguir plastificarse completamente. De modo que la correcta estimación de este parámetro es vital para su funcionamiento.

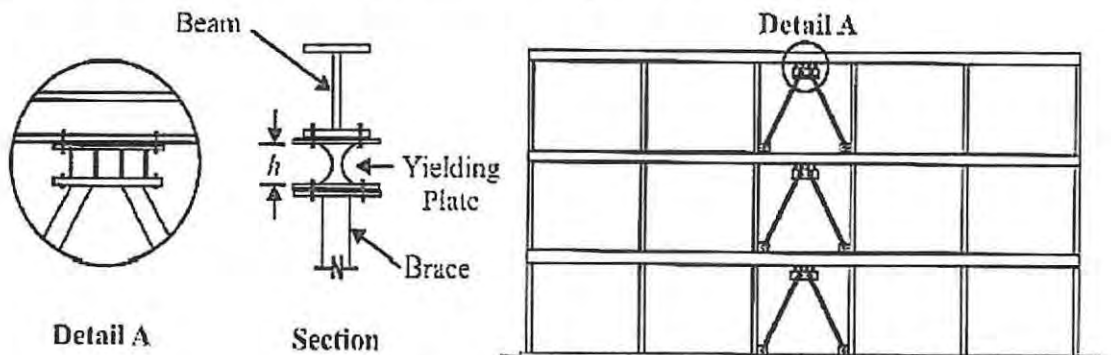


Figura 12 - Uso de ADAS en diagonales tipo Chevron [5].

Para lograr un funcionamiento deseado en este tipo de dispositivos, existen básicamente dos opciones siendo una de ellas mantener el ancho del dispositivo constante y variar el espesor o mantener el espesor constante y variar el ancho. Si se considera un dispositivo metálico con ancho constante b_0 y espesor variable $d(x)$ como se ilustra en la figura 15 a) cuando el momento plástico alcanza los extremos del dispositivo, el momento de flexión en cualquier parte del dispositivo a lo largo del eje transversal está dado por la siguiente expresión:

$$M(x) = \frac{2M_{p0}}{h} * x = \left(\frac{2}{h}\right) \left(b_0 \frac{d_0^2}{4}\right) Fy * x \quad (2.23)$$

Para $-\frac{h}{2} \leq x \leq \frac{h}{2}$

Donde:

h : Altura del dispositivo.

M_p : Momento plástico del dispositivo.

b_0 : Ancho de placa constante.

d_0 : Espesor de placa en el borde del dispositivo.

Fy : Esfuerzo de fluencia del acero.

Donde M_{p0} es el momento plástico en los extremos del dispositivo y a su vez es el momento plástico de una placa de acero dado por la siguiente expresión:

$$M_p(x) = \frac{b_0 d^2(x)}{4} * Fy \quad (2.24)$$

Para garantizar la plastificación simultánea de toda la sección, cuando el momento plástico es alcanzado en los extremos de la placa, el momento actuante en cada sección de la placa debe ser igual al momento plástico, dejando de lado los efectos de las cargas axiales y las fuerzas de corte en los elementos del dispositivo. Luego la variación de espesor de placa del dispositivo que maximiza la energía disipada está dada por la siguiente expresión:

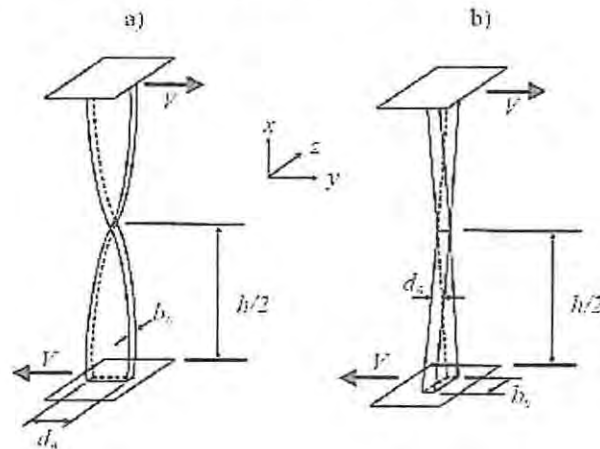


Figura 13 - Dimensionamiento geométrico ADAS a) ancho constante y espesor variable y b) ancho variable y espesor constante [5].

$$d(x) = d_0 \sqrt{\frac{2x}{h}} \quad (2.25)$$

La geometría óptima propuesta en la figura 13 a) obviamente por razones prácticas, no se utiliza [5], debido a las irregularidades geométricas y dificultades en la fabricación que presentan. Una segunda opción es usar placas de ancho variable y espesor constante, de modo que para su fabricación es posible utilizar una placa corriente de acero y variar su ancho a través de la altura del dispositivo como se muestra en la figura 13 b). Para un dispositivo con dichas propiedades, el momento plástico está dado por la siguiente expresión:

$$M_p(x) = \frac{b(x) d^2}{4} * Fy \quad (2.26)$$

A partir de relaciones geométricas para el esquema propuesto en la figura 13 b), se establece que la variación óptima del ancho que maximiza la energía disipada por el dispositivo está dada por la siguiente relación [5]:

$$b(x) = \frac{2x}{h} * b_0 \quad (2.27)$$

Como se aprecia en la figura 13 b), la geometría óptima está dada por una variación lineal del ancho del dispositivo a lo largo de la altura de la placa [5], por otra parte, de esta forma el espesor de la placa queda controlado por el espesor mínimo que evite pandeos locales en la placa ante las posibles cargas axiales que pueden presentarse en el dispositivo. De modo que el dimensionamiento óptimo de este tipo de dispositivos está asociado a la relación entre rigidez lateral entre el sistema estructural inicial y el sistema con el comportamiento deseado o según lo documentado, está asociado a la relación de periodos entre el sistema estructural inicial y el sistema con amortiguamiento suplementario que proporcione el punto óptimo de funcionamiento [17]. Finalmente este tipo de dispositivo de disipación cuenta con importantes ventajas asociadas tanto a su funcionamiento, bajo costo, fácil acceso a materiales de fabricación (ya que es posible fabricarlos a partir de materiales corrientes) y geometría definida, las cuales se resumen en la *Figura 14*.



Figura 14 - Ventajas de disipación de energía histerético ADAS. [15].

b) Dispositivos de disipación activados por velocidad.

Los dispositivos activados por velocidad, o en este caso en particular, amortiguadores viscosos disipan energía a través de las velocidades relativas que ocurren entre sus extremos, de igual forma, la respuesta máxima de estos dispositivos ocurre cuando la diferencia de velocidad entre sus extremos es máxima.

A diferencia con los dispositivos mencionados anteriormente, estos funcionan fuera de fase con las excitaciones sísmicas, este comportamiento se explica debido al efecto que ocurre al someter la

estructura a una excitación sísmica. La fuerza máxima de amortiguamiento del disipador ocurre cuando la estructura alcanza la velocidad máxima es decir, en el instante donde la estructura se encuentra en la posición no deformada y en consecuencia los esfuerzos son mínimos. En cambio, la fuerza de amortiguamiento del disipador se reducirá a cero, en el punto de deformación máxima de la estructura, debido a que en ese instante la velocidad es igual a cero.

Opuestos a otros tipos de dispositivos, no aportan mayor rigidez ni resistencia estática al sistema ya que no añaden fuerzas debido a su comportamiento fuera de fase con la estructura, pero si se considera la oposición del dispositivo al movimiento [16].

Este tipo de dispositivos tiene un comportamiento histerético en el rango lineal, como también en el no lineal, según se describe a continuación.

- **Disipadores Viscosos.**

- **Lineal:**

Considerando un elemento viscoso sometido a una deformación axial que varía con respecto al tiempo en función de:

$$X(t) = X_0 \sin(\omega t) \quad (2.28)$$

Con

X_0 : Amplitud del desplazamiento de la base o desplazamiento de activación del dispositivo.
 ω : Frecuencia natural de la estructura.

Donde la fuerza axial inducida en el elemento es lineal y proporcional a la velocidad relativa en sus dos extremos.

$$F(t) = C_L \dot{X}(t) \quad (2.29)$$

Donde:

C_L : Constante del amortiguador viscoso lineal.

Reemplazando obtendremos lo siguiente:

$$F(t) = C_L X_0 \omega \cos(\omega t) \quad (2.30)$$

Modificando la expresión algebraicamente es posible dejar la ecuación anterior de la siguiente manera:

$$\frac{F(t)}{X_0 C_L \omega} = \sqrt{1 - \left(\frac{X(t)}{X_0}\right)^2} \quad (2.31)$$

Lo que corresponde a la ecuación de la elipse como se ilustra en la Figura 15.

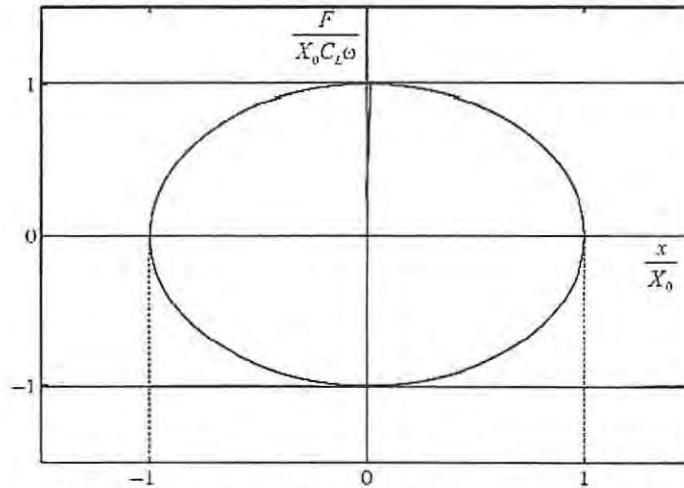


Figura 15 - Comportamiento histerético de un amortiguador viscoso lineal. [5]

Luego la energía que disipa el amortiguador no lineal en cada ciclo $E_{vd}(t)$ es el área bajo la curva esfuerzo-deformación de la Figura 15.

$$E_{vd}(t) = \int_0^{2\pi} F(t) \dot{X}(t) dt = C_L \pi w X_0^2 \quad (2.32)$$

De modo que la energía disipada es proporcional a la constante lineal de amortiguamiento por la frecuencia de excitación y el cuadrado de la amplitud de desplazamiento del dispositivo como se muestra en la ecuación (2.32).

No Lineal:

De forma análoga al caso anterior, la fuerza axial desarrollada por el amortiguador no lineal está dada por la siguiente expresión:

$$F(t) = C_{NL} \operatorname{sgn}(\dot{X}(t)) [\dot{X}(t)]^{\alpha_{vd}} \quad (2.33)$$

C_{NL} : Constante del amortiguador viscoso no lineal.

En donde el exponente de la expresión está acotada entre 0.2 y 2.0 como se muestra en Figura 16. Siendo el caso en que $\alpha_{vd} = 1.0$ presente un comportamiento lineal según lo expuesto en el caso anterior. Sin embargo el caso más deseado se encuentra para exponentes inferiores a la unidad, dado que es posible estimar a qué valor convergen las sollicitaciones a diferencia de otros dispositivos con exponente mayor a la unidad, tal como se aprecia en la Figura 16 y disipan mayor cantidad de energía como se aprecia en la Figura 17.

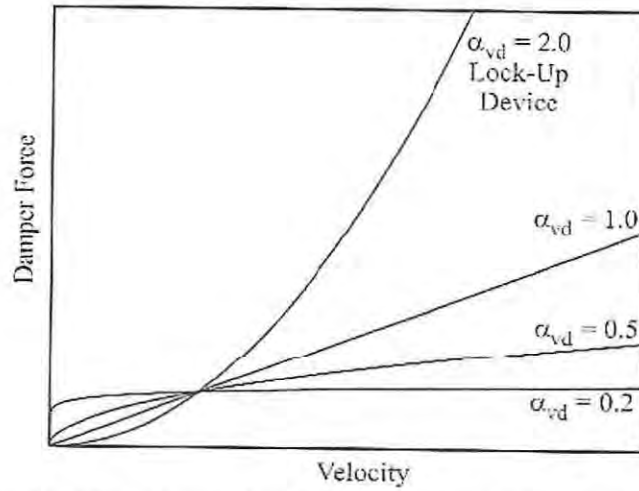


Figura 16 - Relación fuerza-velocidad de un amortiguador viscoso no lineal. [5].

De manera análoga, si el desplazamiento con respecto al tiempo está dado por una función sinusoidal como la descrita en el caso anterior, es posible trabajar algebraicamente la expresión llegando a la siguiente forma canónica correspondiente a una ecuación de la elipse como se muestra en la Figura 17. La cual varía según el exponente de la expresión asociado a la velocidad relativa.

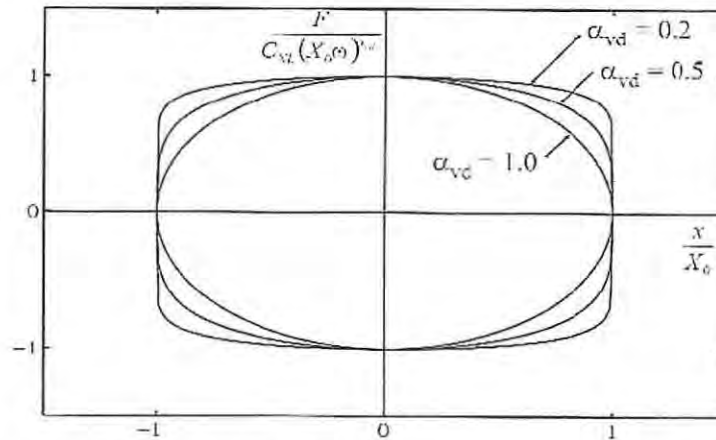


Figura 17 - Comportamiento histerético de un amortiguador viscoso no lineal. [5]

Finalmente para esta relación esfuerzo-deformación, la energía disipada por ciclo de un amortiguador viscoso no lineal, corresponde al área bajo la curva dada por la siguiente expresión:

$$E_{vd}(t) = \int_0^{2\pi} F(t) \dot{X}(t) dt = 4 C_{NL} (X_0 * w)^{\alpha_{vd}+1} \int_0^{2\pi} \cos(wt)^{\alpha_{vd}+1} dt \quad (2.34)$$

Eventualmente esta expresión, es posible representarla en términos de una función gamma de la siguiente manera:

$$E_{vd}(t) = 2 \sqrt{\pi} C_{NL} * (X_0)^{\alpha_{vd}+1} w^{\alpha_{vd}} \frac{\Gamma(1+\frac{\alpha_{vd}}{2})}{\Gamma(\frac{2+\alpha_{vd}}{2})} \quad (2.35)$$

Finalmente algunos códigos plantean que el coeficiente de amortiguamiento efectivo juega un papel importante para modelar de buena forma el amortiguador viscoso, sin embargo no presentan una manera sustancial de estimar este parámetro. Es por ello que el problema que se presenta al utilizar este tipo de soluciones, está asociada a la correcta estimación de este parámetro basándose en la literatura existente acerca del tema.

A partir de este enfoque documentado es que es posible evitar esta complicación, ya que la eficiencia de disipación de energía por parte del dispositivo viene dada por una relación entre los periodos de la estructura inicial y un valor sugerido [17], en donde el diseño de un sistema estructural simplemente recae en despejar el valor requerido del coeficiente de amortiguamiento para cumplir con este punto óptimo y seleccionar de un catálogo un amortiguador que presente características según lo calculado.

2.2.3 Respuesta dinámica básica de estructuras con disipadores de energía.

La respuesta dinámica de una estructura con disipadores histeréticos sometida a una aceleración de la base, como se muestra en la Figura 18, está dada por la ecuación (2.36), donde interactúan tanto las propiedades inerciales de la estructura, como también la respuesta estática producto de deformaciones presentes en el dispositivo. Adicionalmente las fuerzas generadas por estos dispositivos en los elementos de la estructura principal están en fase con las fuerzas internas generadas durante la excitación, es decir, que las máximas fuerzas que ocurren en los disipadores del tipo histerético ocurren simultáneamente con las máximas fuerzas que ocurren durante el sismo en la estructura principal.

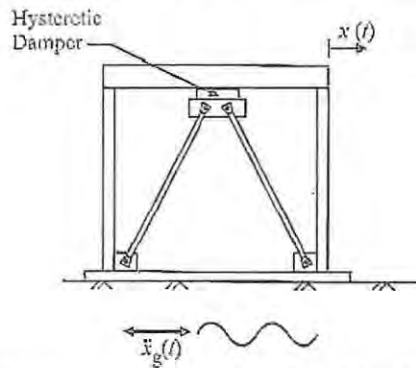


Figura 18 Incorporación de disipadores histeréticos de energía. [5]

$$m \ddot{X}(t) + c \dot{X}(t) + k X(t) + F_{hd}(t) = -m \ddot{X}_g(t) \quad (2.36)$$

Donde $\ddot{X}_g(t)$ corresponde a una simplificación del movimiento de la base en la forma canónica de un movimiento armónico sinusoidal, tal cual se muestra en la Figura 18.

$$\text{Con} \quad \ddot{X}_g(t) = a_g * \text{sen}(w_g t) = -\frac{P_0}{m} * \text{sen}(w_g t) \quad (2.37)$$

Donde:

w_g : Corresponde a la frecuencia natural del movimiento de la base o frecuencia de la excitación sísmica.

w_0 : Corresponde a la frecuencia natural de la estructura equipada con sistemas de disipación de energía pasivos.

$$w_0 = \sqrt{\frac{k + k_d}{m}}$$

Finalmente Cristopolus C. and Filiatraut A. [5] definen que el comportamiento de la estructura equipada está caracterizado por dos parámetros asociados a la geometría de la estructura, como también a la materialidad, las cuales se definen a continuación.

$$X_{st} = \frac{P_0}{k}$$

X_{st} : Corresponde al desplazamiento lateral estático equivalente.

P_0 : Corresponde a la carga lateral estática equivalente o a la amplitud del movimiento sinusoidal.

$$X_0 = \frac{F_{lat}}{K_d}$$

X_0 : Corresponde al desplazamiento lateral requerido de activación para el dispositivo de disipación histerético.

F_{lat} : Carga lateral requerida para activar el dispositivo de disipación de energía histerético.

K_d : Rigidez lateral que aporta el sistema de arriostramiento a la estructura.

Además, se define la relación entre estos parámetros como λ_{Hd} :

$$\lambda_{Hd} = \frac{X_{st}}{X_0} = \frac{K_d}{k} * \frac{P_0}{F_{lat}}$$

Donde λ_{Hd} corresponde a un parámetro empleado en disipadores histeréticos función de la relación entre la rigidez lateral del sistema con amortiguamiento suplementario y la rigidez lateral del sistema inicial multiplicado por la relación entre la carga lateral de activación del dispositivo y la amplitud de la excitación dinámica aplicada a la estructura.

Adicionalmente se define el parámetro σ como la relación entre la frecuencia de excitación del movimiento del suelo y la frecuencia natural de la estructura equipada con el dispositivo de disipación de energía, para el cual se establece el grafico presente en la Figura 19 y a partir de estos parámetros definidos, [5] Establecen que el valor óptimo que minimiza la amplitud de respuesta en la estructura modificando según lo requerido las propiedades dinámicas de la estructura se da para las distribuciones presentes en la Figura 19. Para valores de relación de rigidez cercanos a 0.55.

Donde A corresponde a la amplitud de respuesta de la estructura en función del tiempo, equipada con el dispositivo, el cual en la Figura 19, se encuentra normalizado por el desplazamiento lateral estático equivalente.

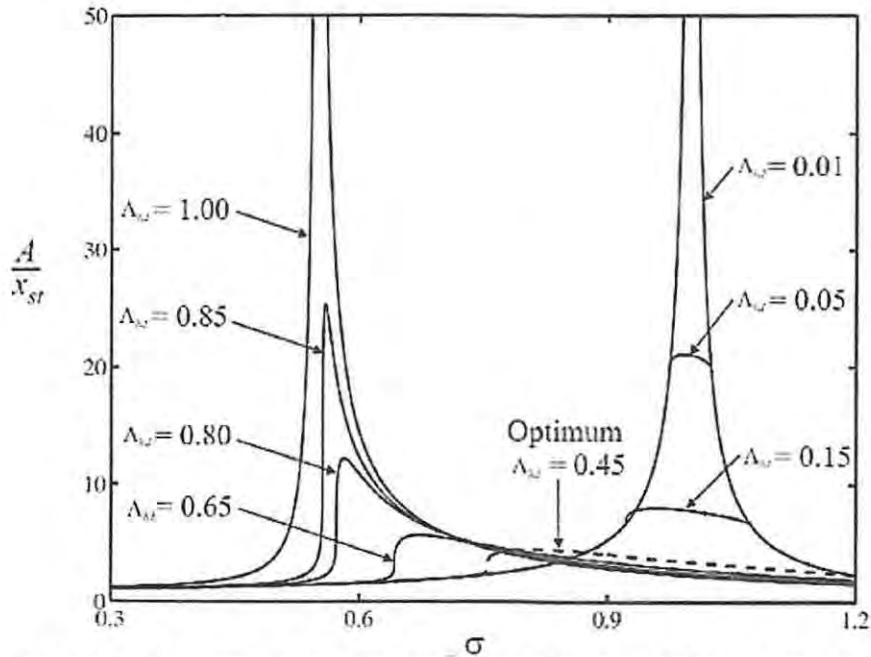


Figura 19 - Estabilidad en la respuesta de sistemas de un grado de libertad equipados con disipadores histeréticos de energía [5].

$$\lambda_{Hd} = \begin{cases} \geq 0,85 \\ = 0,45 \\ \leq 0,15 \end{cases}$$

- Para valores de λ_{Hd} superiores a 0,85 el dispositivo genera el aumento del amortiguamiento de la estructura. Sin embargo, se produce un incremento de la amplitud de respuesta de la estructura alcanzando valores de amplitud de la estructura por sobre 25 veces el desplazamiento de esta.
- Para valores de λ_{Hd} inferiores a 0,15, disminuye la respuesta de la estructura, sin embargo el dispositivo solo aporta rigidez a la estructura, funcionando como una estructura con arriostramientos corrientes.
- Para valores cercanos a 0,45 el dispositivo aporta rigidez a la estructura además de disminuir la amplitud de respuesta en la estructura, convirtiéndose este valor en un punto óptimo en la relación de desplazamiento elástico y el desplazamiento requerido de activación del dispositivo. Adicionalmente, se puede apreciar que para este valor, la amplitud de respuesta de la estructura con respecto al tiempo es cercana a 5 veces la deformación lateral de la estructura.
- Cabe destacar que el gráfico de la Figura 19, considera la relación entre la rigidez lateral de la estructura sin arriostramientos y la rigidez que aporta el dispositivo de disipación igual a 0,55 como ejemplo numérico, claramente es un valor aleatorio utilizado solo para confeccionar el gráfico.
- Dado que el gráfico presente en la Figura 19 solo corresponde a un ejemplo numérico, la relación de frecuencias cercana al 0.85 en donde ocurre el óptimo de disminución de la

respuesta de la estructura, puede deberse simplemente a una coincidencia, lo cual no necesariamente podría ocurrir para distintas relaciones de rigidez.

2.3 Influencia de disipadores pasivos en la ecuación de balance de energía.

Matemáticamente la ecuación de balance de energía en términos absolutos es modificada tras la incorporación de sistemas de disipación de energía pasivos. Lo que implica adicionar un nuevo término a la ecuación de balance; Sin embargo la energía asociada a las cargas estáticas equivalentes al sismo en la estructura es despreciada debido a que la formulación está desarrollada en términos absolutos [5]. Finalmente la ecuación de balance de energía queda como se muestra en la ecuación (2.38).

$$E_k^a(t) + E_{vd}(t) + E_a(t) + E_{sd}(t) = E_{in}^a(t) \quad (2.38)$$

Donde $E_{sd}(t)$ representa a la energía disipada por el amortiguamiento suplementario para un instante de tiempo t .

Es importante entender que para fines de diseño estructural, la respuesta más deseable de una estructura equipada con sistemas de disipación de energía, no necesariamente está asociada con la máxima energía disipada por el amortiguador [5]. Esto puede entenderse tras definir el término $E_{vb}(t)$ que corresponde a la parte de la energía de entrada que no es disipada por el dispositivo de disipación de energía pasivo y que potencialmente podría convertirse en daño para los distintos elementos estructurales. De modo que es imperativo minimizar esta diferencia o en otros términos minimizar la energía de vibración en la estructura en todo instante de tiempo para considerar que la estructura se encuentra protegida sísmicamente mediante el uso del dispositivo de disipación pasivos.

De la ecuación (2.39) se define que la energía de vibración está dada por:

$$E_{vb}(t) = E_k^a(t) + E_a(t) \quad (2.39)$$

A partir de la ecuación de balance de energía (2.38) y la ecuación (2.39) es posible expresar la energía de vibración como la diferencia entre la energía de entrada a la estructura menos la suma de la energía disipada por el amortiguador inherente de la estructura y el amortiguador suplementario incorporado de modo que la energía de vibración podría ser presentada de la siguiente manera:

$$E_{vb}(t) = E_{in}^a(t) - E_{vd}(t) - E_{sd}(t) \quad (2.40)$$

De la ecuación (2.40) resulta claro que la máxima energía disipada por el amortiguador suplementario no necesariamente está asociado a la energía de vibración mínima, ya que a lo largo del tiempo la energía de entrada a la estructura también puede incrementarse.

De esta forma la estrategia de diseño sismo resistente de métodos energéticos, reside en minimizar la diferencia entre la energía de entrada a la estructura y la energía disipada por el amortiguador a lo largo del sismo. Este resultado lleva a pensar que las propiedades óptimas para elegir el dispositivo de disipación de energía dependen de las propiedades del sistema estructural y las propiedades del movimiento sísmico.

2.4 Punto óptimo de diseño sugerido de disipadores de energía pasivos.

Para disipadores pasivos del tipo histeréticos, la energía total disipada por el dispositivo incorporado mediante diagonales de arriostramiento, es igual al producto entre la carga de activación del dispositivo por el desplazamiento total recorrido. Para altas cargas de activación, la energía disipada

es muy baja y en el caso específico de los dispositivos friccionales, es cero; ya que no se produce deslizamiento entre elementos. Si la carga de activación es baja, para deformaciones altas, ocurre que la energía disipada es despreciable. Ya que en este caso, la estructura se comporta como una estructura normal sin arriostramiento. Entre estos dos casos extremos, es que para cargas de activación intermedias, se encuentra el valor que maximiza la energía disipada convirtiéndose en el punto óptimo de disipación para el dispositivo [5].

Este punto óptimo es posible determinarlo mediante un software especializado (*DRAIN-2D*), el cual permite modelar el comportamiento histerético del dispositivo incorporado a la estructura [17], definiendo las diagonales como un elemento semiflexible para considerar las posibles deformaciones del elemento. Sin embargo esta técnica es poco práctica, debido a que requiere computadores con demasiada potencia para el desarrollo de cálculos e iteraciones del proceso, lo cual imposibilita a la mayoría de oficinas de diseño a poner en práctica este trabajo. Estas deficiencias pueden ser evitadas mediante el trabajo desarrollado posteriormente por [5] en donde utilizando un programa específico es posible modelar las propiedades histeréticas del disipador pasivo tanto en su comportamiento elástico, como también el inelástico e incluyéndolas en el análisis mediante la definición de algunos parámetros de interés. Para realizar el modelamiento de la estructura con el disipador de energía pasivo, el trabajo desarrollado por [5], considera que las vigas y columnas se comportan elásticamente y que las deformaciones inelásticas se concentran solo en el dispositivo de disipación histerético debido al deslizamiento, fricción, fluencia o eventualmente en el pandeo de las diagonales.

Tras minimizar el índice de rendimiento relativo de la estructura, mediante una serie de análisis de respuesta dinámica de la estructura, es posible determinar el punto 'óptimo que maximiza la energía disipada:

$$RPI = \frac{1}{2} * \left(\frac{SEA}{SEA_{(0)}} + \frac{U_{máx}}{U_{máx(0)}} \right) \quad (2.41)$$

Cabe destacar que este índice no es más que una simplificación, ya que es claro que la respuesta de una estructura no depende tan solo de parámetros como deformaciones de entre pisos, corte basal, etc. Sin embargo estos parámetros si son los de mayor incidencia en cuanto a variación de resultados experimentales de disipación de energía [18]. Adicionalmente, la formulación en la cual se basa el programa, solamente considera los aportes de la energía de deformación elástica de la estructura, ya que, para estructuras que se mantengan sintonizadas a su relación óptima de esfuerzo-deformación, permanecen elásticas y libres de deformaciones remanentes. Lo cual es precisamente lo que se busca obtener mediante este trabajo, de modo que otro tipo de escenarios queda fuera del alcance de interés de este trabajo.

El índice de rendimiento relativo puede tomar distintos valores, los cuales representan el comportamiento de la estructura según lo siguiente:

$$RPI \begin{cases} < 1 \\ = 1 \\ > 1 \end{cases}$$

- Para valores de RPI menores a la unidad, la respuesta de la estructura equipada con el sistema de protección sísmico histerético es menor a la de una estructura sin dicho dispositivo, de modo que esta es la respuesta que se busca obtener.
- Para valores de RPI iguales a la unidad, el comportamiento de la estructura es idéntico al de una estructura sin disipación de energía adicional, es decir, el

dispositivo de protección sísmica no presenta ningún efecto en materias de disipación de energía sobre la estructura equipada.

- Para valores de RPI mayor a la unidad, la respuesta de la estructura equipada con el dispositivo de protección sísmico es mayor que la respuesta de una estructura sin dicho dispositivo, es decir, deformaciones, aceleraciones se amplifican tras adicionar el dispositivo en estos rangos de RPI de trabajo.

Para el diseño de los dispositivos de protección sísmica del tipo histerético, [5] sugiere que la minimización del RPI ocurre cuando la relación entre el período de la estructura equipada con dispositivos de disipación de energía y el período fundamental de la estructura sin dispositivos se encuentra cercano al 0.4 (*para estructuras arriostradas mediante diagonales*).

$$\frac{T_b}{T_u} < 0.4$$

Donde:

T_b : Período de la estructura arriostrada.

T_u : Período de la estructura no arriostrada.

En el caso puntual de los dispositivos viscosos, existen distintos estudios que establece recomendaciones para maximizar la energía disipada por el dispositivo, los cuales apuntan al uso de dispositivos viscosos con exponentes mayores a la unidad para asegurar grandes valores de disipación [5], sin embargo en estos casos y debido a que no es posible predecir la magnitud de un evento sísmico, no es posible estimar correctamente las sollicitaciones que provocará el dispositivo a la estructura portante. Otros autores sostienen que el punto óptimo que maximiza la energía disipada por este tipo de dispositivos, está asociado a la ubicación del dispositivo el cual necesariamente debe ser un disipador viscoso lineal. Por lo tanto el punto óptimo de funcionamiento está asociado a buscar la configuración óptima en que el dispositivo lineal fuera de fase alcanza la máxima disipación de energía [19]

Para ello, es necesario probar distintas configuraciones y ubicaciones a través de la estructura en base a la variación del ángulo de inclinación de las diagonales para buscar el punto en que el dispositivo será sometido a velocidades de entrepiso con mayor magnitud lo cual se traduce en mayor disipación de energía. Es cierto que este punto no es prácticamente un óptimo económicamente hablando, sin embargo es posible considerarlo un óptimo técnico debido a logra maximizar la energía disipada por la estructura la cual se expresa según la siguiente formulación:

$$E_{vb} = \sum_{i=1}^{N_d} \frac{2\pi^2 C_L \delta_i^2 \cos^2 \gamma_i^2}{T_1} = \frac{2\pi^2 C_L}{T_1} \sum_{i=1}^{N_d} \delta_i^2 \cos^2 \gamma_i^2 \quad (2.42)$$

Donde:

γ : Ángulo de inclinación de las diagonales con respecto a la horizontal.

δ_i : Desplazamiento lateral del piso i -ésimo.

Por otra parte, asumiendo que el dispositivo no adiciona rigidez al sistema, la energía total de deformación elástica, es posible cuantificarla en función de la rigidez lateral y el número de niveles según:

$$E_{vb} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{N_f} K_i \delta_i^2 \quad (2.43)$$

Para maximizar la energía disipada finalmente, lo cual en términos prácticos consiste en maximizar la velocidad a la cual será sometido el dispositivo viscoso, es posible recurrir a una alternativa complementaria la cual consiste en usar geometrías que presenten mayores diferencias de velocidades entre piso como se muestra en la figura 20.

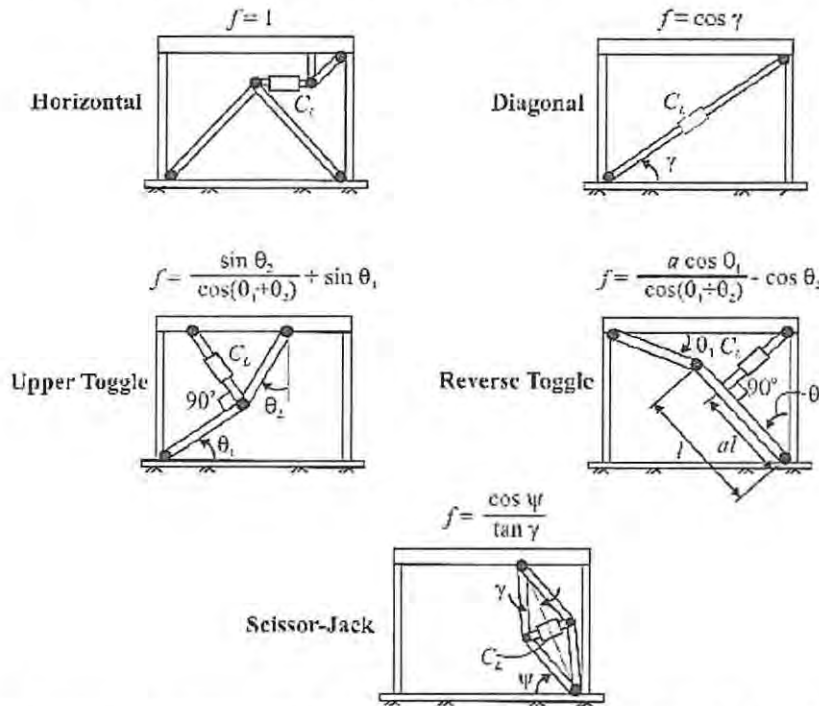


Figura 20 - Configuraciones geométricas que amplifican la razón de amortiguamiento para disipadores viscosos lineales [5].

Final mente para que se cumpla lo anterior, es necesario que el coeficiente de amortiguamiento C_L sea el requerido para todos los niveles de la estructura para cada modo de vibrar, el cual es posible obtener mediante la siguiente formulación:

$$C_L = \frac{\xi_1 T_1 2 E_{vb}}{\pi \sum_{i=1}^{N_d} \delta_i^2 \cos^2 \gamma_i} \quad (2.44)$$

Donde f corresponde al factor de amplificación geométrica del amortiguamiento suplementario para la configuración dada.

CAPÍTULO 3

3 Análisis y diseño de la estructura según normativa vigente en Chile.

3.1 Descripción de la estructura.

Las estructuras a analizar corresponden a dos edificios de hormigón armado de 15 y 25 pisos, compuestas por muros. La altura de entre piso será constante e igual a 2,8 m, la altura total es de 42 m y 70 m respectivamente.

Se escogió una planta simétrica en ambas direcciones para evitar efectos torsionales ante la posible diferencia entre el centro de masa y el centro de rigidez, en donde X corresponde a la orientación paralela a los ejes enumerados e Y paralela a los ejes comprendidos entre el A y el M.

El sistema de losas a emplear, corresponde a una losa de hormigón armado de 15 cm de espesor la cual funcionará como diafragma rígido.

Finalmente el tipo de muros y la configuración presente como sistema sismo resistente, ha sido elegida con la finalidad de ser representativa para edificaciones habitacionales en Chile y cumplir con los requerimientos de la normativa chilena vigente.

Planta de estructuras

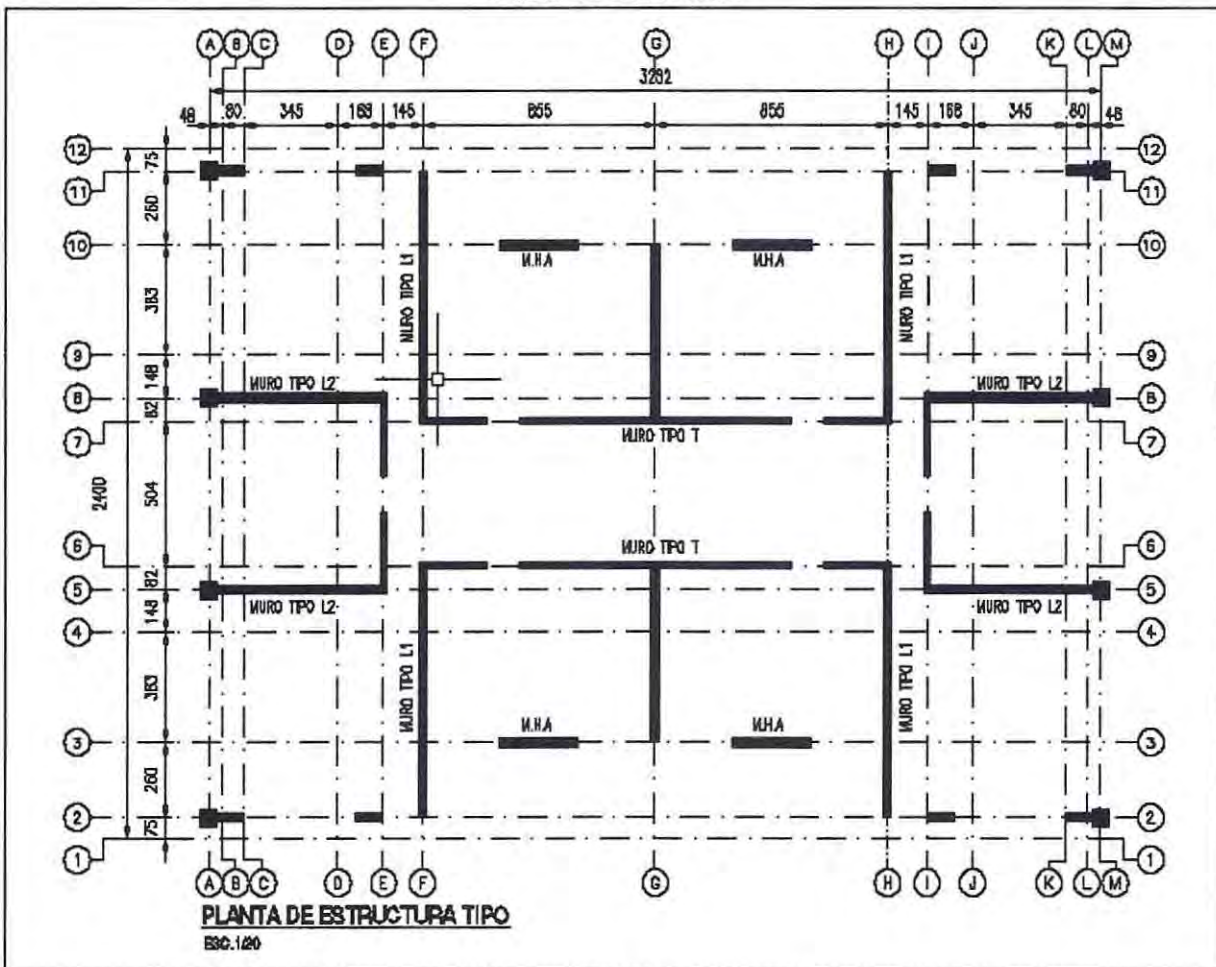


Figura 21 Planta de estructuras tipo.

3.2 Modelo de análisis

La modelación del sistema estructural fue realizada mediante el programa Etabs versión 15.2, mediante el cual se efectuará el análisis lineal elástico de la estructura y con estos resultados, se hará el diseño de los elementos estructurales bajo los requerimientos de la normativa vigente en Chile.

Vigas: Fueron definidas como elemento tipo frame, sin considerar rigidez torsional en todos los niveles.

Muros: Fueron definidos como elemento tipo Shell, considerando rigidez del elemento fuera de su plano.

Losas: Fueron definidas como elemento tipo membrana, sin rigidez fuera de su plano, con la finalidad de distribuir mediante áreas tributarias las cargas gravitacionales sobre aquellas vigas que la soportan.

Al existir sistema de piso constituido por losas de H.A., se consideró diafragma rígido en el modelo estructural con la finalidad de compatibilizar deformaciones laterales en cada nivel. Sin embargo, no se hace referencia al diseño de losas, ya que está fuera de los objetivos de este trabajo. De manera análoga, el análisis y diseño de fundaciones no será considerado.

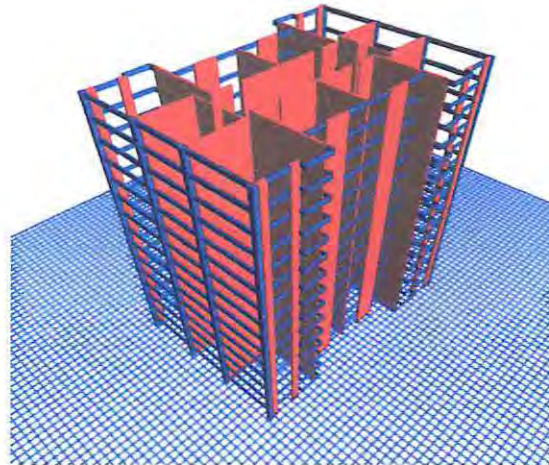


Figura 22 Modelo tridimensional Ed. 15 pisos ETABS 2015,

3.3 Calidad de materiales empleados

Las calidades de los materiales a emplear para el diseño de los elementos estructurales y sus propiedades físicas, son las expuestas en la Tabla 2.

Propiedades	Hormigón H-30	Acero de refuerzo	unidades
Densidad (ρ)	2548	7833	kg/cm^3
Módulo de elasticidad (E)	238751.96	2.10E+06	Kgf/cm^2
Coefficiente de Poisson (ν)	0.2	0.25	-
Módulo de corte (G)	99479.98	800000	Kgf/cm^2
Tensión de fluencia (f_y)	-	4200	Kgf/cm^2
Tensión de rotura (f_u)	-	6300	Kgf/cm^2
Resistencia especificada (f'_c)	300	-	Kgf/cm^2
Resistencia cilíndrica (f'_c)	250	-	Kgf/cm^2

Tabla 2 Propiedades físicas de los materiales empleados.

3.4 Solicitaciones.

Conforme a la normativa vigente, para el diseño estructural de edificios de esta naturaleza, se considerará una carga de uso igual 250 Kg/m^2 [20]. Adicionalmente para considerar la incorporación de elementos no estructurales en las viviendas (sobrelosas, cerámicos, cielos falsos, etc.), diversas oficinas de diseño estructural consideran una carga de peso propio adicional de 200 Kg/m^2 como criterio de diseño conservador.

Para el análisis sísmico desarrollado en Chile, los parámetros a emplear son los expuestos en la Tabla 3. Considerando que la estructura en análisis se encuentra en una Zona Sísmica 3 y emplazada sobre Suelo Tipo D.

Parámetros sísmicos	
Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	D
Categoría Ocupacional	II
R_0	7
R	11
Aceleración Efectiva (A_0/g)	0,4
Coefficiente de Importancia (I)	1

Tabla 3 Parámetros Sísmicos asociados a la estructura de acuerdo a [4].

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica mínima que debe tener la estructura, está definido por la ecuación 3.1 [8].

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{R^* / I} \quad (3.1)$$

Dónde:

S: Corresponde a un parámetro asociado al tipo de suelo.

A_0 : Corresponde a la aceleración efectiva máxima del suelo.

R^* : Corresponde al factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

I: Corresponde al coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.

α : Corresponde al factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar "n", de acuerdo a la ecuación 3.2 [8].

$$\alpha = \frac{1+4,5\left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1+\left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (3.2)$$

Para ello se define que:

T_n : Corresponde al período de vibración del modo n.

T_0 y p: Son parámetros relativos al tipo de suelo.

De la misma forma, el factor de reducción R^* se define según la ecuación 3.3.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (3.3)$$

Dónde:

T^* : Corresponde al período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

R_0 : Corresponde al factor de modificación de la respuesta estructural.

Para el cálculo de los parámetros anteriores, es necesario determinar ciertos parámetros asociados al tipo de suelo en que se emplaza la estructura, los cuales se definen en la Tabla 4.

Parámetros Según [8]. Artículo 12.3	
S	1.2
T_0	0.75 (s)
T'	0.85 (s)
N	1.8
p	1.0

Tabla 4 Parámetros Asociados al Tipo de Suelo

El espectro de diseño elástico obtenido en función de los parámetros anteriormente definidos para una Zona Sísmica 3 y Suelo Tipo D [4] es el que se muestra en la Figura 23.

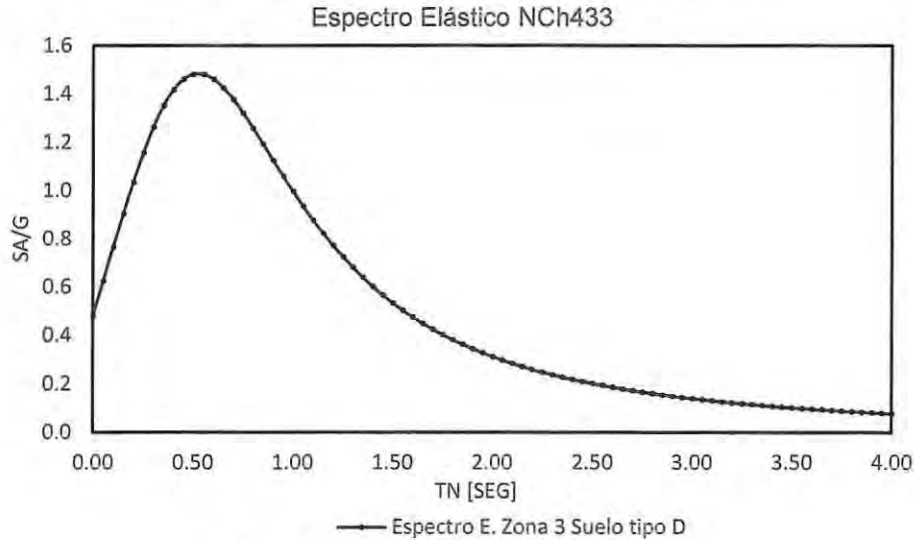


Figura 23 Espectro de diseño elástico según [4].

3.5 Combinaciones de estados de carga

Conforme a la normativa vigente, los edificios y otras estructuras deben ser diseñados para la acción conjunta de distintos estados de cargas superpuestos, para asegurar que su resistencia suministrada sea mayor que la requerida a partir de las combinaciones presentes en la Tabla 5.

Combinaciones de cargas	D	L	E
U1	1.4	0	0
U2	1.2	1.6	0
U3	1.2	1	1.4
U4	0.9	0	1.4

Tabla 5 Combinaciones de carga según [19].

U: Resistencia requerida; D: Carga muerta; L: Carga viva; E: Solicitación sísmica

3.6 Resultados del análisis sísmico

Una de las alternativas para obtener los esfuerzos de corte en la estructura, es utilizar el análisis modal espectral [4], mediante el cual se utilizan los períodos asociados al modo de vibrar con mayor masa traslacional para obtener los parámetros necesarios en el análisis sísmico, tal cual se resume en la Tabla 6, en donde, adicionalmente se muestra el número de modos requeridos para obtener el 90% de la masa traslacional según lo exigido por las disposiciones sísmicas de edificios.

Edificio	Dirección	T (seg)	Masa (%)	Modo de mayor masa traslacional	N° modos 90%
15 pisos	X	1.026	0.65	2	8
	Y	0.912	0.65	3	9
25 pisos	X	1.960	0.39	3	11
	Y	2.000	0.64	2	9

Tabla 6 Masas y períodos fundamentales.

Tras la obtención del esfuerzo de corte elástico en las distintas estructuras, estos valores deben ser reducidos por el factor R definido y cumplir con los límites establecidos [4] y [8].

Para proceder con el diseño de las estructuras, el resumen de estos parámetros utilizados en el análisis de las estructuras, se presenta a continuación en la Tabla 7.

Edificio	Corte basal	Tonf	Peso (%)	$9,81/R$
15 pisos	Q_{EX}	6932.0	68.6%	-
	Q_{EY}	7878.0	78.0%	-
	$Q_{MIN}^{DSn^{\circ}61}$	808.3	8.0%	-
	Q_{MAX}^{NCh433}	1697.5	16.8%	-
	Q_X^{RED}	976.3	9.7%	7.1
	Q_Y^{RED}	1161.9	11.5%	6.78
	$Q_X^{DISEÑO}$	976.3	9.7%	
	$Q_Y^{DISEÑO}$	1161.9	11.5%	
25 pisos	Q_{EX}	6864.0	35.7%	-
	Q_{EY}	7878.0	41.0%	-
	$Q_{MIN}^{DSn^{\circ}61}$	1539.0	8.0%	-
	Q_{MAX}^{NCh433}	3232.0	16.8%	-
	Q_X^{RED}	785.3	4.1%	8.74
	Q_Y^{RED}	896.2	4.7%	8.79
	$Q_X^{DISEÑO}$	1539.0	8.0%	4.46
	$Q_Y^{DISEÑO}$	1539.0	8.0%	5.12

Tabla 7 Corte basal y reducción según normativa vigente.

Donde:

Q_{Ei} : Esfuerzo de corte basal obtenido tras ingresar el espectro de aceleraciones elástico en la estructura para la dirección de análisis i.

$Q_{MIN}^{DSn^{\circ}61}$: Esfuerzo de corte basal mínimo permitido para la dirección de análisis [8].

Q_{MAX}^{NCh433} : Esfuerzo de corte basal máximo permitido para la dirección de análisis [4].

Q_i^{RED} : Esfuerzo de corte basal elástico dividido por el factor de reducción.

$Q_i^{DISEÑO}$: Esfuerzo de corte basal utilizado para el diseño de los elementos estructurales.

Deformaciones sísmicas

3.6.1 Desplazamientos laterales de entrepiso (drifts)

La norma sísmica para diseño de edificios [4] estipula que el cociente entre la diferencia de desplazamientos horizontales entre dos pisos consecutivos medidos en el centro de masa producidos por la acción sísmica no debe sobrepasar el 0.002. Este parámetro se conoce como drifts y debe ser verificado en ambas direcciones del análisis [4], tal cual se aprecia en la Figura 24. Adicionalmente, existe una segunda limitación propuesta para evitar que la deformación lateral entre un punto cualquiera y la deformación del centro de masa difiera de manera importante, producto de la torsión, sin embargo, la planta de estructuras en análisis es simétrica para evitar este tipo de fenómenos en el análisis.

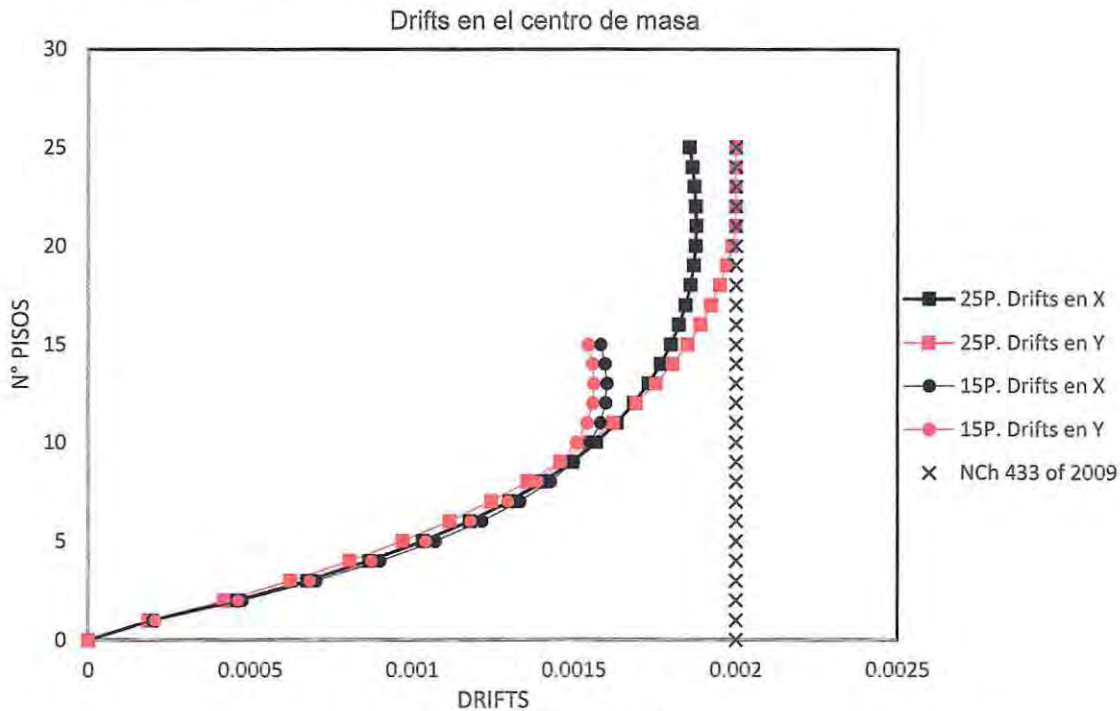


Figura 24 Drifts centro de masa.

3.6.2 Demanda de desplazamiento lateral de techo

Para efectos de diseño de edificios de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo se debe considerar como el 30% adicional al desplazamiento de techo elástico asociado al período agrietado el cual se aproxima a 1.5 veces el período de mayor masa traslacional para cada dirección del análisis tal cual se muestra en la Tabla 8.

Edificio	Dirección	T (seg)	T_{ag} (seg)	δ_u (cm)
15 pisos	X	1.026	1.54	55.484
	Y	0.912	1.37	46.579
25 pisos	X	1.960	2.94	65.611
	Y	2.000	3.00	65.611

Tabla 8 Tabla resumen demanda de desplazamiento lateral.

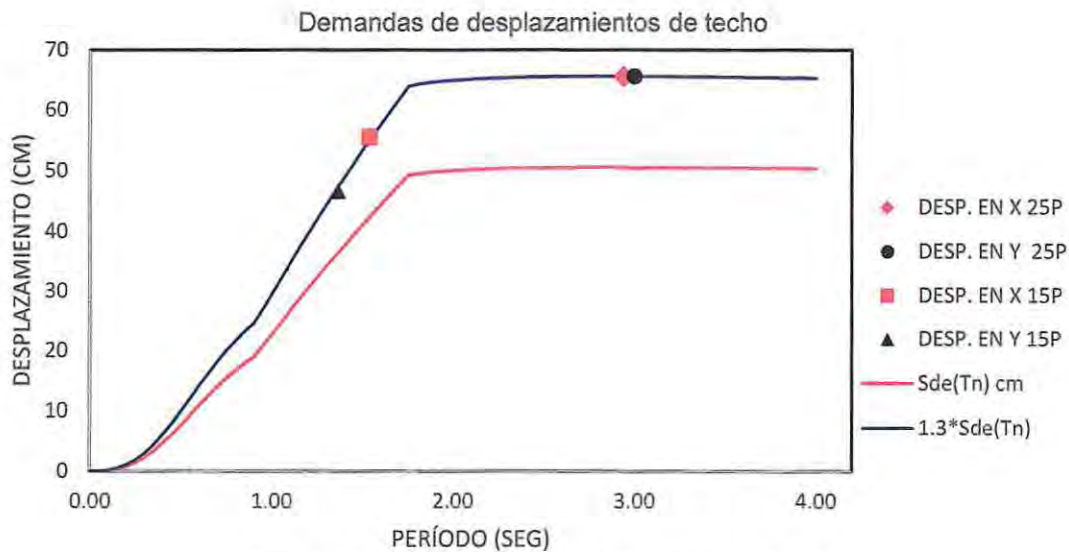


Figura 25 Espectro de desplazamiento elástico definido por [7]

3.7 Diseño de elementos estructurales

En el presente capítulo se hace referencia al diseño de los elementos más significativos de la estructura en análisis, ya que, debido a la simetría de la planta de estructura en ambas direcciones, solo algunos elementos se consideran de mayor importancia en términos de soportar solicitaciones sísmicas.

Los muros son diseñados como muros especiales según el capítulo 21 de [21] por lo que resisten esfuerzos de corte, flexo-compresión y tendrán la capacidad de deformación dispuesto en dicho código.

3.7.1 Diseño al corte

La condición de diseño al corte está dada por la ecuación 3.4 con la finalidad de asegurar que la resistencia requerida de cualquier elemento sometido a solicitaciones de corte, sea superior a las demandas de corte en dicho elemento evitando faltas de resistencia esta naturaleza.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.4)$$

Dónde:

V_u : Resistencia última demandada de corte al elemento estructural.

V_n : Resistencia nominal de corte.

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

Debido a la naturaleza y comportamiento poco dúctil de las fallas por corte, es que el factor de reducción al corte tiene un valor bastante inferior a los propuestos para otros tipos de mecanismos de falla, los cuales son más deseables (fallas a flexión) al momento de la falla en la estructura, es por esto que el factor de reducción al corte empleado para el diseño es de 0.6.

I) Limite en la resistencia nominal al corte

Con la finalidad de evitar fallas por compresión diagonal en los elementos estructurales, es que se limita la resistencia del hormigón en este tipo de elementos [21], según la ecuación 3.5.

$$V_n \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} \text{ [Tonf]} \quad (3.5)$$

Dónde:

A_{cw} : Área transversal de la sección de hormigón horizontal de muro.

II) Verificación de la resistencia al corte

Debido al límite existente a la resistencia a corte que se le puede asignar a muros de hormigón armado, es que se hace necesario verificar que la capacidad demandada de corte, esté dentro de este valor.

A continuación se aprecia el corte por piso en cada nivel junto al límite establecido en ambas direcciones de análisis para el corte mayorado [21] y adicionalmente se incluye la resistencia nominal de cada elemento.

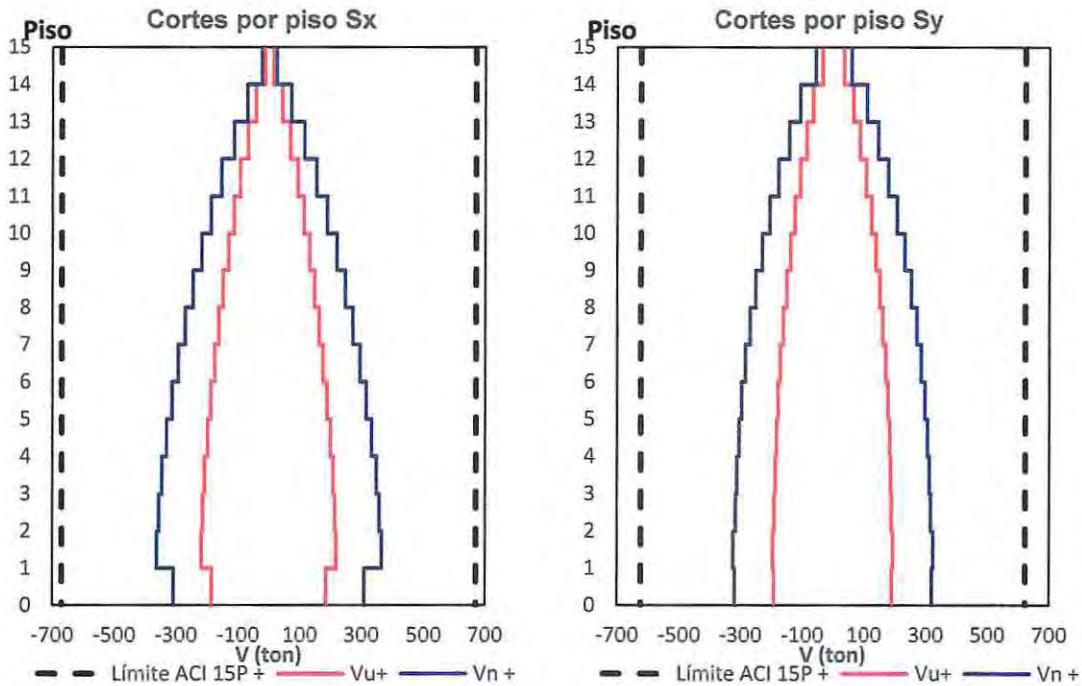


Figura 26 Esfuerzos de corte por piso muro tipo T 15 pisos.

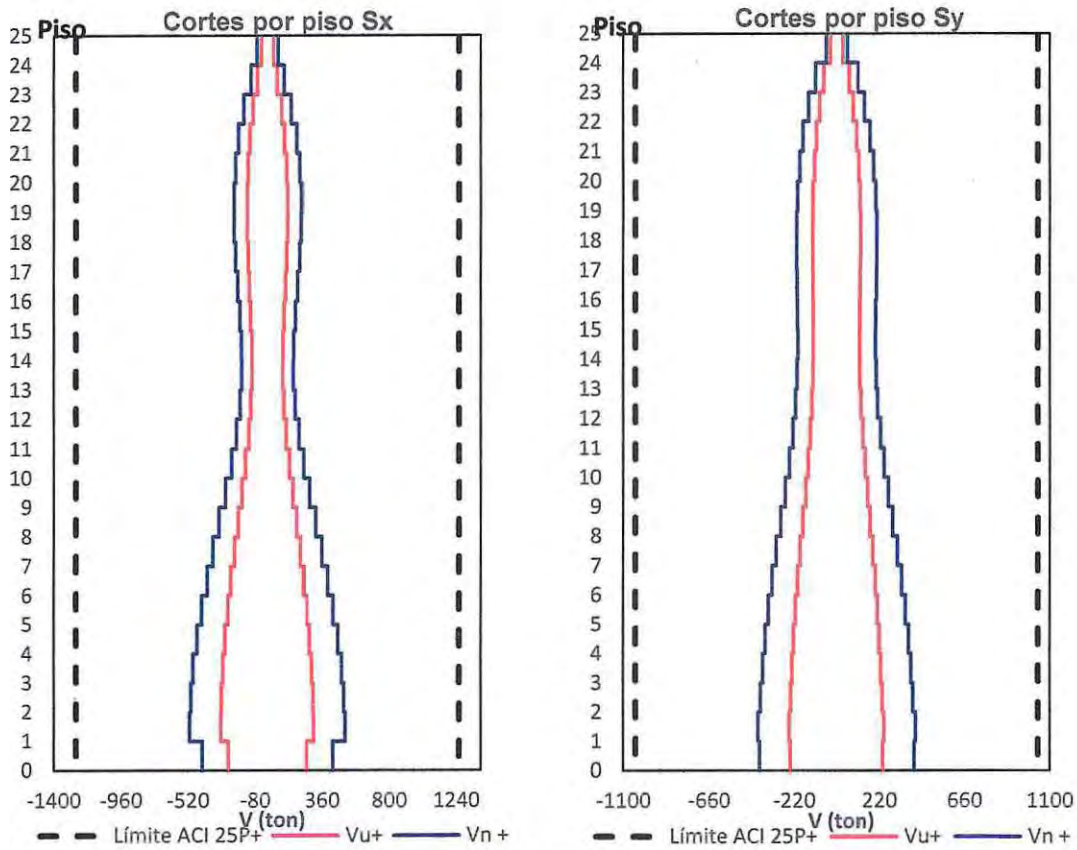


Figura 27 Esfuerzos de corte por piso muro tipo T 25 pisos.

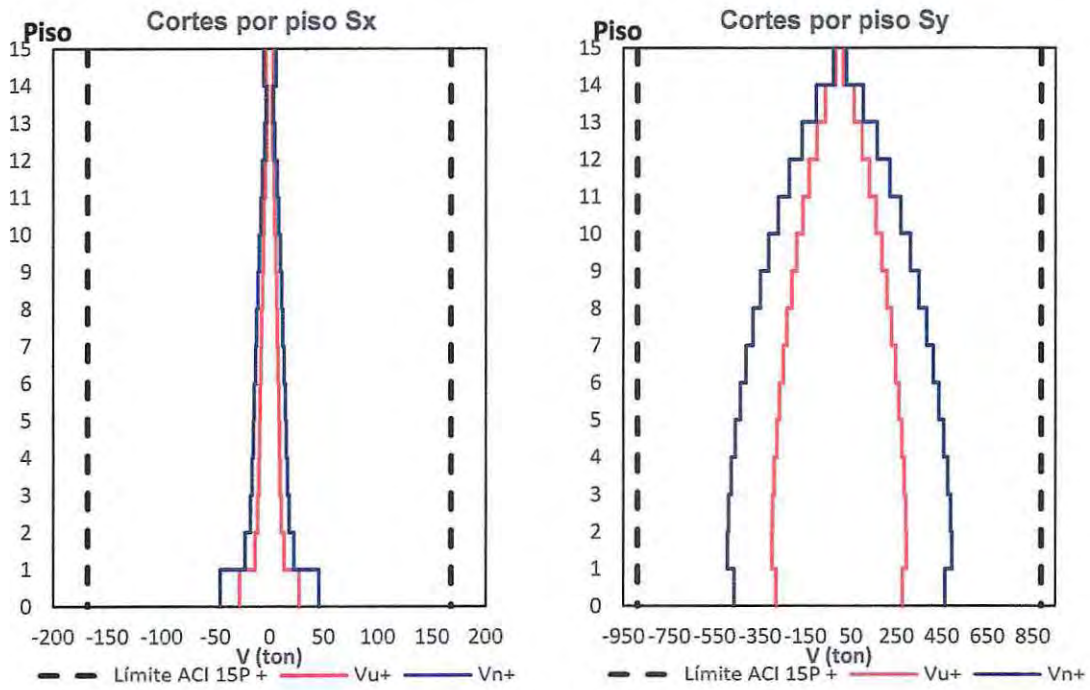


Figura 28 Esfuerzos de corte por piso muro tipo L1 15 pisos.

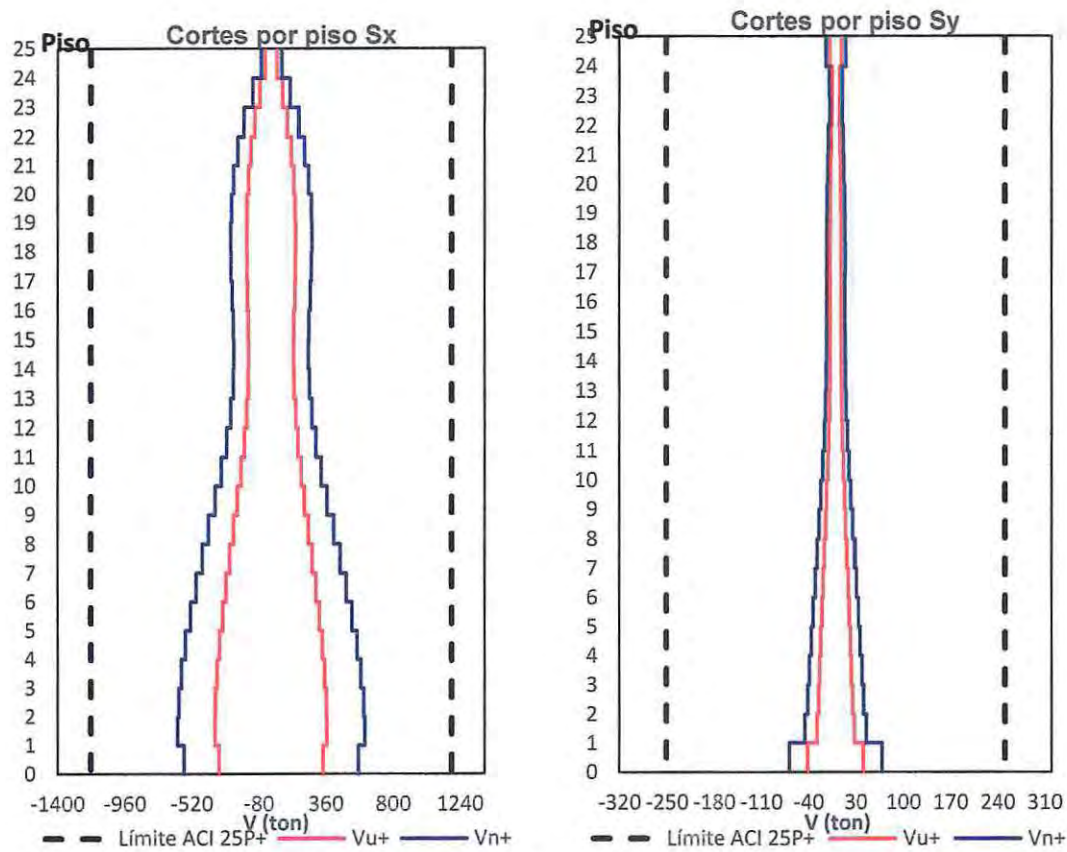


Figura 29 Esfuerzos de corte por piso muro tipo L1 25 pisos.

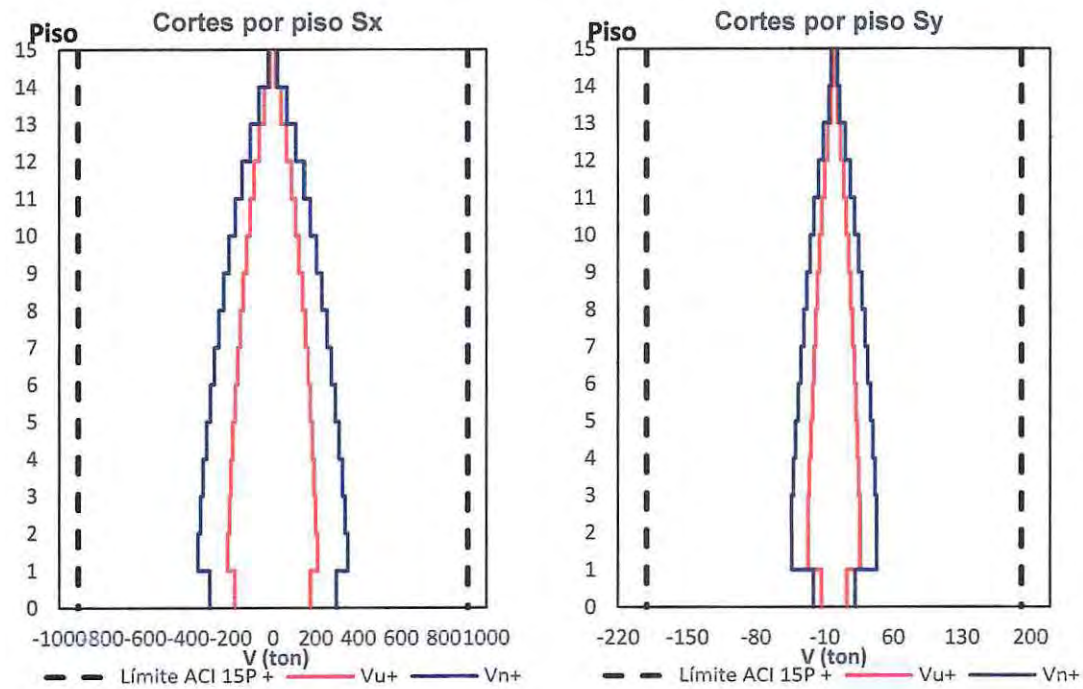


Figura 30 Esfuerzos de corte por piso muro tipo L2 15 pisos.

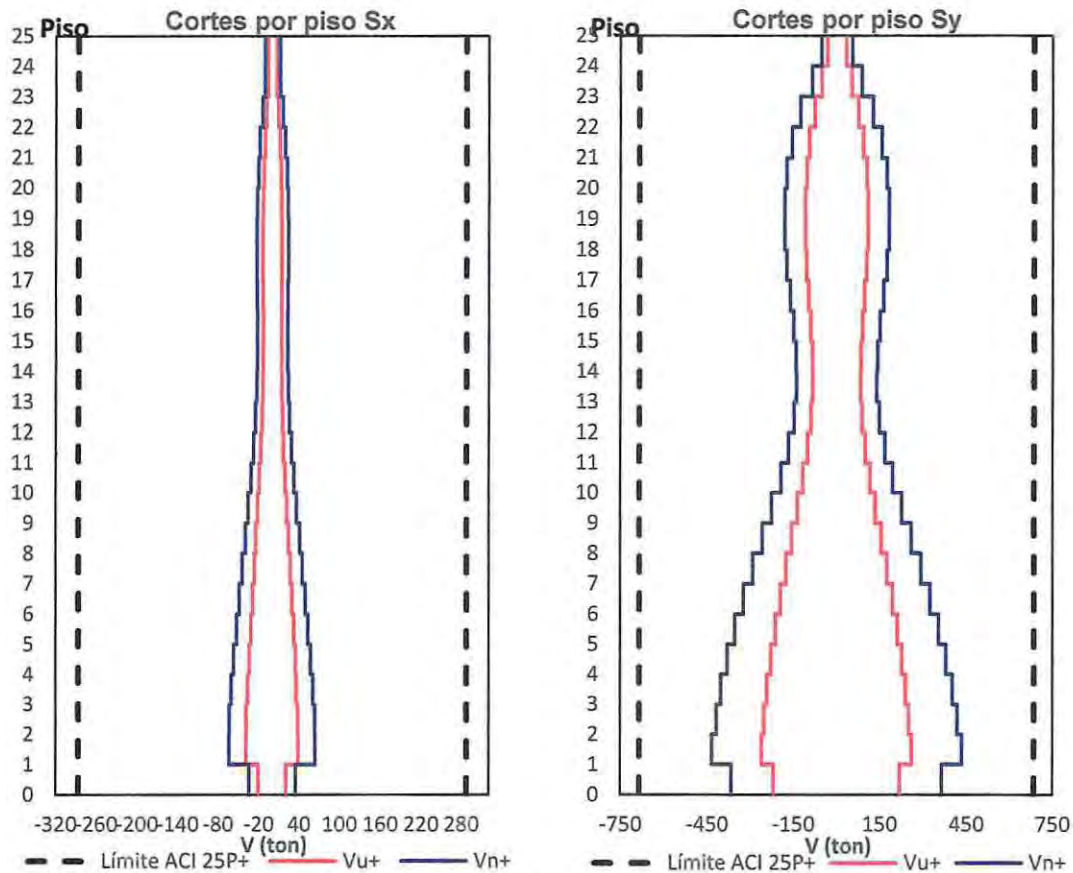


Figura 31 Esfuerzos de corte por piso muro tipo L2 15 pisos.

3.7.2 Diseño a flexo-compresión

Para el diseño a flexo-compresión, el factor de reducción es el que se presenta en la Figura 32, donde 0.9 es para secciones controladas por la tracción, 0.65 para secciones controladas por compresión y presencia de estribos. Finalmente en aquellas secciones en que la deformación unitaria del acero se encuentra entre los límites del código (0,005 en zonas no confinadas y 0,008 para zonas confinadas) [21], se permite que el factor de reducción aumente linealmente entre 0.65 y 0.9, de modo que resulta indispensable realizar la verificación de deformación unitaria del acero en las zonas críticas.

En las figuras comprendidas entre la 33 y la 41, se presentan las dimensiones de los elementos verticales (muros) además de los diagramas de interacción y el resumen de armadura suministrada, en donde (M_n, P_n) corresponde a la resistencia nominal de la sección y $(\phi M_n, \phi P_n)$ la resistencia reducida conforme al código [21].

Adicionalmente se debe cumplir con el límite de carga axial que actúa en la sección transversal del muro (según ecuación 3,5) [21], con el fin de asegurar una mínima capacidad de deformación plástica en el muro.

$$P_u \leq 0,35 \cdot f_c' \cdot A_g \quad (3.5)$$

Donde:

A_g : Corresponde al área de la sección transversal de muro.

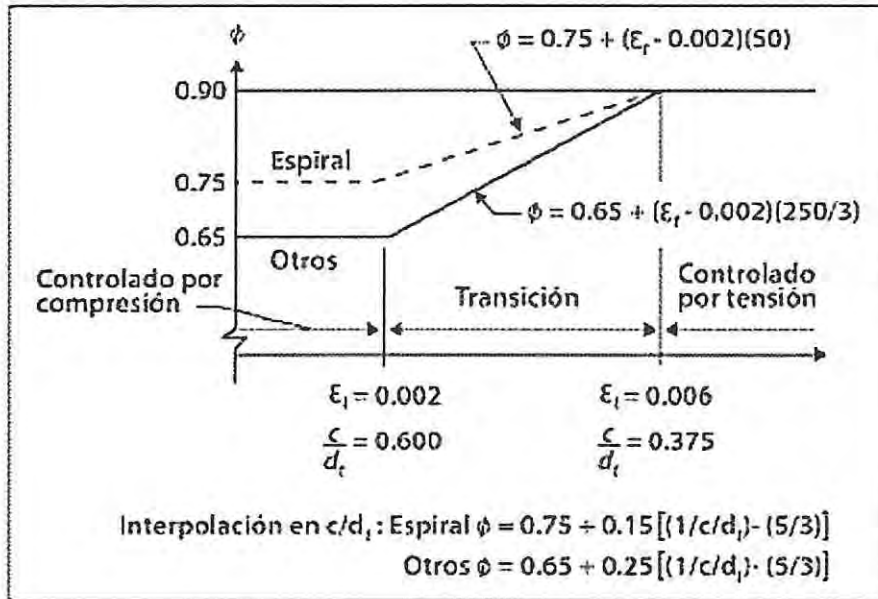


Figura 32 Variación de ϕ propuesto en [21]

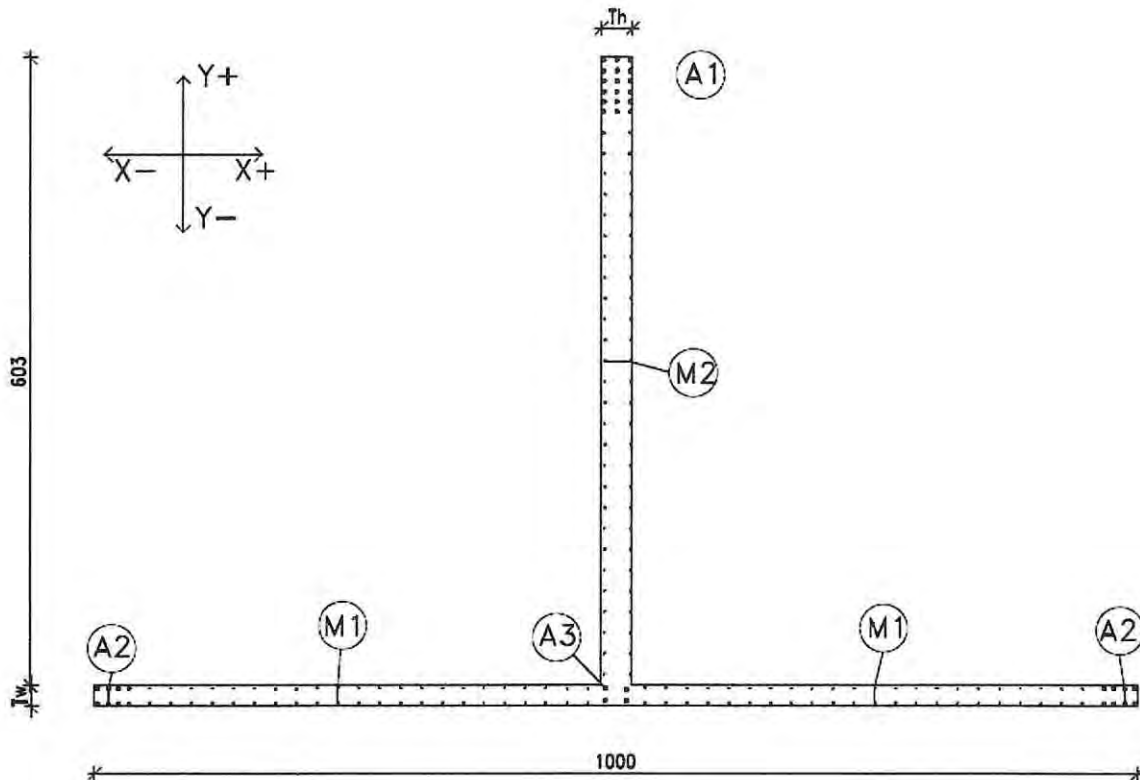


Figura 33 Detalle muro tipo T.

Muro T	Edificio 15 pisos	Edificio 25 pisos
Th (cm)	30	40
Tf (cm)	20	30
A1	20 ϕ 25	16 ϕ 25
A2	4 ϕ 25	6 ϕ 25
A3	4 ϕ 25	2 ϕ 25
M1	DM ϕ 12@15	DM ϕ 12@10
M2	DM ϕ 12@15	DM ϕ 12@10

Tabla 9 Resumen de armadura y espesor de muro tipo T.

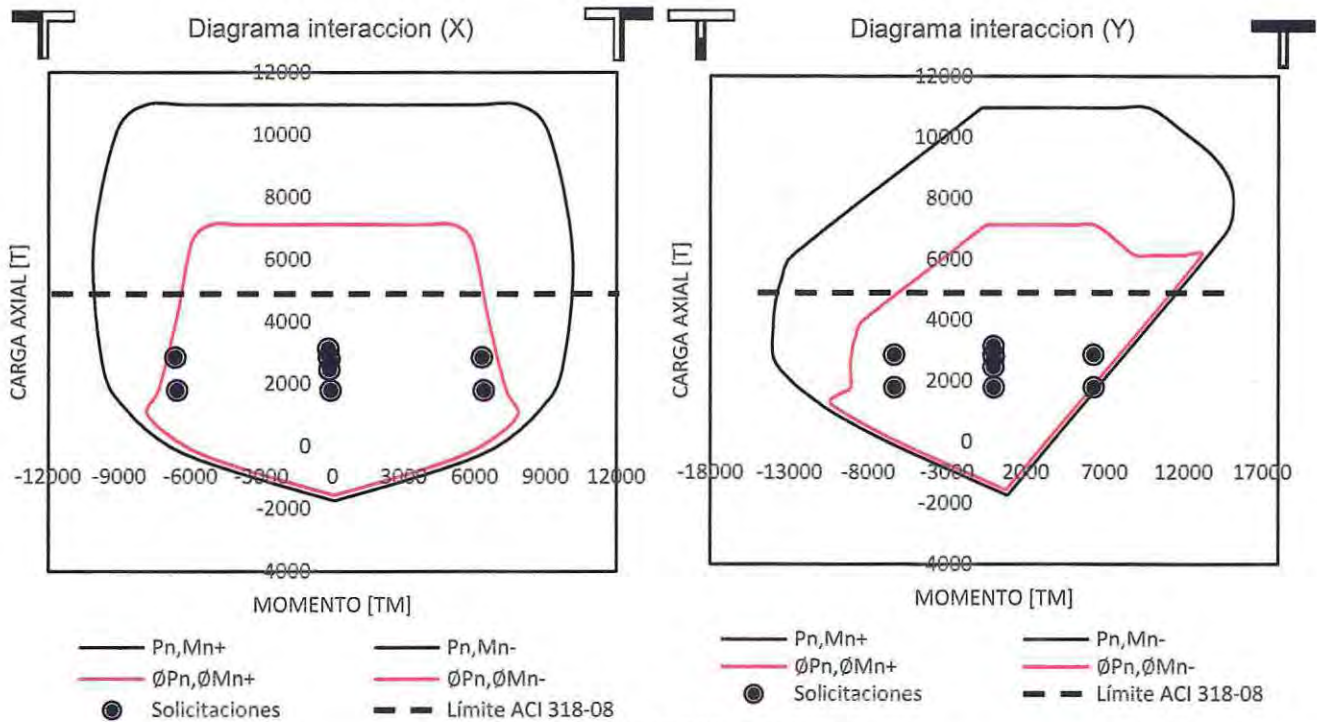


Figura 34 DI muro tipo T Edificio de 25 pisos.

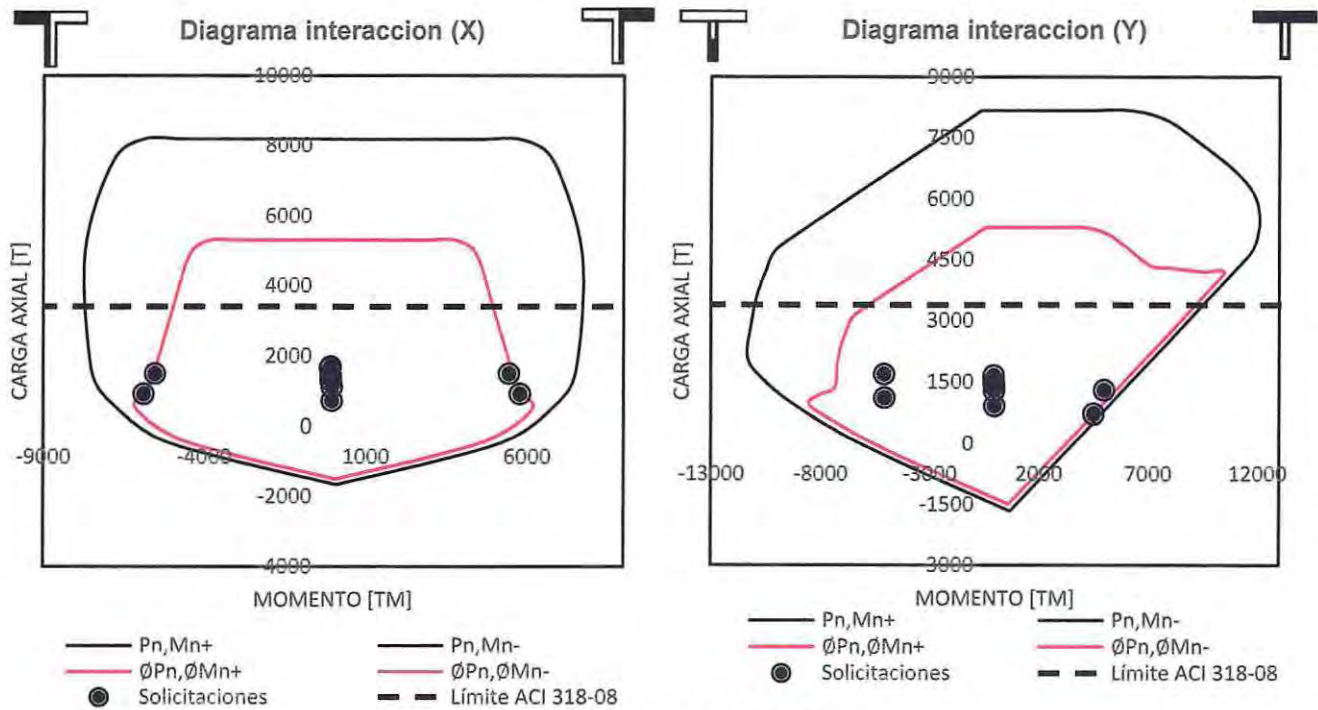


Figura 35 DI muro tipo T Edificio de 15 pisos.

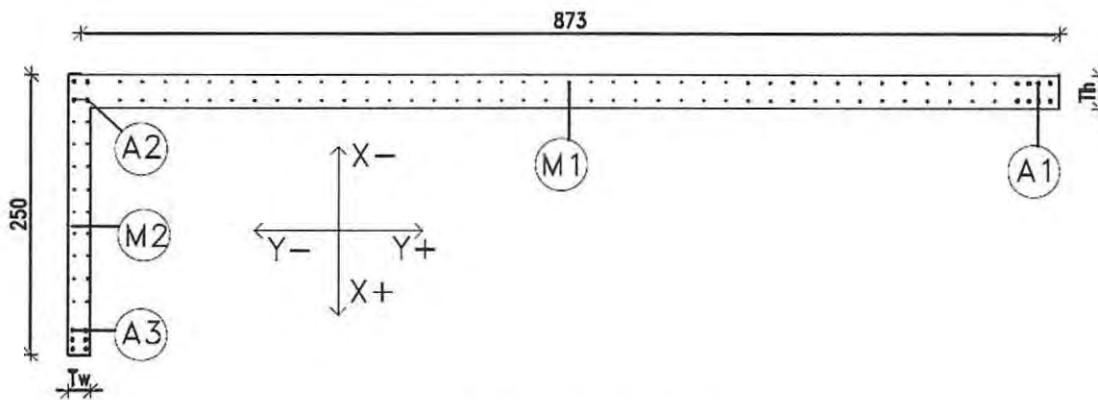


Figura 36 Detalle muro tipo L1.

Muro L1	Edificio 15 pisos	Edificio 25 pisos
Th (cm)	30	40
Tf (cm)	20	30
A1	20Ø25	16Ø25
A2	4Ø25	6Ø25
A3	4Ø25	2Ø25
M1	DM Ø12@15	DM Ø12@10
M2	DM Ø12@15	DM Ø12@10

Tabla 10 Resumen de armadura y espesores de muro tipo L1

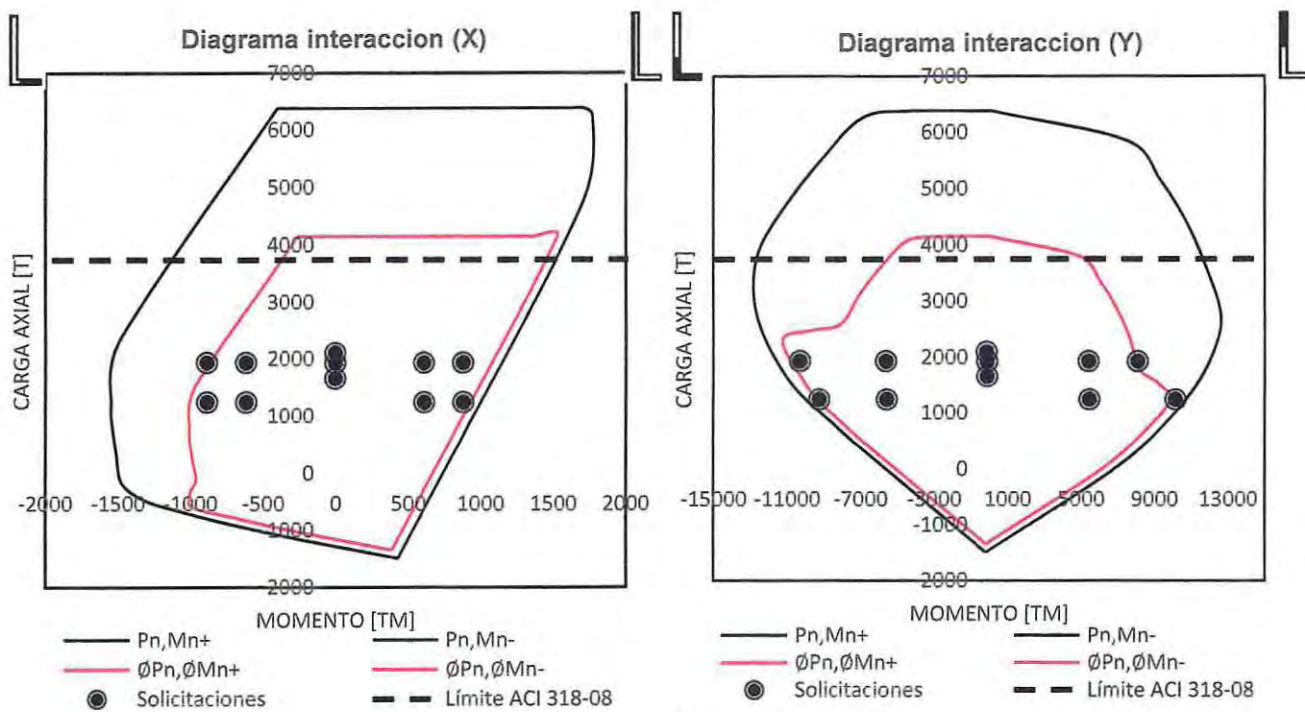


Figura 37 DI muro tipo L1 Edificio de 25 pisos.

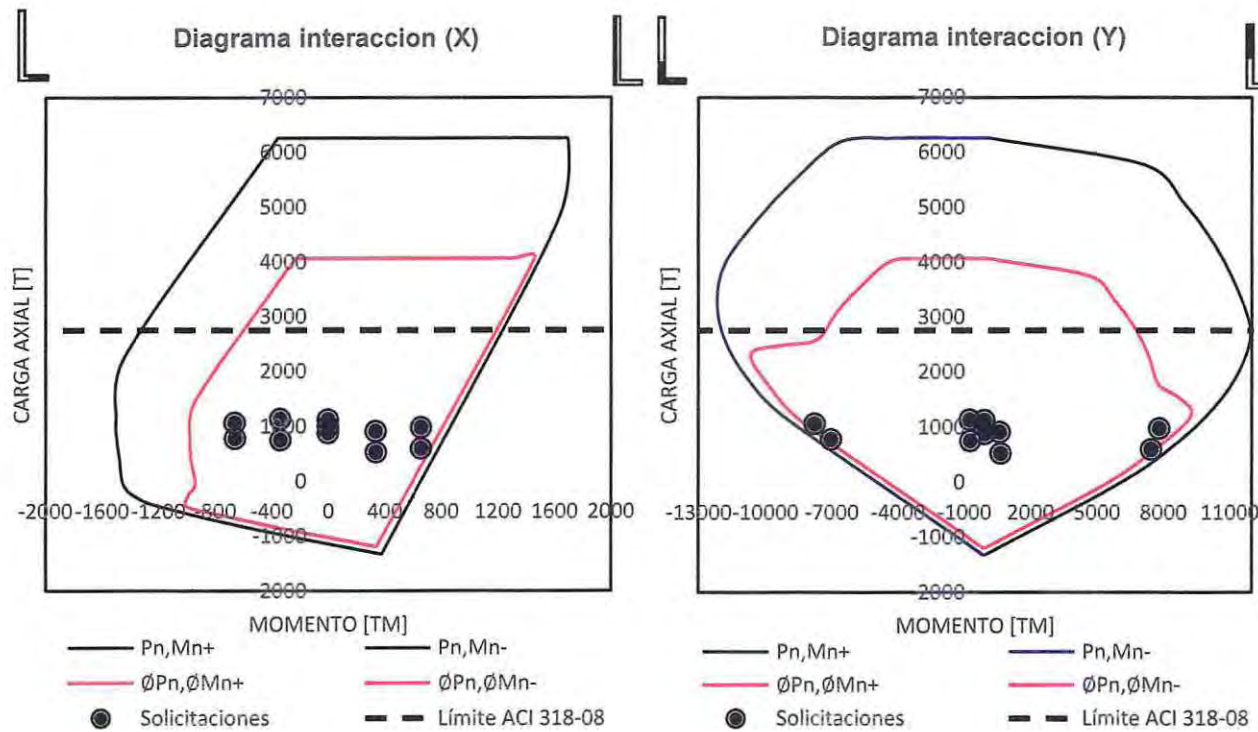


Figura 38 DI muro tipo L1 Edificio de 15 pisos.

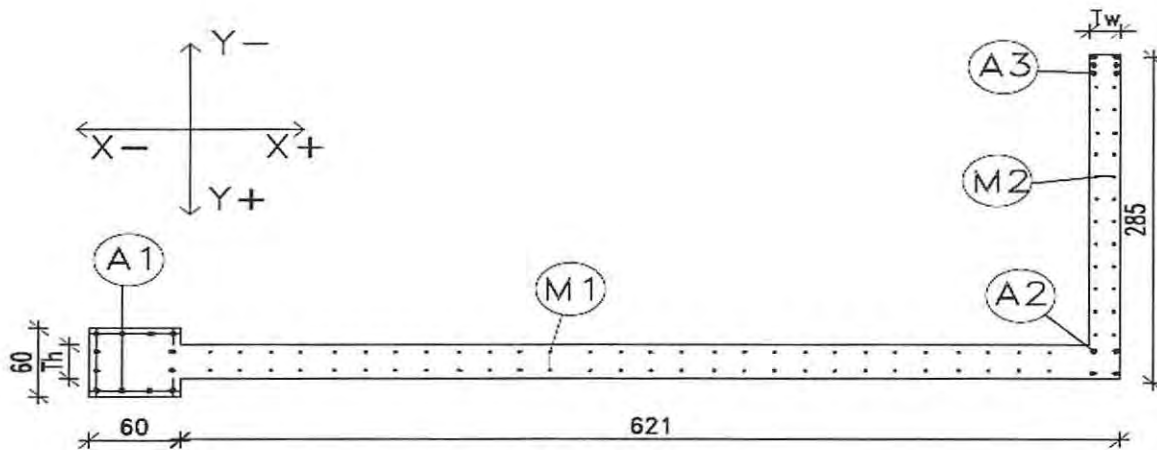


Figura 39 Detalle muro tipo L

Muro L2	Edificio 15 pisos	Edificio 25 pisos
Th (cm)	30	40
Tf (cm)	20	30
A1	12Ø25	25Ø25
A2	4Ø25	4Ø25
A3	6Ø25	12Ø25
M1	DM Ø12@15	DM Ø12@10
M2	DM Ø12@15	DM Ø12@10

Tabla 11 Resumen de armadura y espesores de muro tipo L2.

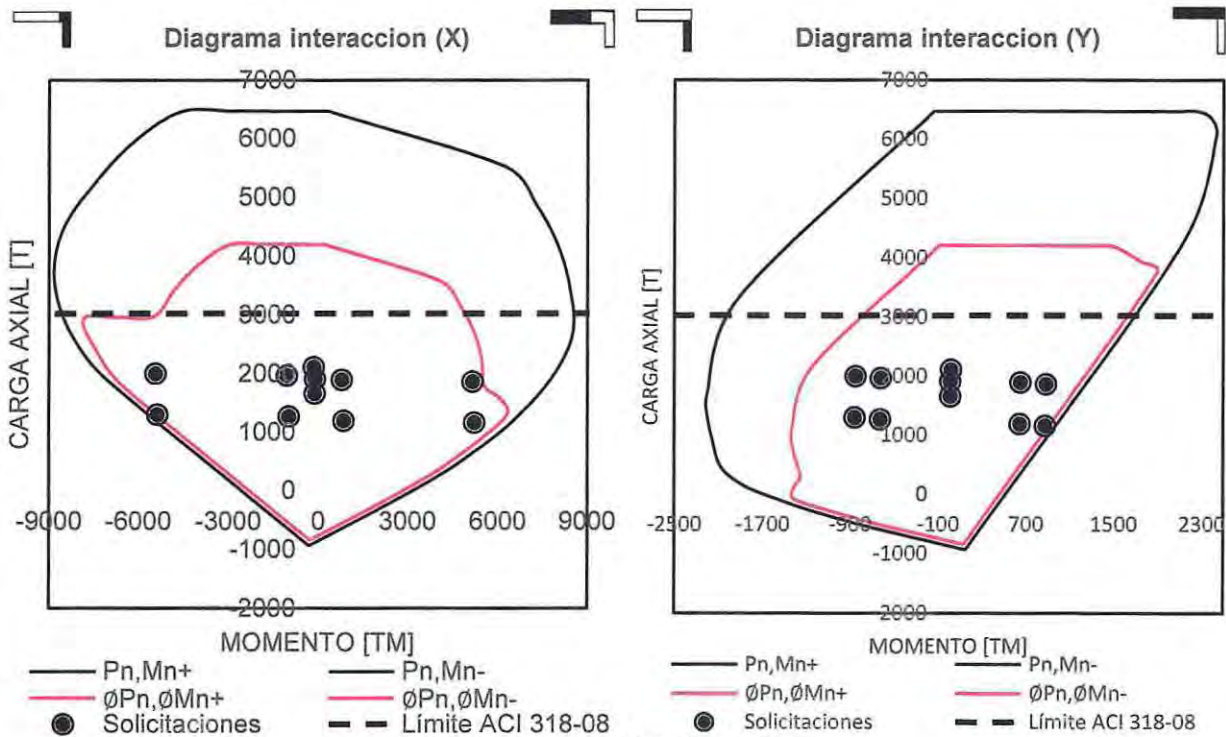


Figura 40 DI muro tipo L2 Edificio de 25 pisos.

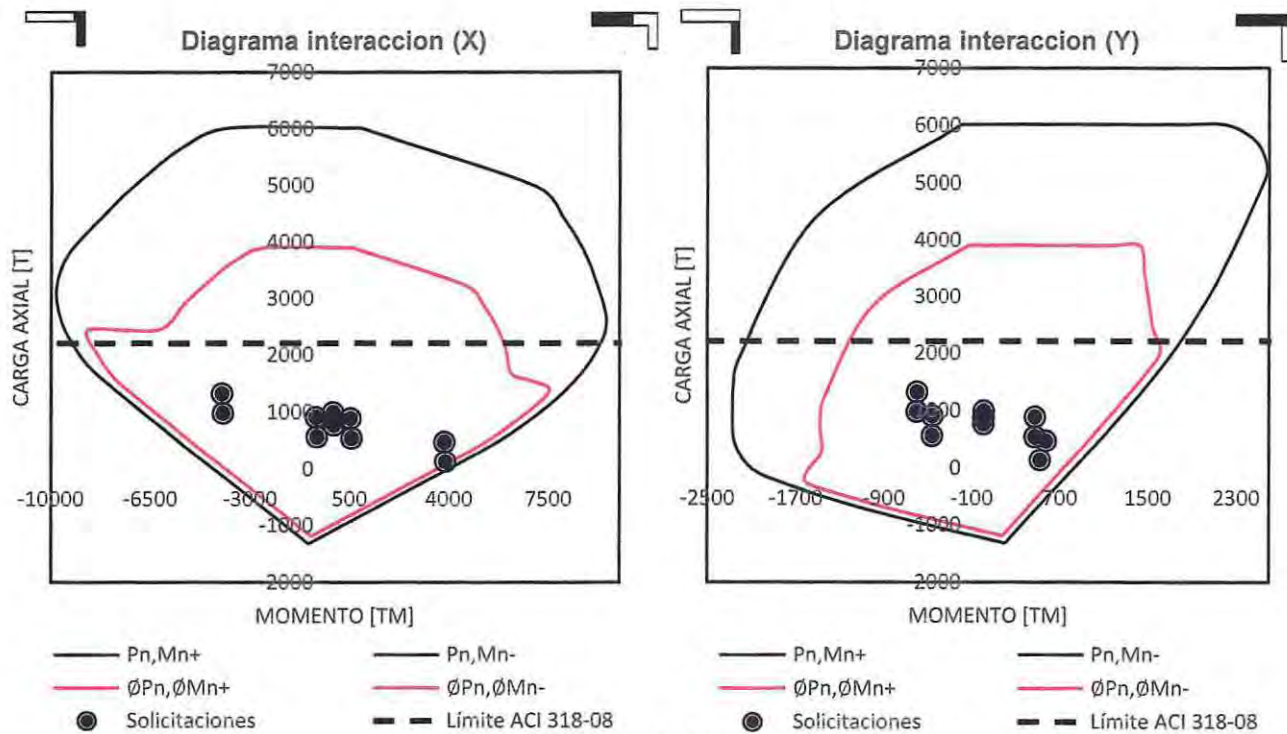


Figura 41 DI muro tipo L2 Edificio de 15 pisos.

3.7.3 Capacidad de deformación

Siguiendo con la filosofía de diseño propuesta, la capacidad de deformación de un muro debe ser tal que permita desarrollar una respuesta dúctil frente a sismos de severa intensidad [21]. Es por esta razón que todo muro en su sección crítica con una relación de aspecto mayor o igual que 3, debe tener una capacidad de curvatura mayor al Φ_u según la Ecuación 3.6. En donde la deformación unitaria del hormigón debe ser menor al 0.008 y la capacidad de curvatura debe ser la obtenida para la mayor carga axial en la sección [22].

$$\Phi_u = \frac{(\delta_u - \delta_e)}{\left(L_p \left(H_w - \frac{L_p}{2}\right)\right)} + \Phi_e \quad (3.6)$$

Donde:

δ_u : Corresponde al desplazamiento de diseño.

δ_e : Corresponde al desplazamiento elástico de un muro en el techo.

Φ_e : Corresponde a la curvatura de fluencia de la sección de muro consistente con δ_e .

L_p : Longitud de extensión de la rótula plástica.

H_w : Distancia entre la sección crítica de muro y el último nivel significativo del elemento estructural ó la altura de muro.

A continuación se muestran las relaciones momento/curvatura para los muros diseñados en ambas direcciones de análisis X e Y, en donde la carga axial considerada es la obtenida para la combinación de carga $D + L$ para verificar el comportamiento de la estructura.

Carga axial Muro T	Edificio 25 pisos	Edificio 15 pisos
Pu (ton)	2463	-
Pu (ton)	-	1293

Tabla 12 Nivel de carga axial utilizada para el análisis de curvatura muro T.

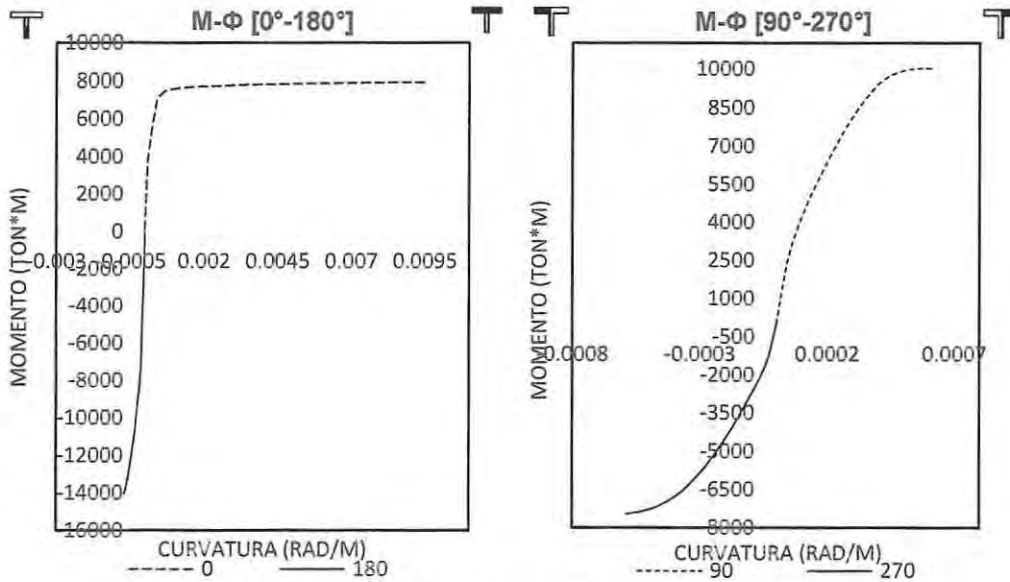


Figura 42 Diagramas momento/curvatura Muro tipo T edificio de 25 pisos.

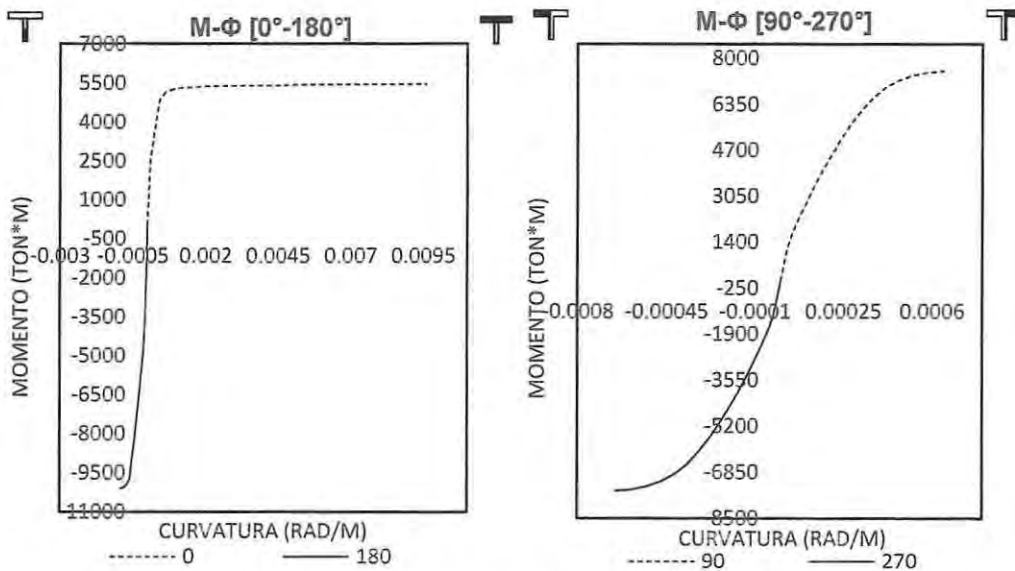


Figura 43 Diagramas momento/curvatura Muro tipo T edificio de 15 pisos.

Carga axial Muro L1	Edificio 25 pisos	Edificio 15 pisos
Pu (ton)	1660	-
Pu (ton)	-	880

Tabla 13 Nivel de carga axial utilizada para el análisis de curvatura muro L1.

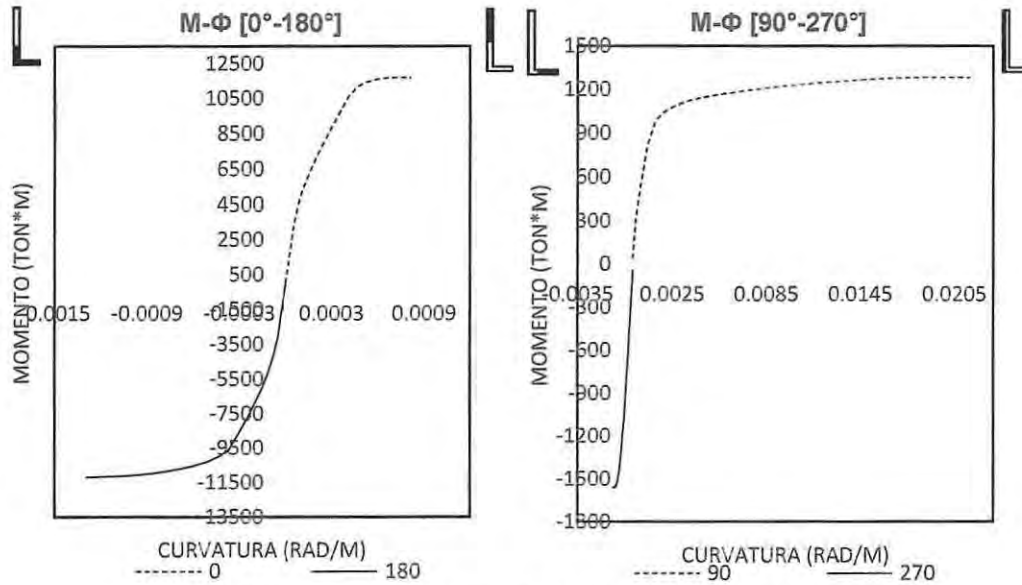


Figura 44 Diagramas momento/curvatura Muro tipo L1 edificio de 25 pisos.

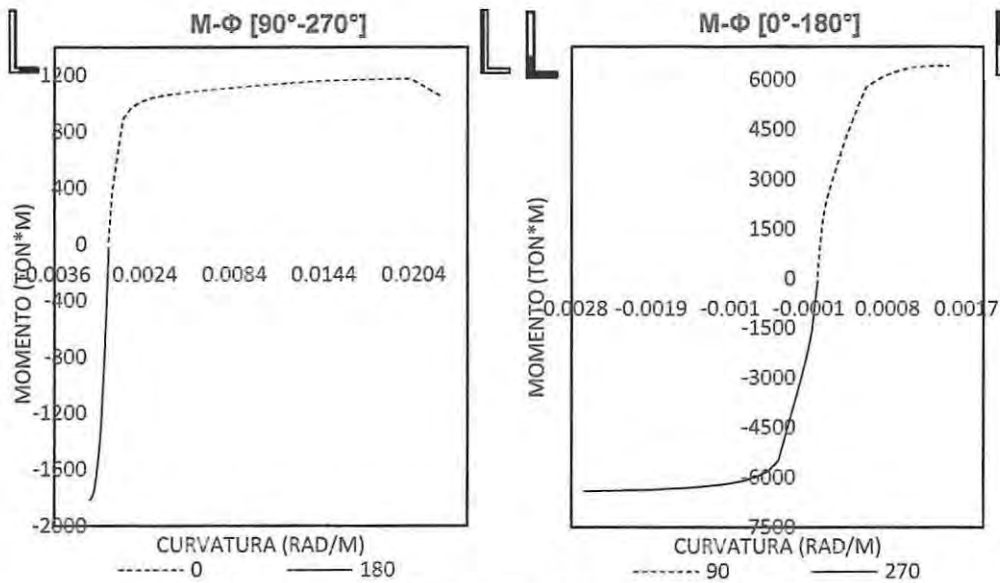


Figura 45 Diagramas momento/curvatura Muro tipo L1 edificio de 15 pisos.

Carga axial Muro L2	Edificio 25 pisos	Edificio 15 pisos
Pu (ton)	1659	-
Pu (ton)	-	777

Tabla 14 Nivel de carga axial utilizada para el análisis de curvatura muro L2.

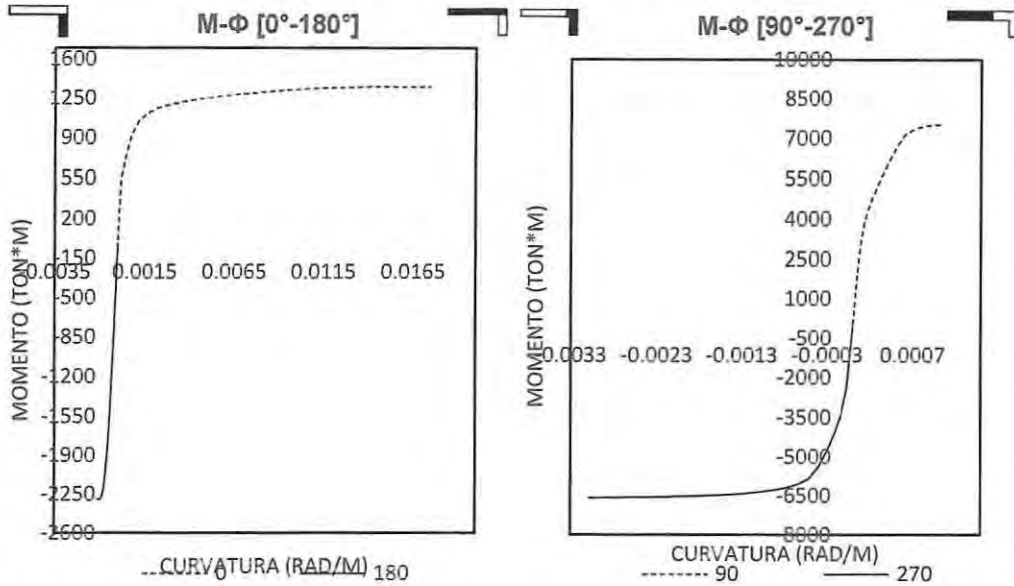


Figura 46 Diagramas momento/curvatura Muro tipo L2 edificio de 25 pisos.

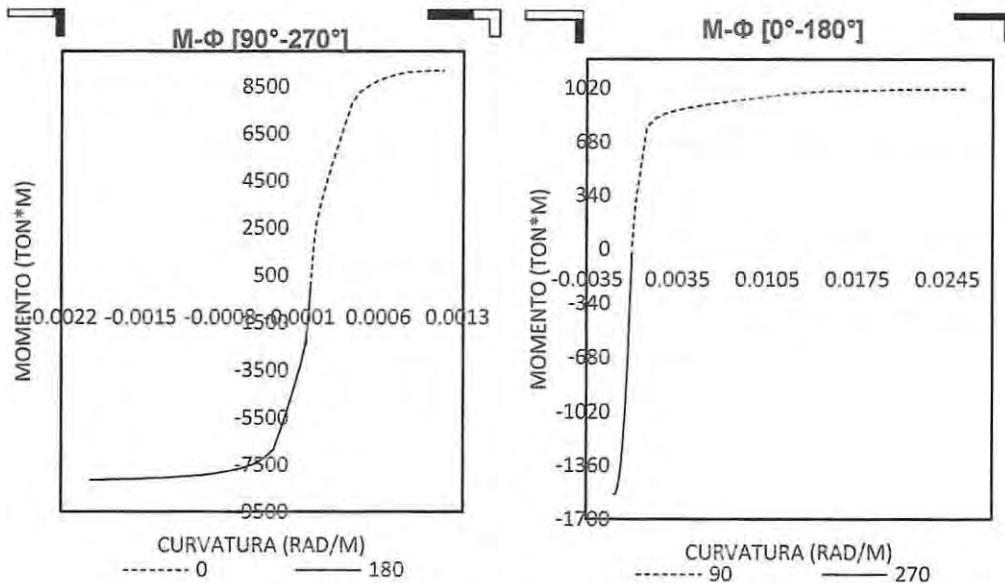


Figura 47 Diagramas momento/curvatura Muro tipo L2 edificio de 15 pisos.

Para aquellos casos en que no se cumple con la capacidad de curvatura requerida, ésta debe ser aumentada mediante el uso de elementos de borde y estribos de confinamiento en las zonas críticas. Para efectos de este trabajo, en cuanto al confinamiento de los elementos de borde, sólo se hace referencia al cálculo de la longitud en que el hormigón requiere una deformación unitaria superior al

0.003, sin cálculo alguno de la armadura requerida, debido a que esto se escapa de los alcances de este trabajo. Adicionalmente en las zonas en que se requiere confinamiento, se verifica que el hormigón no sobrepase deformaciones superiores el 0.008 [22].

A continuación se resume las zonas críticas de los muros estructurales de mayor importancia que requieren o no aumentar su capacidad de deformación mediante detallamiento, en donde la extensión de esta zona se especifica como L_{conf} . En aquellos casos en que este valor es cero, se debe a que la capacidad de deformación elástica de la sección es suficiente para cubrir las demandas de desplazamientos exigidas por [22].

Finalmente C corresponde a la distancia entre la zona más comprimida y el eje neutro en la sección de muro y C_{cr} es el valor límite dispuesto en el código a partir del cual la sección requerirá confinamiento.

Como buena práctica, se confinará todas las cabezas de muro y zonas críticas para evitar posibles pandeos del refuerzo longitudinal de muros debido a que este fue uno de los principales tipos de falla recurrente en el terremoto del Maule del 2010.

Capacidad de deformación muro tipo T

Dirección	L_w (cm)	$\delta\mu$ (cm)	Φe (rad/m)	δe (cm)	ΦDS_n^{60} (rad/m)	C_{cr} (m)	C (m)	L_{conf} (m)	ϵ máx
0	623	65.611	0.0004	65.3	0.00041	1.1	0.3	0	0.000
180	623	65.611	0.00071	116.0	0.00000	1.1	4.2	3.1	0.004
90	1000	65.611	0.00042	68.6	0.00033	1.8	4.9	3.1	0.005
270	1000	65.611	0.00042	68.6	0.00033	1.8	4.6	2.8	0.005

Tabla 15 Capacidad de curvatura muro tipo T edificio 25 pisos.

Dirección	L_w (cm)	$\delta\mu$ (cm)	Φe (rad/m)	δe (cm)	ΦDS_n^{60} (rad/m)	C_{cr} (m)	C (m)	L_{conf} (m)	ϵ máx
0	623	46.67	0.00035	20.6	0.00242	0.9	0.3	0.0	0.001
180	623	46.67	0.00062	36.5	0.00143	0.9	3.2	2.3	0.005
90	1000	55.51	0.00049	28.8	0.00184	1.3	4.5	3.3	0.008
270	1000	55.51	0.00049	28.8	0.00184	1.3	4.5	3.3	0.008

Tabla 16 Capacidad de curvatura muro tipo T edificio 15 pisos.

Capacidad de deformación muro tipo L1

Dirección	L_w (cm)	$\delta\mu$ (cm)	Φe (rad/m)	δe (cm)	ΦDS_n^{60} (rad/m)	C_{cr} (m)	C (m)	L_{conf} (m)	ϵ máx
0	883	65.611	0.00045	73.5	0.00019	1.6	3.7	0.0	0.001
180	883	65.611	0.00037	60.4	0.00054	1.6	2.3	0.0	0.001
90	251	65.611	0.0011	179.7	0.00000	0.4	0.1	0.0	0.000
270	251	65.611	0.0013	212.3	0.00000	0.4	2.4	1.9	0.004

Tabla 17 Capacidad de curvatura muro tipo L1 edificio 25 pisos.

Dirección	L_w (cm)	$\delta\mu$ (cm)	Φe (rad/m)	δe (cm)	ΦDS_n^{60} (rad/m)	C_{cr} (m)	C (m)	L_{conf} (m)	ϵ máx
0	883	46.67	0.00039	22.9	0.00174	1.3	2.5	0.0	0.004
180	883	46.67	0.00033	19.4	0.00188	1.3	1.5	0.0	0.003
90	251	55.51	0.001	58.8	0.00037	0.3	0.1	0.0	0.000
270	251	55.51	0.0014	82.3	-0.00376	0.3	2.1	1.8	0.004

Tabla 18 Capacidad de curvatura muro tipo L1 edificio 15 pisos.

Capacidad de deformación muro tipo L2

Dirección	L_w (cm)	$\delta\mu$ (cm)	Φe (rad/m)	δe (cm)	ΦDS_n^{60} (rad/m)	C_{cr} (m)	C (m)	L_{conf} (m)	ϵ máx
0	285	65.611	0.00089	145.4	0.00000	0.5	0.2	0	0.002
180	285	65.611	0.00113	184.6	0.00000	0.5	2.6	2.1	0.004
90	651	65.611	0.0006	98.0	0.00000	1.2	2.8	1.7	0.005
270	651	65.611	0.00045	73.5	0.00010	1.2	1.0	0	0.016

Tabla 19 Capacidad de curvatura muro tipo L2 edificio 25 pisos.

Dirección	L_w (cm)	$\delta\mu$ (cm)	Φe (rad/m)	δe (cm)	ΦDS_n^{60} (rad/m)	C_{cr} (m)	C (m)	L_{conf} (m)	ϵ máx
0	285	46.7	0.0009	51.7	0.0000	0.4	0.1	0	0.000
180	285	46.7	0.0012	72.9	-0.0032	0.4	2.4	2.0	0.008
90	651	55.5	0.0006	32.6	0.0023	0.8	2.0	1.2	0.005
270	651	55.5	0.0005	27.0	0.0026	1.3	1.1	0	0.003

Tabla 20 Capacidad de curvatura muro tipo L2 edificio 15 pisos.

3.7.4 Diseño de vigas

Las vigas serán diseñadas de acuerdo a lo estipulado en el código de diseño para marcos ordinarios resistentes a momento. En donde la condición de diseño a flexión se detalla en la ecuación 3.7 [21].

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.7)$$

$$M_n = \rho * b * d^2 * f_y \left(1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (3.8)$$

Donde:

- M_n : Momento resistente a flexión.
- M_u : Momento último (solicitud de diseño).
- ϕ : Factor de reducción de resistencia.
- ρ : Cuantía de refuerzo.
- b : Ancho sección.
- d : Distancia a la fibra en tracción.

El factor de reducción es $\phi = 0.9$ para las secciones controladas por tracción y 0.65 para las secciones controladas por compresión. Ver Figura 32.

Con la finalidad de evitar fallas frágiles, se establece una cuantía de acero mínima en tracción, esto es debido a que cuando las cuantías de acero en tracción son muy bajas, existe la posibilidad de que estas tengan una capacidad menor a la del hormigón en tracción, generando así fallas por tensión anticipada de la armadura.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \cdot \sqrt{f'_c} \\ \frac{f_y}{14} \\ \frac{14}{f_y} \end{array} \right. \quad (3.9)$$

Donde:

f_y : Tensión de fluencia en del acero.

f'_c : Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión.

Para asegurar fallas dúctiles en vigas, se limita la cuantía de acero a un valor máximo tal, que asegure una deformación unitaria del acero mínima de 0.004.

En la Figura 48 se presenta la distribución y ubicación en planta de los tipos de vigas presentes en ambas estructuras.

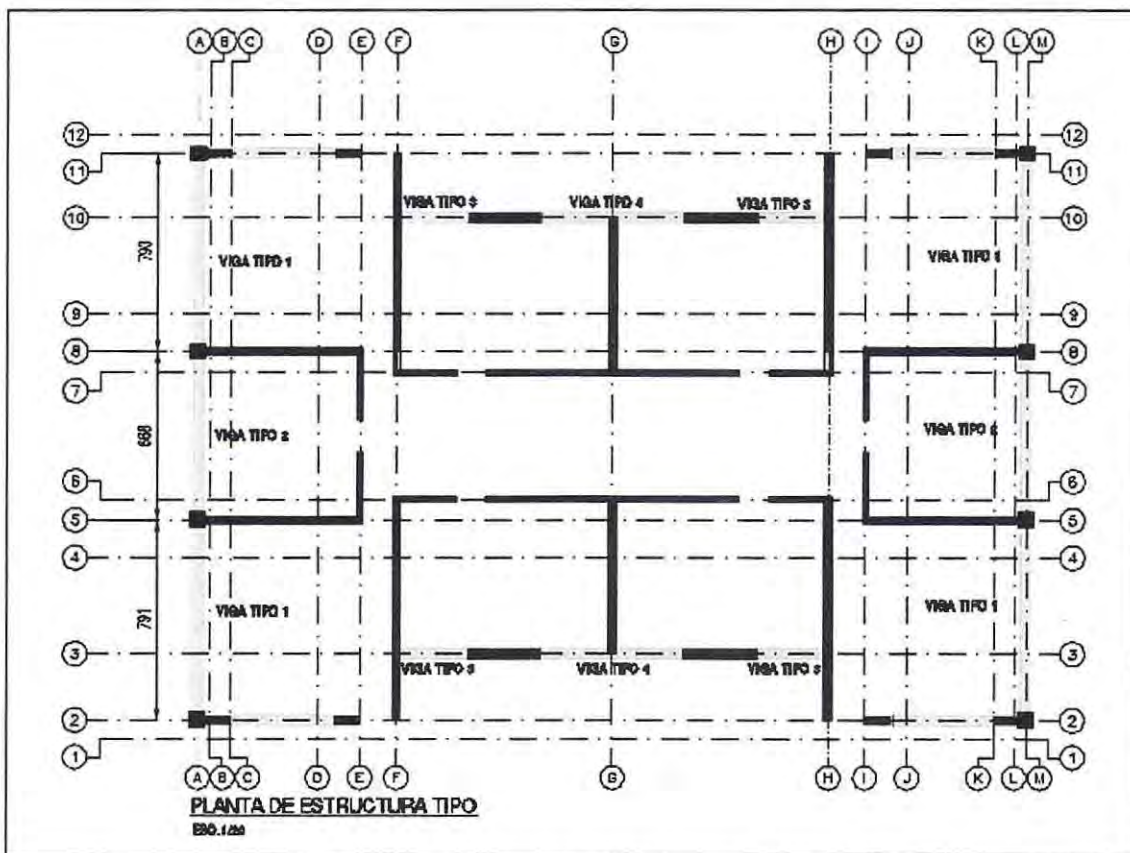


Figura 48 Distribución en planta tipos de vigas para ambos edificios

A continuación se detalla la armadura longitudinal proporcionada en las vigas para ambos edificios, en donde se agruparon los niveles con solicitaciones similares para realizar el diseño de vigas de manera práctica (diseñando las vigas para la envolvente de las solicitaciones de cada grupo). En las figuras enumeradas de la 49 a la 64, se resume la armadura suministrada a cada viga tipo. Cabe destacar que en el caso de las vigas tipo 1 y 2 con una longitud de 7 metros, conforme al trabajo que se realiza en una oficina de cálculo cualquiera, se suministró una armadura acorde a lo

requerido en sus extremos (IZQ Y DER) y a media luz (CEN) y para vigas cortas, la armadura se mantiene constante a lo largo de la viga.

Vigas 3 Y 4 edificio 15 pisos.

VIGAS			EJE 10			PISO 11-15
VIGA N° 3			VIGA N° 4			
IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	
4Ø18+4Ø16			4Ø18+4Ø16			
E010@20			E010@15			
4Ø18			4Ø18+4Ø16			

Figura 49 Detalle de armadura en vigas del piso 11 al 15 en edificio de 15 pisos.

IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	PISO 6-10	
4Ø18+4Ø16			4Ø18+4Ø16				
E010@20			E010@20				
4Ø18			2Ø18+2Ø16				

Figura 50 Detalle de armadura en vigas del piso 6 al 10 en edificio de 15 pisos.

IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	PISO 1-5	
4Ø18+2Ø16			4Ø18+2Ø16				
E010@15			E08@20				
4Ø16			4Ø18				

Figura 51 Detalle de armadura en vigas del piso 1 al 5 en edificio de 15 pisos.

Vigas 1 Y 2 edificio 15 pisos.

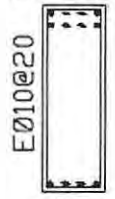
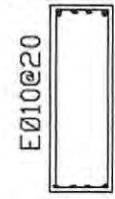
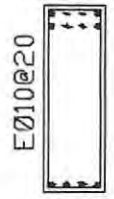
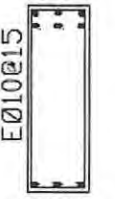
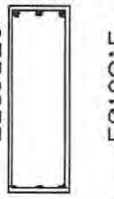
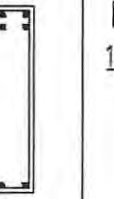
VIGAS EJE A						PISO 11-15
VIGA N° 1			VIGA N° 2			
IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	
4Ø18+4Ø16	2Ø18+2Ø16	4Ø18+4Ø16	6Ø18	3Ø18	6Ø18	
						
4Ø18	4Ø18	4Ø18	3Ø18	3Ø18	3Ø18	

Figura 52 Detalle de armadura en vigas del piso 11 al 15 en edificio de 15 pisos.

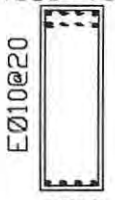
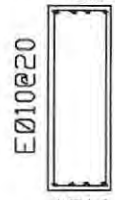
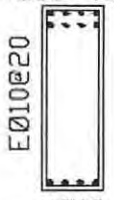
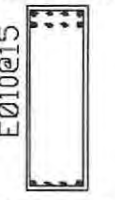
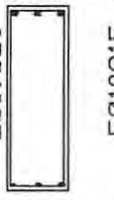

IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	PISO 6-10
4Ø18+4Ø16	4Ø16	4Ø18+4Ø16	4Ø18+4Ø16	3Ø18	4Ø18+4Ø16	
						
4Ø18	4Ø16	4Ø18	2Ø18+2Ø16	3Ø18	2Ø18+2Ø16	

Figura 53 Detalle de armadura en vigas del piso 6 al 10 en edificio de 15 pisos.

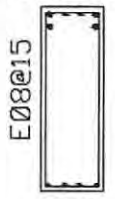
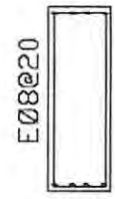
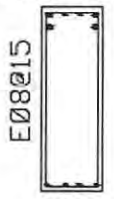
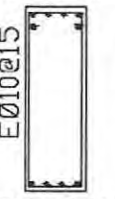
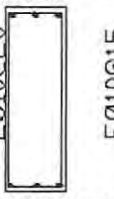
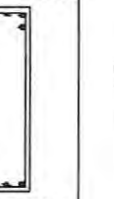
IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	PISO 1-5
4Ø18+2Ø16	4Ø16	4Ø18+2Ø16	4Ø18+2Ø16	3Ø18	4Ø18+2Ø16	
						
4Ø16	4Ø16	4Ø16	2Ø18+2Ø16	3Ø18	2Ø18+2Ø16	

Figura 54 Detalle de armadura en vigas del piso 1 al 5 en edificio de 15 pisos.

Vigas 3 Y 4 edificio 25 pisos.

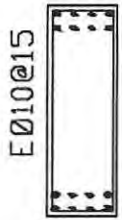
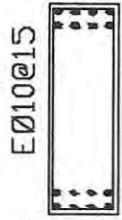
VIGAS EJE 10			PISO 21-25		
VIGA N° 3		VIGA N° 4			
IZQ	CEN	DER		IZQ	CEN
4Ø18+4Ø16		8Ø18			
					
4Ø18+4Ø16		4Ø18+4Ø16			

Figura 55 Detalle de armadura en vigas del piso 21 al 25 en edificio de 25 pisos.

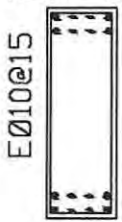

IZQ		CEN	DER	IZQ		CEN	DER	PISO 16-20
4Ø18+4Ø16		8Ø18						
								
4Ø18+4Ø16		4Ø18+2Ø16						

Figura 56 Detalle de armadura en vigas del piso 16 al 20 en edificio de 25 pisos.

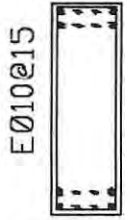

IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	
$4\phi 18+4\phi 12$  $4\phi 18+4\phi 12$			$4\phi 18+2\phi 16$  $4\phi 18+2\phi 16$			PISO 11-15

Figura 57 Detalle de armadura en vigas del piso 11 al 15 en edificio de 25 pisos.

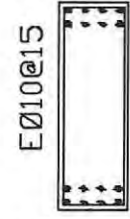
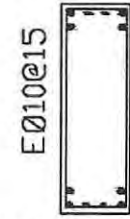
IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	
$4\phi 18+4\phi 12$  $4\phi 18+4\phi 12$			$4\phi 18+2\phi 16$  $4\phi 18+2\phi 16$			PISO 6-10

Figura 58 Detalle de armadura en vigas del piso 6 al 10 en edificio de 25 pisos.

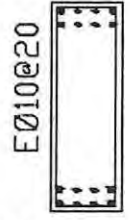
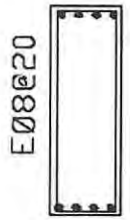
IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	
$4\phi 18+4\phi 12$  $4\phi 18+4\phi 12$			$4\phi 18$  $4\phi 18$			PISO 1-5

Figura 59 Detalle de armadura en vigas del piso 1 al 5 en edificio de 25 pisos.

Vigas 1 Y 2 edificio 25 pisos.

VIGAS EJE A					
VIGA N° 1			VIGA N° 2		
IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER
8Ø18	4Ø18	8Ø18	8Ø18	4Ø18	8Ø18
8Ø18	4Ø18	8Ø18	8Ø18	4Ø18	8Ø18

PISO
21-25

Figura 60 Detalle de armadura en vigas del piso 21 al 25 en edificio de 25 pisos.

IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER
8Ø18	4Ø18	8Ø18	8Ø18	4Ø18	8Ø18
8Ø18	4Ø18	8Ø18	8Ø18	4Ø18	8Ø18

PISO
16-20

Figura 61 Detalle de armadura en vigas del piso 16 al 20 en edificio de 25 pisos.

IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER
4Ø18+4Ø16	4Ø18	4Ø18+4Ø16	4Ø18+4Ø16	4Ø18	4Ø18+4Ø16
2Ø18+2Ø16	4Ø18	2Ø18+2Ø16	2Ø18+2Ø16	4Ø18	2Ø18+2Ø16

PISO
11-15

Figura 62 Detalle de armadura en vigas del piso 11 al 15 en edificio de 25 pisos.

IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	PISO 6-10
4Ø18+4Ø16	4Ø18	4Ø18+4Ø16	4Ø18+4Ø16	4Ø18	4Ø18+4Ø16	
2Ø18+2Ø16	4Ø18	2Ø18+2Ø16	2Ø18+2Ø16	4Ø18	2Ø18+2Ø16	

Figura 63 Detalle de armadura en vigas del piso 6 al 10 en edificio de 25 pisos.

IZQ	CEN	DER	IZQ	CEN	DER	PISO 1-5
4Ø18+4Ø16	4Ø18	4Ø18+4Ø16	4Ø18+4Ø16	4Ø18	4Ø18+4Ø16	
4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18+2Ø16	4Ø16	4Ø18+2Ø16	

Figura 64 Detalle de armadura en vigas del piso 1 al 5 en edificio de 25 pisos.

Capítulo IV

4 Dispositivos de mitigación sísmica.

4.1 Diseño de estructuras equipadas con disipadores de energía.

A partir de las disposiciones presentes en el proyecto de norma, el corte basal sísmico utilizado para el diseño de estructuras equipadas con disipadores pasivos de energía se determina a partir de la Ecuación 4,1.

$$V_{mín} = MÁX \left\{ \begin{array}{l} \frac{V_{red}}{B_m} \\ \frac{ISA_{0P}}{6g} \end{array} \right. \quad (4.1)$$

B_m Se calcula según la ecuación 4.2 a partir de los parámetros que se definen a continuación.

$$B_m = 1 + \left[0.311 * Ln^2 \left(\frac{\beta_m}{0.05} \right) + 0.256 * Ln \left(\frac{\beta_m}{0.05} \right) \right] * \frac{T_m^{17.37}}{(T_m + 0.01)^{17.75}} \quad (4.2)$$

Donde:

B_m : Corresponde al Coeficiente de amortiguamiento para un amortiguamiento viscoso equivalente total igual a β_m y un periodo de vibración igual a T_m .

β_m : Corresponde al coeficiente de amortiguamiento equivalente de la estructura para el período m-ésimo.

T_m : Corresponde al período con mayor masa traslacional en la dirección de análisis. Para un amortiguamiento equivalente de la estructura con respecto al crítico de 20.

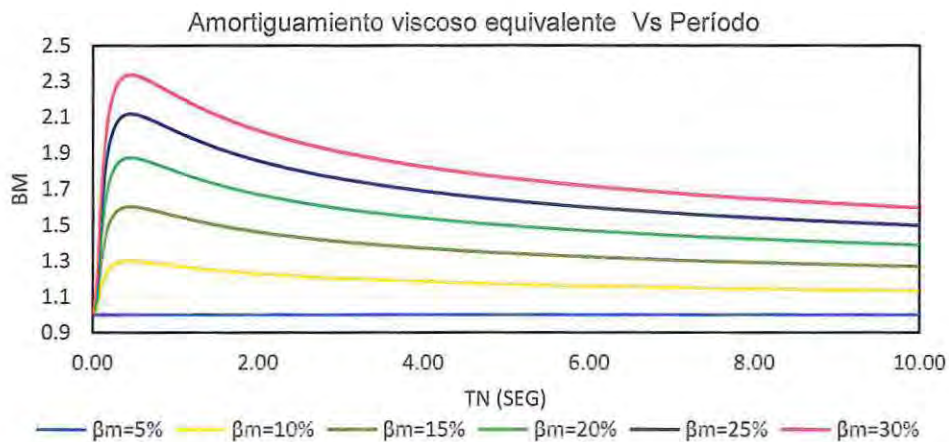


Figura 65 Coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalente para distintos razones de amortiguamientos respecto al crítico

$$B_1 = \begin{cases} 1.66 \text{ para el edificio de 25 pisos.} \\ 1.81 \text{ para el edificio de 15 pisos.} \end{cases}$$

Edificio	V_{ela} (ton)	V_{red} (ton)	V_{NGh433} (ton)	$V_{NGh3411}$ (ton)
25	6866	785.6	1539	473.2
15	7878	1161.9	1163	642

Tabla 21 Cortes de diseño acorde a especificaciones de [23].

4.2 Diseño amortiguador viscoso.

4.2.1 Criterio de emplazamiento amortiguador viscoso.

Previo al diseño de este tipo de dispositivos, es indispensable determinar su ubicación dentro del sistema sismoresistente. Debido a la naturaleza de activación de estos dispositivos, es que se empleó el registro de Concepción (presenta grandes velocidades) para determinar las velocidades alcanzadas por la estructura y definir una ubicación que asegure la activación de los dispositivos frente a sismos de severa intensidad.

Los amortiguadores viscosos se activan debido a la diferencia de velocidades entre sus puntos de conexión y a partir del análisis realizado en la estructura estudiada, las diferencias de velocidades presentadas entre dos pisos consecutivos no son de mayor relevancia. No obstante al dejar un piso intermedio sin conexión se presentan diferencias importantes de velocidad, es por ello que a partir de la Figura 66 a), se determina que para la estructura de 25 pisos, los dispositivos deben estar ubicados entre los pisos 15 y 25 y de la Figura 66 b), se determina que para la estructura de 15 pisos, los dispositivos deben estar ubicados entre los pisos 7 y 15.

Para equipar los dispositivos en las distintas estructuras, se considerará una configuración convencional constituida en base a perfiles tubulares en diagonal inclinada dispuestos en las elevaciones A y M según la planta de estructura tipo (ver ANEXO 3), usando un dispositivo cada dos pisos en cada eje con la finalidad de evitar torsiones en la estructura [23].

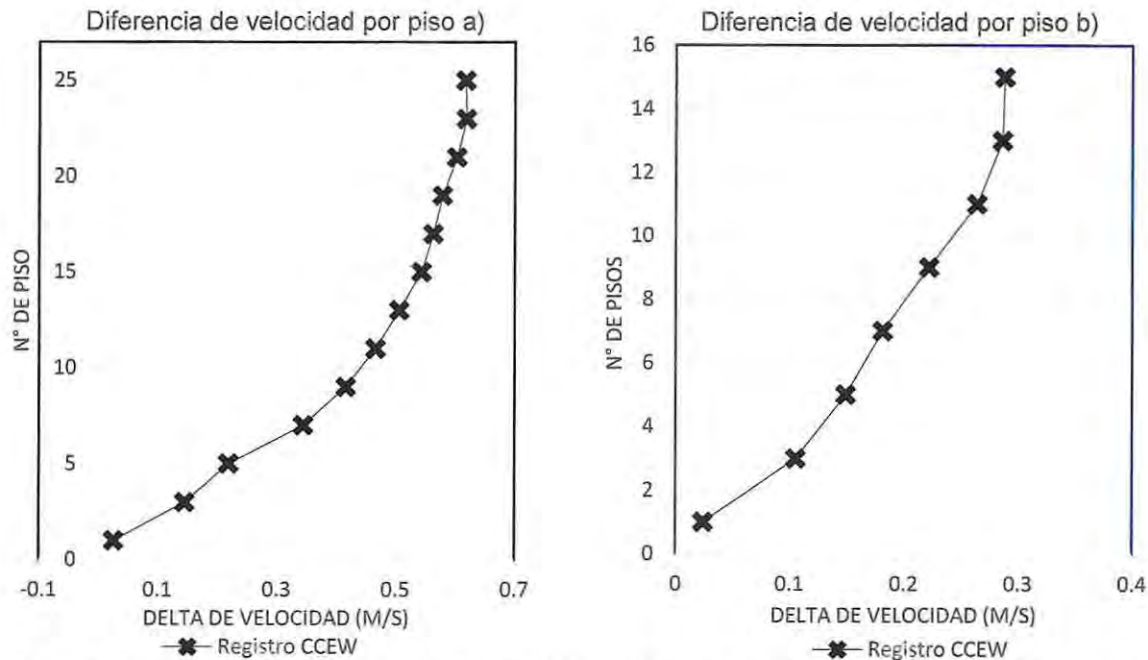


Figura 66 Gráficos diferencia de velocidad entre puntos de conexión por piso a) Edificio 25 pisos, b) Edificio 15 pisos

4.2.2 Cálculo coeficiente de amortiguamiento.

Se calcula el valor del coeficiente C_L de los disipadores utilizando la ecuación 4.3 en donde el valor del amortiguamiento inherente de la estructura antes de la fluencia β_i especificado [23] debe ser un 5% y según lo establecido en la sección 4.1, un amortiguamiento viscoso equivalente β_m de un 20%, se considera representativo de edificaciones de esta naturaleza dotada de dispositivos de disipación de energía.

$$\beta_m = \beta_i + \beta_{am} \quad (4.3)$$

Donde:

β_{am} : Corresponde al amortiguamiento equivalente adicionado a la estructura mediante el dispositivo disipador de energía y se calcula según la ecuación 4.4.

$$\beta_{am} = \frac{\sum \lambda * C_j * \phi_{rj}^{(1+\alpha)} * \cos^{(1+\alpha)} \theta_j}{2\pi * A^{1-\alpha} * \omega^{2-\alpha} \sum m_i * \phi_i^2} \quad (4.4)$$

Reemplazando la ecuación 4.4 en 4.3, es posible obtener el valor de C_L , Por lo tanto el coeficiente de amortiguamiento será obtenido según la ecuación 4.5 y su cálculo se resume en la tabla 22.

$$C_L = \frac{2\pi * (\beta_m - \beta_i) A^{1-\alpha} * (2\pi/T)^{2-\alpha} * \sum m_i * \phi_i^2}{\lambda * \phi_{rj}^{(1+\alpha)} * \cos^{(1+\alpha)} \theta_j} \quad (4.5)$$

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

Variable	α	λ	A (cm)	β_m	β_i	T (Seg.)
Magnitud	0.2	5.40	11	20%	5%	1.96

Tabla 22 Parámetros empleados en el cálculo

Donde:

- α : Exponente de la velocidad y rige el tipo de comportamiento del amortiguador viscoso
- λ : Es un parámetro función de Γ y α y carece de significado físico.
- A: Amplitud del modo de vibrar de mayor masa traslacional.
- β_i : Razón de amortiguamiento respecto al crítico antes de la fluencia.
- ϕ_{rj} : Desplazamiento horizontal relativo correspondiente a la forma del modo de vibrar de mayor masa traslacional.
- ϕ_i : Desplazamiento lateral correspondiente al modo de mayor masa traslacional.
- θ_j : Ángulo de inclinación del amortiguador j respecto a la horizontal.
- m_i : Masa concentrada en el piso i-ésimo.
- T: Período de mayor masa traslacional.
- ω : Frecuencia angular asociada al período de mayor masa traslacional.

Piso	N° Damper	Masa [ton - s ² /m]	Cos θ	ϕ _i	ϕ _{rj}	∑ m _i * ϕ _i ²	λ * ϕ _{rj} ^(1+α) * cos ^(1+α) θ _j
25	2	685.2	0.792	0.2363	0.0426	38.3	0.092420
23	2	776.0	0.792	0.1937	0.03816	29.1	0.000000
21	2	776.0	0.792	0.1556	0.03369	18.8	0.000000
19	2	776.0	0.792	0.1219	0.02922	11.5	0.058792
17	2	776.0	0.792	0.0926	0.02478	6.7	0.087011
15	2	776.0	0.792	0.0679	0.02044	3.6	0.000027
13	0			0.0474	0.01626	0	0
11	0			0.0312	0.01233	0	0
9	0			0.0188	0.00875	0	0
7	0			0.0101	0.00563	0	0
5	0			0.0045	0.00308	0	0
3	0			0.0014	0.00121	0	0
1	0			0.0002	0.00017	0	0
suma						107.9	0.245249
						C (tonf s/m)	16446.64

Tabla 23 Tabla resumen de cálculo del coeficiente de amortiguamiento viscoso edificio de 25 pisos constante en altura.

Piso	N° Damper	Masa [ton s ² /m]	Cos θ	ϕ _i	ϕ _{rj}	∑ m _i * ϕ _i ²	λ * ϕ _{rj} ^(1+α) * cos ^(1+α) θ _j
15	2	615.6	0.792	0.506082	0.07397	157.7	0.179238
13	2	683.8	0.792	0.363927	0.06225	90.6	0.145706
11	2	683.8	0.792	0.245474	0.05008	41.2	0.112231
9	2	683.8	0.792	0.151488	0.03776	15.7	0.079966
7	0	0.0	0.792	0.082037	0.02582	0	0.000000
5	0	0	0.792	0.035982	0.01505	0	0.000000
3	0	0	0.792	0.010548	0.00639	0	0.000000
1	0	0	0.792	0.000969	0.00097	0	0.000000
suma						305.1	0.517140
						C (tonf s/m)	34934.75

Tabla 24 Cálculo del coeficiente de amortiguamiento viscoso edificio de 15 pisos constante en altura.

En las Tablas 23 y 24, se adjunta el cálculo del coeficiente de amortiguamiento requerido para obtener un 20% de amortiguamiento respecto al crítico en la estructura manteniendo el coeficiente constante en los pisos que se adicionan los dispositivos.

Para cumplir con el mismo objetivo, pero utilizando dispositivos con distinto coeficiente en cada piso, los valores requeridos son los presentes en las tablas 25 y 26.

Piso	Masa [ton s ² /m]	Cos θ	Φ _i	Φ _{rj}	∑ m _i * φ _i ²	λ * φ _{rj} ^(1+α) * cos ^(1+α) θ _j	C _i [tonf * $\frac{s}{m}$]
25	685.2	0.792	0.236	0.043	38.3	0.0924	24513.8
23	776.0	0.792	0.194	0.038	29.1	0.0810	21287.8
21	776.0	0.792	0.156	0.034	18.8	0.0697	15939.0
19	776.0	0.792	0.122	0.029	11.5	0.0588	11605.5
17	776.0	0.792	0.093	0.025	6.7	0.0482	8173.7
15	776.0	0.792	0.068	0.020	3.6	0.0383	5527.3
13			0.047	0.016	0.0	0	-
11			0.031	0.012	0.0	0	-
9			0.019	0.009	0.0	0	-
7			0.010	0.006	0.0	0	-
5			0.004	0.003	0.0	0	-
3			0.001	0.001	0.0	0	-
1			0.000	0.000	0.0	0	-

Tabla 25 cálculo del coeficiente de amortiguamiento viscoso edificio de 25 pisos variable en altura.

Piso	Masa [ton s ² /m]	Cos θ	Φ _i	Φ _{rj}	∑ m _i * φ _i ²	λ * φ _{rj} ^(1+α) * cos ^(1+α) θ _j	C _i [tonf * $\frac{s}{m}$]
15	615.6	0.792	0.506	0.073	157.661	0.179238	52083.5
13	683.8	0.792	0.363	0.062	90.559	0.145706	36800.9
11	683.8	0.792	0.245	0.050	41.201	0.112231	21737.4
9	683.8	0.792	0.151	0.037	15.691	0.079966	11618.7
7	0.0	0.792	0.082	0.025	0	0	-
5	0	0.792	0.035	0.015	0	0	-
3	0	0.792	0.010	0.006	0	0	-
1	0	0.792	0.000	0.000	0	0	-

Tabla 26 cálculo del coeficiente de amortiguamiento viscoso edificio de 15 pisos variable en altura

4.2.3 Diseño de diagonales

Para el diseño de diagonales es necesario determinar las solicitaciones que deben resistir estos elementos. En la Tabla 28 se aprecia que los valores obtenidos para las fuerzas viscosas requeridas para lograr un amortiguamiento respecto al crítico de un 20% están muy por sobre los valores admisibles para los dispositivos viscosos presentes en el catálogo de Taylor Inc. [24], de modo que a partir de la disponibilidad de aparatos en el mercado no es posible lograr el amortiguamiento objetivo antes definido. En el caso que fuese posible incluir un dispositivo con tales características, la sollicitación que genera el dispositivo obligaría a modificar la geometría de muros cambiando la estructura, lo cual se aleja al propósito de este trabajo.

DELTA V	ED. 15 pisos	ED. 25 pisos
CCEW 0.51 (m/s)	F_v [tonf]	
	45521	21425
	32164	18606
	18998	13931
	10155	10143
	-	7144
	-	4831

Tabla 27 Fuerza viscosa requerida para un 20% de amortiguamiento

Finalmente para evitar exceder la capacidad de los muros, se escogió del catálogo de Taylor Inc. un amortiguador viscoso con una capacidad máxima de 50 Ton. Y a raíz de recomendaciones presentes en la literatura y en manuales de diseño, se buscará el funcionamiento óptimo de este dispositivo en la reducción de aceleraciones horizontales y disminución de drifts en la estructura de muros. El diseño de diagonales se resume en la tabla 28.

Diseño de la diagonal														
E (kg/cm ²)	21000000	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2">El perfil empleado será:</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>D (m)</td> <td>0.273</td> </tr> <tr> <td>t (m)</td> <td>0.0125</td> </tr> <tr> <td>Ag cm²</td> <td>102</td> </tr> <tr> <td>I (cm⁴)</td> <td>8.7</td> </tr> <tr> <td>i (cm)</td> <td>9.2</td> </tr> </tbody> </table>	El perfil empleado será:		D (m)	0.273	t (m)	0.0125	Ag cm ²	102	I (cm ⁴)	8.7	i (cm)	9.2
El perfil empleado será:														
D (m)	0.273													
t (m)	0.0125													
Ag cm ²	102													
I (cm ⁴)	8.7													
i (cm)	9.2													
f_y (kg/cm ²)	33800													
D (m)	0.273													
t (m)	0.0125													
Φ	0.9													
L (m)	6.9													
P_u (ton)	50.0													
λ_{lim} (cm)	117													
λ (cm)	100													
k	1.0													
i_{req} (cm)	6.9													
F_e (ton/cm ²)	20726.2													
F_{cr} (ton/cm ²)	17079.8	OK NO												
	18176.9													
Ag_{req} (cm ²)	32.5													

Tabla 28 Resumen diseño de diagonales.

Donde:

- E: Módulo de elasticidad del acero.
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.
- D: Diámetro del perfil.
- t: Espesor del perfil.
- L: Largo libre del perfil.
- P_u : Carga axial de diseño.
- λ : Esbeltez.
- K: Factor de longitud efectiva del perfil.
- F_{cr} : Esfuerzo crítico.
- Ag_{req} : Área de acero requerida.

4.3 Diseño ADAS.

4.3.1 Criterio de emplazamiento ADAS.

Para determinar su ubicación dentro del sistema sismoresistente, debido a la naturaleza de activación de estos dispositivos, es que se empleó el registro de Concepción (presenta grandes desplazamientos horizontales) para determinar las diferencias de desplazamiento de entrepiso máximas que se presentan y definir una ubicación que asegure la activación de los dispositivos frente a sismos de severa intensidad.

Los ADAS se activan debido a la diferencia de desplazamientos entre sus puntos de conexión y a partir del análisis realizado en la estructura estudiada, las diferencias de desplazamientos presentadas entre dos pisos consecutivos no son de mayor relevancia. No obstante al dejar un piso intermedio sin conexión se presentan diferencias importantes de desplazamiento, es por ello que a partir de la Figura 67 a), se determina que para la estructura de 25 pisos, los dispositivos deben estar ubicados entre los pisos 15 y 25 y de la Figura 67 b), se determina que para la estructura de 15 pisos, los dispositivos deben estar ubicados entre los pisos 7 y 15.

Para equipar los dispositivos en las distintas estructuras, se considerará una configuración del tipo Chevrón constituida por perfiles tubulares dispuestos en las elevaciones A y M según la planta de estructura tipo (ver ANEXO 3), usando un dispositivo cada dos pisos en cada eje con la finalidad de evitar fenómenos de torsión en la estructura [23].

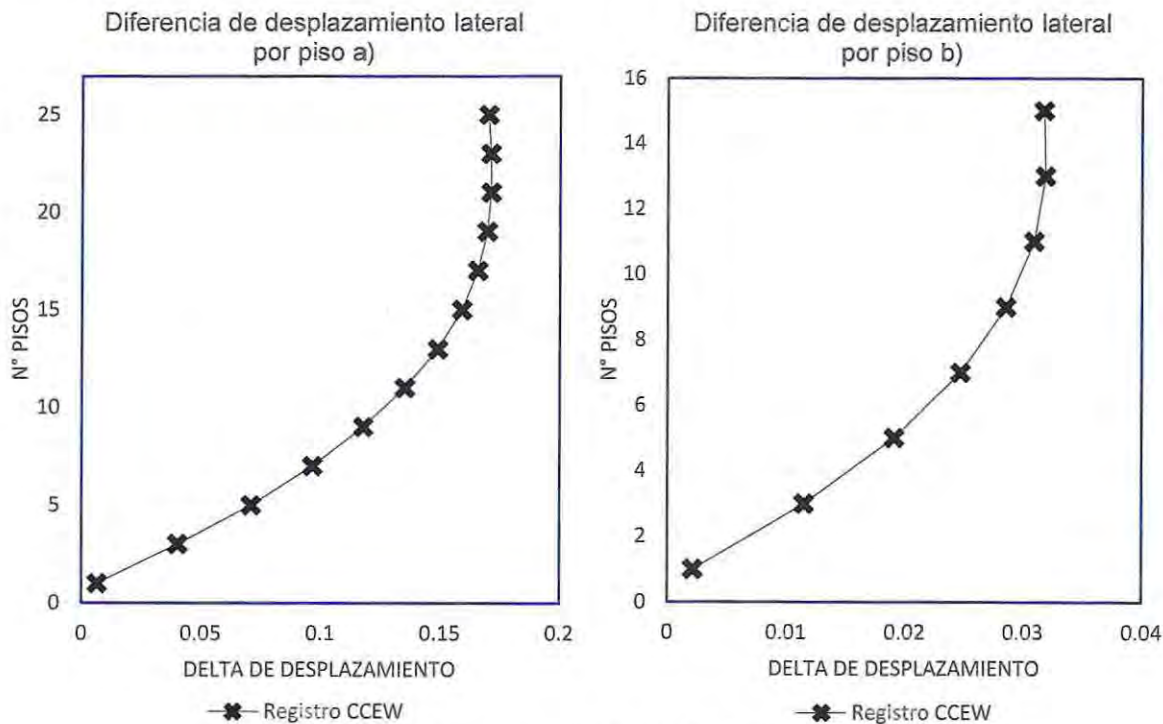


Figura 67 Delta de desplazamiento lateral a) Edificio 25 pisos, b) Edificio 15 pisos.

4.3.2 Cortes de activación y su distribución en altura

Una vez incorporado el dispositivo ADAS al sistema estructural, la máxima energía disipada ocurre cuando se alcanza una relación entre el período de la estructura equipada T_b y el período del sistema estructural inicial T_u cercano al 0,4 [5], en donde los esfuerzos de corte de activación del dispositivo deben mantenerse en un rango de magnitudes tal, que evite la activación temprana del dispositivo o en el caso opuesto, un exceso de rigidez, ya que esto podría traducirse en la inoperancia del dispositivo ante un sismo severo. Para asegurar el correcto funcionamiento del ADAS, se emplea la formulación presente en el capítulo 3 del presente documento y su función es determinar magnitudes para los cortes de activación de los dispositivos, basándose en la aceleración máxima alcanzada por el suelo, el peso de la estructura, el período objetivo al cual se desea llevar a la estructura y el período fundamental de mayor masa traslacional. Al considerar estas variables dinámicas de la estructura, es que se obtiene una magnitud la cual es posible repartir a lo largo de la altura de la estructura, basándose en diversos criterios los cuales quedan sujetos a las consideraciones de quien diseña. Para resumir este proceso, se presenta a continuación Las Tablas 29 y 30 con el resumen de los cálculos y parámetros utilizados.

Cálculo corte de activación ADAS 25 pisos			
T_g (seg)	0.5		
T_u (seg)	2		
REL	0.4		
T_b (seg)	0.8		
N_f	25		T_g/T_u
Q	3.4765	Tg/Tu<1	0.25
	13.807	Tg/Tu>1	
δ	39°		
a_g/g	0.4		
V_0 (ton)	2669.952		
P/g	1920		
$V_{actv.}$ (ton)	111		

Tabla 29 Tabla resumen de cálculo de corte de activación de ADAS ED. 25 pisos.

Cálculo corte de activación ADAS 15 pisos			
T_g (seg)	0.5		
T_u (seg)	0.912		
REL	0.4		
T_b (seg)	0.365		
N_f	15		T_g/T_u
Q	4.6	Tg/Tu<1	0.55
	8.4	Tg/Tu>1	
δ	39°		
a_g/g	0.4		
V_0 (ton)	1912.3		
P/g	1030		
$V_{actv.}$ (ton)	120		

Tabla 30 Tabla resumen de cálculo de corte de activación de ADAS ED. 15 pisos.

Donde:

- T_g : Período fundamental del movimiento del suelo.
- T_u : Período de la estructura no arriostrada.
- REL : Cociente entre el período de la estructura arriostrada y la no arriostrada.
- T_b : Período fundamental de la estructura arriostrada.
- N_f : Número de pisos de la estructura o número de losas.
- Δ : Ángulo de inclinación de las diagonales.
- V_0 : Corte de activación a distribuir según el N° de dispositivos.
- $V_{actv.}$: Corte de activación para el ADAS.
- a_g : Aceleración del suelo.
- g : Aceleración de gravedad.
- Q : Coeficiente de corte de activación.

4.3.3 Diseño y dimensionamiento del ADAS

A partir de la magnitud del esfuerzo de corte de activación del dispositivo, es posible realizar el dimensionamiento de las placas que lo conforman, asegurando un ancho mínimo $b_{mín}$ tal que asegure que la placa fluya al corte y que la deformación de fluencia sea alcanzada por el dispositivo ante un sismo de severa intensidad.

En cuanto al diseño de las diagonales, es de suma importancia que estas aseguren una resistencia tal que garantice que los dispositivos fluyan y estas se mantengan elásticas para asegurar la incursión no lineal únicamente en el dispositivo ADAS. En las Tablas 31 y 32, se resume los valores empleados para el dimensionamiento de cada placa para ambas estructuras acorde a la forma tipo expuesta en la Figura 68.

Dimensionamiento del dispositivo Ed. 25 pisos			
h (m)	0.7		
h' (m)	0.1		
d (m)	0.018		
N° placas	20		
N° disp.	6		
f_y (ton/m ²)	42000		
F_{sl} (ton)	71.6		
$V_{actv.}$ (ton)	111		
$V_{placa.}$ (ton)	5.56		
M_{placa} (ton * m)	2.0		
$b(x)$ (m)	0.60		$b_{mín}$ (m)
	0.30		
	0.012		
	0.30		
	0.60		
		0.012	

Tabla 31 Dimensionamiento ADAS ED. 25 pisos

Dimensionamiento del dispositivo Ed. 15 pisos		
h (m)	0.6	
h' (m)	0.1	
d (m)	0.012	
N° placas	37	
N° disp.	4	
f_y (ton/m ²)	42000	
F_{si} (ton)	76.9	
$V_{actv.}$ (ton)	120	
$V_{placa.}$ (ton)	3.23	
M_{placa} (ton * m)	1.0	
$b(x)$ (m)	0.60	
	0.30	
	0.010	0.010
	0.30	
	0.60	

Tabla 32 Dimensionamiento ADAS ED 15 pisos.

Donde:

h : Altura libre de la placa.

h' : Borde de conexión de la placa.

d : Espesor de la placa.

N° placas: Número de placas en cada dispositivo.

N° disp.: Número de dispositivos empleados por elevación.

f_y : Esfuerzo de fluencia del metal utilizado.

F_{si} : Fuerza transmitida por las diagonales ante la activación del ADAS.

$V_{actv.}$: Esfuerzo de corte de activación del dispositivo ADAS.

$V_{placa.}$: Esfuerzo de corte de fluencia de la placa.

M_{placa} : Momento al cual es sometida la placa ante la fluencia debido al esfuerzo de corte.

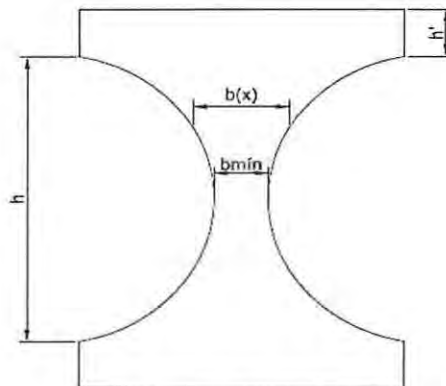


Figura 68 Placa tipo ADAS (Adaptada de [5])

Cabe destacar que al momento de calcular el corte de activación requerido para la estructura, se consideró una relación de periodos óptima con la cual se obtuvo el corte de activación que será repartido en altura sin que esto afecte de manera importante el resultado, debido a que en las zonas en que se implementaron los dispositivos, las demandas de desplazamiento lateral prácticamente se mantienen constantes, por lo que el dimensionamiento del dispositivo ADAS se realizó pensando en que cada aparato tendría un número constante de placas.

Una vez dimensionada la placa, los dispositivos ADAS tendrán las características que se adjuntan en la Tabla 33 cumpliendo con una deformación de fluencia cercana al 0.002 de la altura de entrepiso, para evitar así que las placas alcancen deformaciones plásticas ante eventos sísmicos de baja intensidad, asegurando que funcionen exclusivamente en sismos de intensidad.

Variable	Ed 25 pisos	Ed 15 pisos
E (ton/m ²)	21000000	21000000
I (m ⁴)	0.00000015	0.000000049
K_{placa} (tonf/m)	940.5	555.1
K_{ADAS}	18810.1	20540.2
Δy (m)	0.0059	0.0058

Tabla 33 Rigidez equivalente del ADAS.

Donde:

K_{placa} : Rigidez lateral aportada por la placa al sistema estructural.

Δy : Deformación de fluencia de la placa.

K_{ADAS} : Rigidez del dispositivo ADAS.

Las diagonales empleadas serán del mismo perfil seleccionado para el amortiguador viscoso ya que cumplen con las condiciones mencionadas en el punto anterior y los cálculos se resumen en la Tabla 34.

Diseño de diagonal		
E (ton/cm ²)	21000000	21000000
f_y (ton/cm ²)	33800	33800
D (m)	0.2191	0.2191
t (m)	0.0125	0.0125
Φ	0.9	0.9
L (m)	6.9	6.9
V_u (ton)	120	111
δ°	39	39
P_u (ton)	77.2	71.4
λ_{lim}	117	117
λ	100	100
k	1.0	1
r (cm)	6.9	6.9
F_e (ton/cm ²)	20726.2	20726.2
F_{cr} (ton/cm ²)	17079.8	17079.8
	18176.9	18176.9
A_g (cm ²)	50.2	46.5

El perfil empleado será:	
D (m)	0.2191
t (m)	0.00125
A (cm ²)	81.1
I (cm ⁴)	4350
i (cm)	7.32

Tabla 34 Resumen de diseño de diagonales

5 CAPÍTULO V

5 Análisis no lineal

En este capítulo se realizará un análisis dinámico tiempo-historia mediante el software RUAUMOKO 2D [9], con el que se someterá a la estructura diseñada bajo los requerimientos de la normativa vigente en Chile a solicitaciones dinámicas, considerando la pérdida de rigidez y agrietamiento debido al ciclaje sísmico, donde la dirección de análisis de interés en este trabajo, corresponde a la orientación en que están emplazados los dispositivos de disipación de energía.

Para obtener las solicitaciones de corte, momento, carga axial y demandas de desplazamiento en la estructura, se emplearán los registros sísmicos de aceleraciones provenientes del terremoto del Maule de 27 de febrero del 2010 en las ciudades Concepción, Constitución y Viña del mar.

Adicional a esto, se evaluará el comportamiento de los dispositivos de disipación de energía históricos y viscosos y la respuesta de la estructura equipada con los dispositivos (drifts, aceleraciones horizontales, solicitaciones e incursión no lineal).

5.1 Parámetros del modelo

Con la finalidad de simplificar el modelo, se considerará solo una dirección de análisis, la cual se modelará en 2D considerando la mitad del eje resistente del edificio y la mitad de la masa respectivamente. Esto es posible debido a que la planta de la estructura en estudio es totalmente simétrica de modo que queda libre de todo tipo de efecto torsional.

5.1.1 Curvas esfuerzo deformación

Para analizar la respuesta histerética, se utilizan las curvas idealizadas momento-curvatura de los elementos utilizando las siguientes consideraciones:

- El acero tendrá un comportamiento elasto-plástico según la curva idealizada del acero, sin considerar efectos de endurecimiento debido a deformaciones según Figura 70.
- El hormigón tendrá un comportamiento según la relación propuesta por Hognestad para hormigón no confinado según Figura 69.

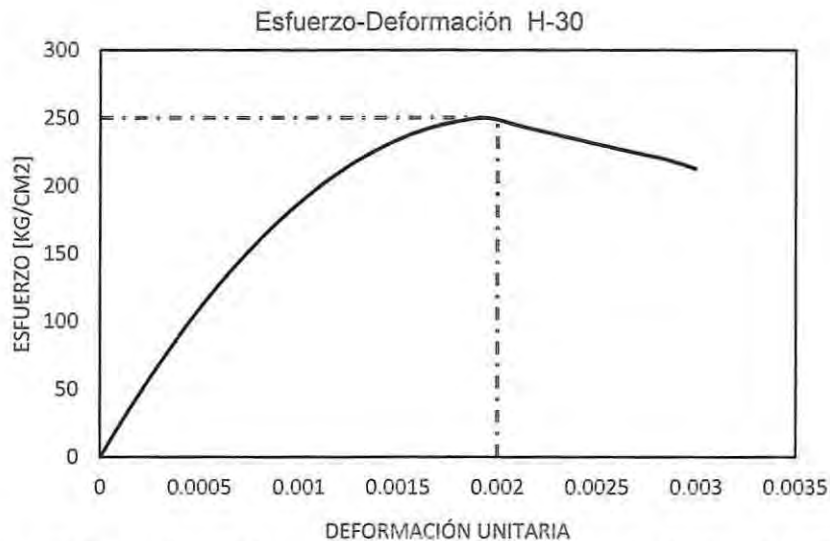


Figura 69 Curva esfuerzo-deformación unitaria del hormigón no confinado adaptada de [24]

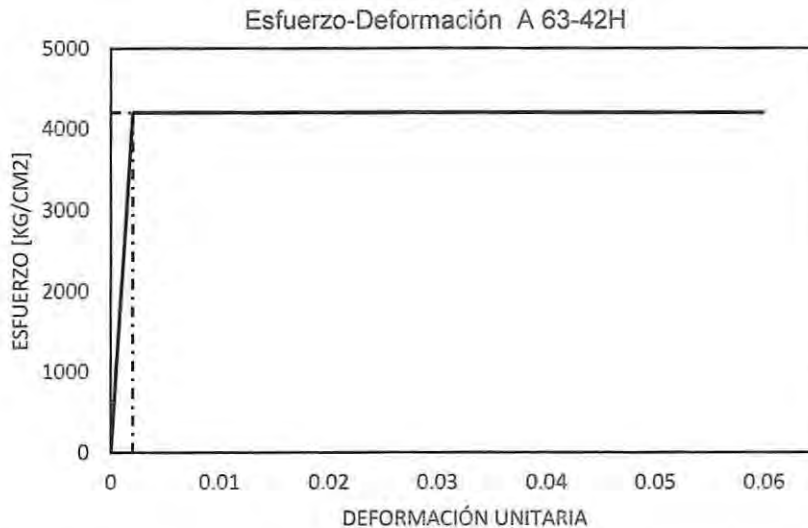


Figura 70 Idealización de la Curva esfuerzo-deformación unitaria del acero adaptada de [23]

5.1.2 Elementos empleados

Para la modelación de elementos verticales (columnas, muros), se utilizaron elementos tipo frame los cuales dentro de sus propiedades no incluyen información asociada a su nivel de carga axial, sin embargo al incluir el comportamiento no lineal del elemento mediante su relación momento-curvatura se incluye de manera implícita el nivel de carga axial. Esto es posible, debido a que el sistema estructural en la dirección de análisis contiene vigas largas las cuales no se caracterizan por tener grandes esfuerzos de corte, por lo tanto la variación que genera la interacción de estas con cualquier elemento vertical en términos de carga axial es mínima.

El comportamiento de los elementos frame empleados se caracterizan mediante el momento nominal en los extremos como se aprecia en la Figura 71, en donde se concentra la plasticidad en sus extremos, dejando un comportamiento elástico a media luz.

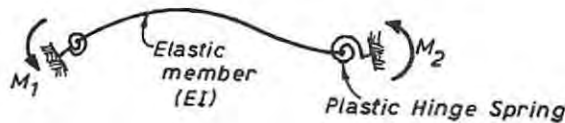


Figura 71 Modelo de comportamiento elementos frame según Giberson [9].

Para modelar los disipadores del tipo histerético ADAS, se utilizó elementos tipo Spring, los cuales son capaces de describir correctamente el comportamiento plástico de un dispositivo de fluencia como los requeridos para este trabajo, los cuales tienen miembros rígidos en sus extremos, dejando un núcleo con flexibilidad la cual suple la incorporación de un dispositivo de disipación de energía como el descrito en el capítulo 3 del presente documento y sus elementos se muestran en la Figura 72. Cabe destacar que para este trabajo, se utilizó un spring sin restricción al giro fuera de su plano y únicamente con rigidez en su plano de acción para evitar efectos no deseados fuera de la dirección de análisis definida.

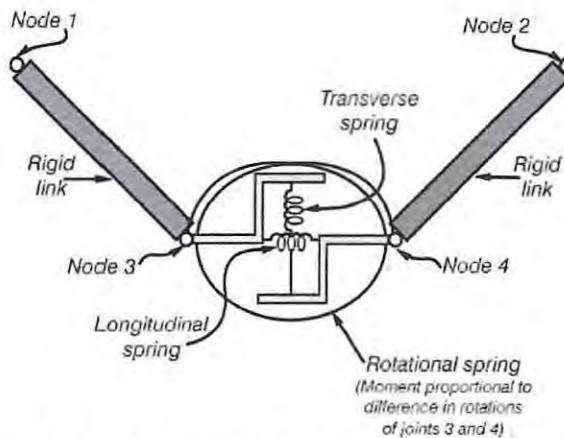


Figura 72 Elemento tipo Spring y sus miembros [9].

Para modelar los dispositivos del tipo viscoso, se utilizó elementos del tipo Damper, los cuales son capaces de incorporar amortiguamiento a la estructura sin rigidizarla acorde al interés de este trabajo, de modo que permite modelar correctamente dispositivos de disipación del tipo viscoso. Las partes de este tipo de elementos se presentan en la figura 73.

Cabe destacar que al modelar el dispositivo, solo se consideró el efecto para el grado de libertad longitudinal al elemento con un ángulo de inclinación según lo descrito en el capítulo IV del presente documento y toda propiedad fuera de esa orientación de análisis que pudiera alterar el comportamiento dinámico de la estructura se consideró cero.

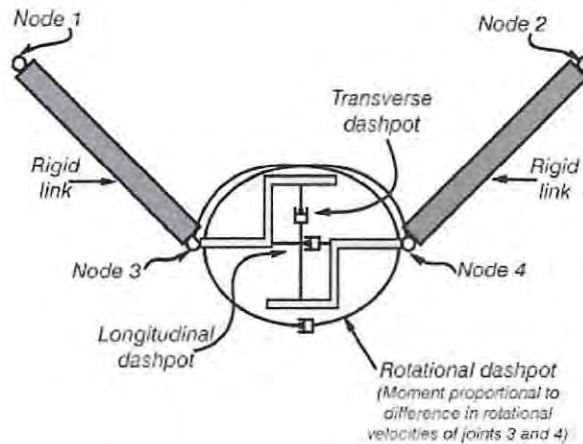


Figura 73 Elemento tipo Damper y sus miembros [9].

5.1.3 Reglas de histéresis

Tras definir las propiedades mecánicas de los materiales, es necesario definir la regla histerética que regirá el comportamiento no lineal de cada elemento considerando degradación de rigidez producto del agrietamiento.

Para esto se empleará la regla histerética de TAKEDA modificada en columnas y muros rectangulares debido a que su comportamiento bi-lineal tiene un muy buen resultado en elementos simétricos como los referidos y está definido por los parámetros presentes en la figura 74 [25], en donde α corresponde al exponente de la variación potencial entre la rigidez inicial respecto a la

rigidez efectiva en la rama descendiente y β corresponde al parámetro que controla la degradación de rigidez post-fluencia.

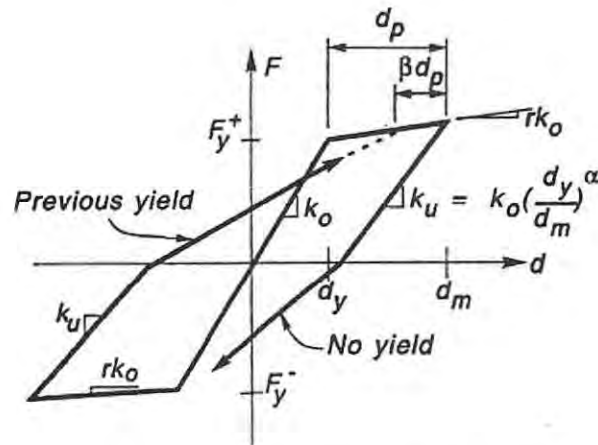


Figura 74 Regla histerética TAKEDA modificada [9].

Para muros asimétricos con secciones T y L, se utilizará la regla histerética definida por SINA, ya que esta regla tiene un excelente ajuste con respecto a ensayos realizados a muros con secciones asimétricas del tipo T o L como los presentes en este trabajo [25].

Esta regla está definida en la figura 75, en donde el parámetro r , corresponde a la variación de la rigidez post-fluencia, α corresponde a la variación de rigidez post-agrietamiento, k_u es la rigidez de la rama descendiente, F_{cr} corresponde al esfuerzo de agrietamiento y el F_{cc} utilizado corresponde a 1.2 veces el esfuerzo de fluencia, el cual corresponde al esfuerzo de cierre de grieta.

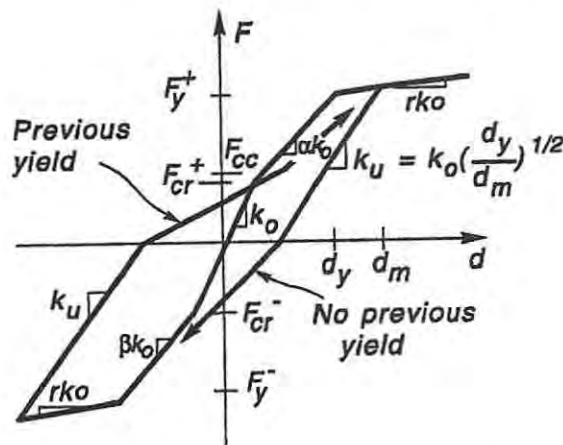


Figura 75 Regla histerética Tri-lineal SINA [9].

Finalmente la regla histerética utilizada para los dispositivos de disipación del tipo histerético fue la elasto-plástica, debido a que para efectos de este análisis, esta regla simplificada cumple con lo requerido, ya que no interesa analizar efectos de endurecimiento en el dispositivo ADAS, solo la energía que este libera una vez que fluye como se aprecia en la Figura 76.

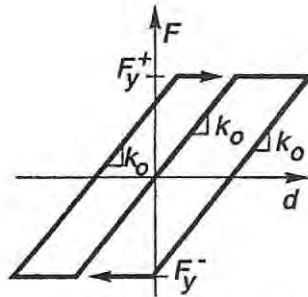


Figura 76 Regla histérica elasto-plástica. [9].

5.1.4 Estimación parámetros de histéresis

Para la correcta simulación del comportamiento histérico en muros y columnas, es necesario estimar correctamente los parámetros inherentes a cada regla de histéresis definida en 5.1. Verificando que los valores obtenidos a partir de la relación momento-curvatura se encuentren dentro de los rangos conocidos en sus magnitudes, en las tablas 35 y 36 se presentan los valores obtenidos para dichos parámetros, los cuales cumplen con las recomendaciones publicadas [26]. Sin embargo, al momento de validar los resultados obtenidos mediante este análisis no lineal, se presentaron errores en el registro de las aceleraciones horizontales absolutas de la estructura, lo cual se atribuye a un problema en el cálculo del parámetro F_{cc} vinculado al tramo que conecta cada ciclo de histéresis que rige la degradación de rigidez de las secciones de muro, ante lo cual se utilizó el trabajo realizado por Alejandro M [27] en donde a diferencia de otros autores quienes aseguran que el valor de F_{cc} se acerca a 1.2 veces el momento de fluencia, considera que para la misma regla histérica estos parámetros en muros asimétricos C y T tienen un mejor ajuste cuando F_{cc} está cerca de 0.8 veces la fluencia más baja.

Resumen muro T			
M_y [t-m]	RF	α	β
7358.036	0.01	0.174	—
-13587	—	—	0.201
$F_{cr+}=M_{a+}$	3600	$F_{cc} (i)+$	5886
$F_{cr-}=M_{a-}$	-7541	$F_{cc} (i)-$	-5886

Resumen muro L1			
M_y [t-m]	RF	α	β
11799	0.012	0.259	—
-10585	—	—	0.345
$F_{cr+}=M_{a+}$	5137	$F_{cc} (i)+$	8468
$F_{cr-}=M_{a-}$	-4321	$F_{cc} (i)-$	-8468

Resumen muro L2			
M_y [t-m]	RF	α	β
1112.2931	0.04	0.19	—
-2183	—	—	0.79
$F_{cr+}=M_{a+}$	454	$F_{cc} (i)+$	1746
$F_{cr-}=M_{a-}$	-662	$F_{cc} (i)-$	-1746

Tabla 35 Resumen parámetros de histéresis en edificio de 25 pisos

Resumen muro T			
M_y [t-m]	RF	α	β
5084.1995	0.00064	0.290	—
-9500	—	—	0.282
$F_{cr+}=M_a+$	1856	$F_{cc}(i)+$	4067
$F_{cr-}=M_a-$	-3682	$F_{cc}(i)-$	-4067

Resumen muro L1			
M_y [t-m]	RF	α	β
8441.8605	0.010	0.346	—
-7732	—	—	0.326
$F_{cr+}=M_a+$	2686	$F_{cc}(i)+$	6186
$F_{cr-}=M_a-$	-2791	$F_{cc}(i)-$	-6186

Resumen muro L2			
M_y [t-m]	RF	α	β
1072.7757	0.005	0.49	—
-2358	—	—	0.28
$F_{cr+}=M_a+$	447	$F_{cc}(i)+$	1886
$F_{cr-}=M_a-$	-1243	$F_{cc}(i)-$	-1886

Tabla 36 Resumen parámetros de histéresis en edificio de 15 pisos

5.2 Registros de aceleración

Como se mencionó en el punto 5, para verificar el comportamiento tanto de la estructura equipada con los dispositivos de mitigación sísmica como también la convencional, el sistema estructural será sometido a tres registros de aceleraciones los cuales se presentan a continuación:

- I) Constitución.

La aceleración máxima alcanzada en este registro fue de $6.14 [m/s^2]$ y corresponde a la componente 3 medido en la estación Constitución, la cual se presenta en la figura 77

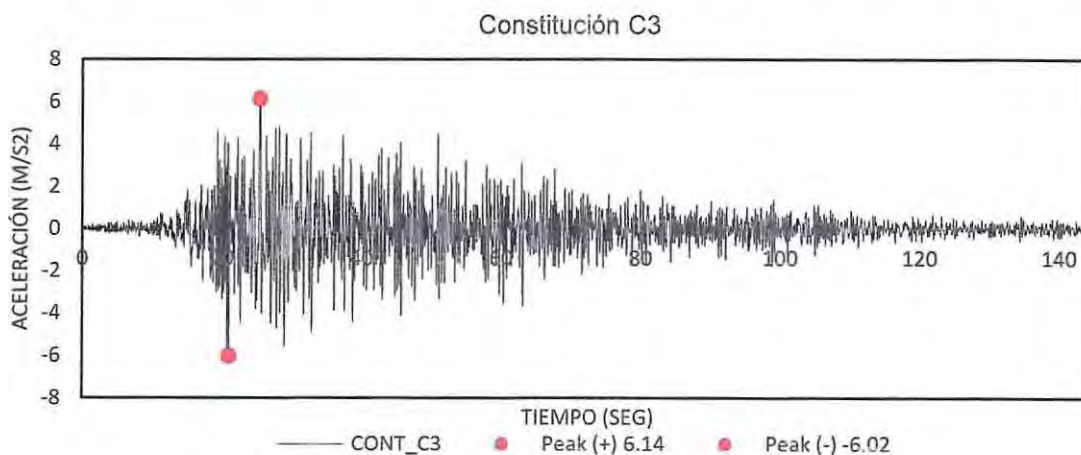


Figura 77 Registro Constitución componente 3 evento sísmico Maule 2010

II) Concepción

La aceleración máxima alcanzada en este registro fue de 3.3 [m/s²] y corresponde a la componente E-O medido en la estación Concepción centro, la cual se presenta en la figura 78.

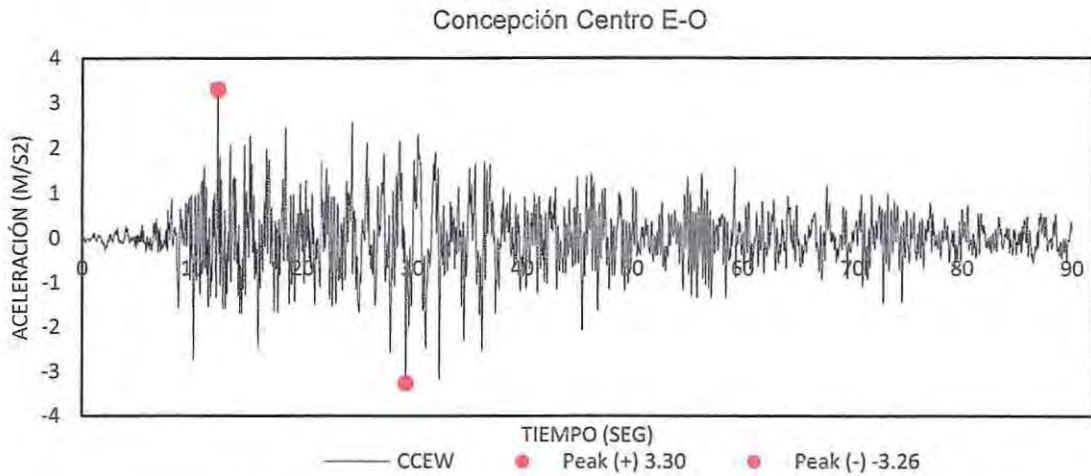


Figura 78 Registro Concepción centro EW evento sísmico Maule 2010

III) Viña del mar

La aceleración máxima alcanzada en este registro fue de 3.15 [m/s²] y corresponde a la componente E-O medida en la estación Marga Marga, la cual se presenta en la figura 79

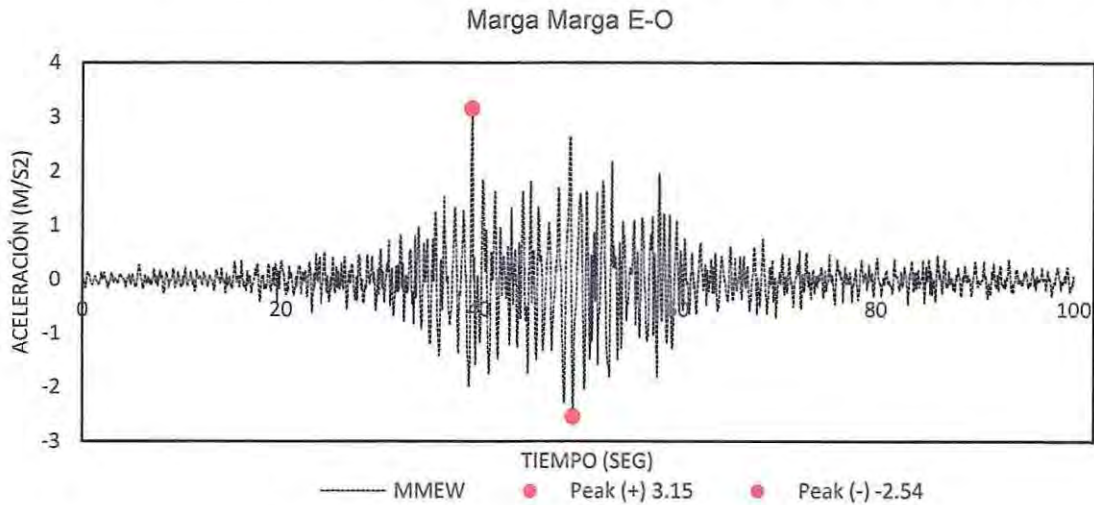


Figura 79 Registro Marga Marga EW evento sísmico Maule 2010

5.3 Análisis de resultados

En esta sección, se muestran los resultados obtenidos tras realizar el análisis no lineal para cada registro a ambas estructuras.

Para evaluar los efectos potenciales producido por el incremento de la razón de amortiguamiento crítico en la estructura, se empleó el espectro inelástico asociado a cada registro para una demanda de ductilidad de desplazamiento igual a la que posee el muro de menor capacidad de deformación que constituye el eje sismo resistente en la dirección de análisis.

En la Tabla 37 se resume los desplazamientos de techo obtenidos del análisis no lineal de la estructura además de las demandas de ductilidad de desplazamiento en donde se consideró como representativo el muro L1 debido a que es el muro que presenta una menor capacidad de ductilidad de desplazamiento con respecto al resto de elementos verticales que constituyen el eje sismo resistente de la estructura. En donde la deformación de fluencia fue considerada como:

$$\delta_y = \left(\frac{11}{40}\right) * \phi_e * H_w^2.$$

Desplazamiento de techo		Hw (m)	Φe (rad/m) Muro L1		δ _y (m)	Ductilidad De desplazamiento
			0°	180°		
CCEW	0.650	70 (25P)	0.00045	0.00037	0.50	1.2
	0.619	42 (15P)	0.00039	0.00033	0.16	3.9
MMEW	0.435	70 (25P)	0.00045	0.00037	0.50	1.0
	0.314	42 (15P)	0.00039	0.00033	0.16	2.0
CONT_C3	1.083	70 (25P)	0.00045	0.00037	0.50	1.9
	0.399	42 (15P)	0.00039	0.00033	0.16	2.5

Tabla 37 Demanda de ductilidad de desplazamiento en muro de menor capacidad de deformación en la dirección de análisis.

I) Espectros inelásticos de aceleración y desplazamiento Concepción Centro.

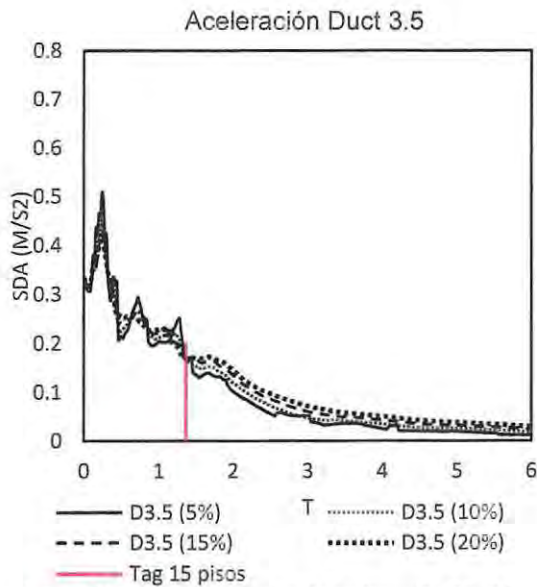


Figura 80 Espectro inelástico de aceleración ED 15 pisos CCEW [28].

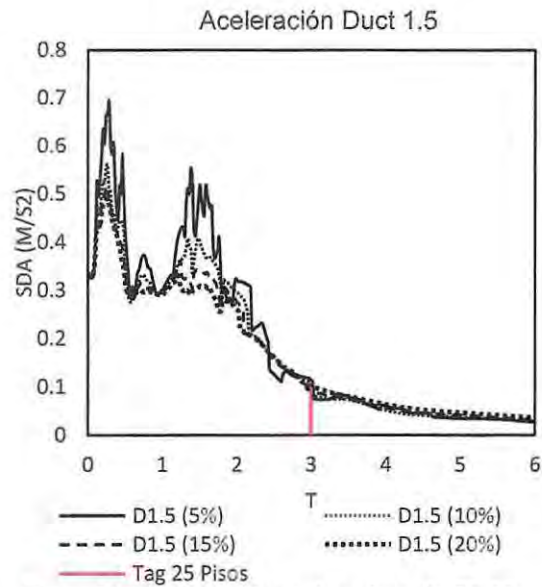


Figura 81 Espectro inelástico de aceleración ED 25 pisos CCEW [28].

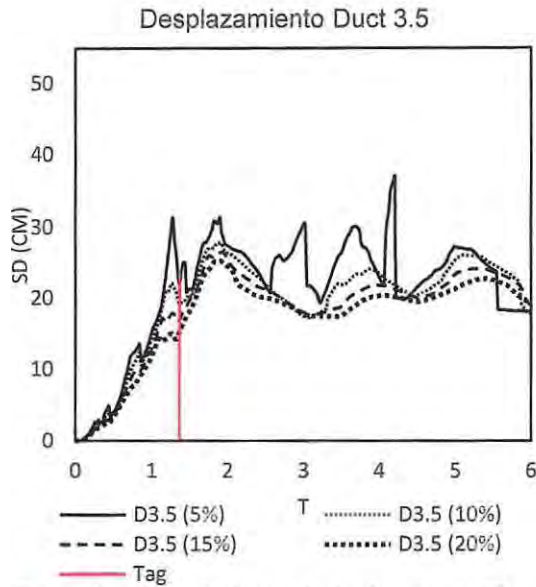


Figura 82 Espectro inelástico de desplazamiento ED. 15 pisos CCEW [28].

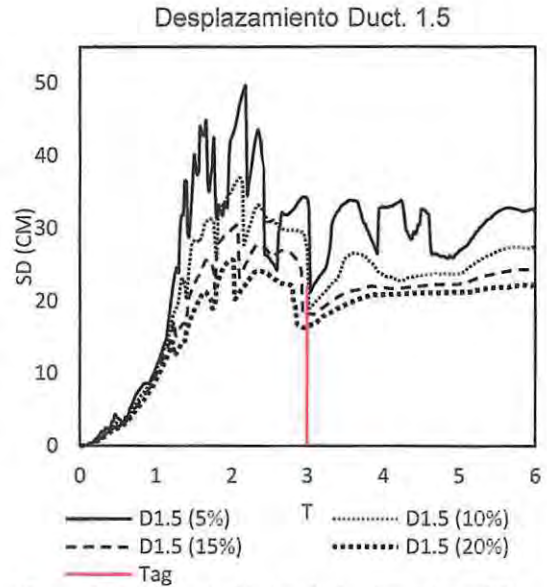


Figura 83 Espectro inelástico de desplazamiento ED. 25 pisos CCEW [28].

Para este registro, desde el punto de vista de las aceleraciones, la posible disminución al aumentar la razón de amortiguamiento en la estructura de 25 pisos, es nula y en el caso de la estructura de 15 pisos es muy baja, sin embargo desde el punto de vista de los desplazamientos; En la estructura de 15 pisos se nota una importante reducción al ir aumentando en un 5% la razón de amortiguamiento; sin embargo en el caso de la estructura de 25 pisos, a medida que nos acercamos a los $T=3$ (s), existe una zona de bajas respuesta en donde todas las curvas permanecen prácticamente sin diferencia alguna.

II) Espectros inelásticos de aceleración y desplazamiento Marga Marga.

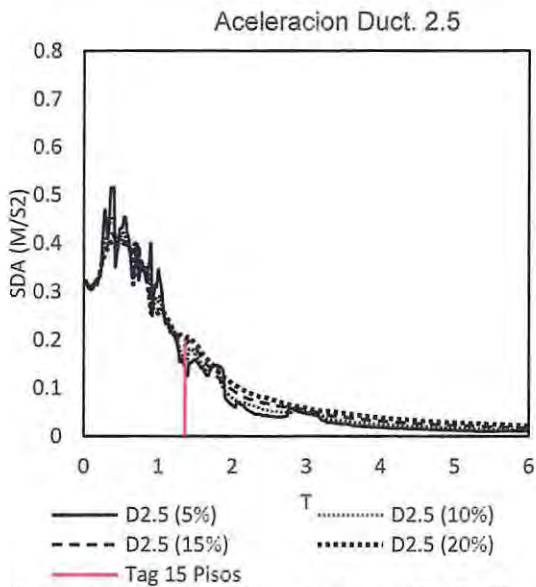


Figura 84 Espectro inelástico de aceleración ED. 15 pisos MMEW [28].

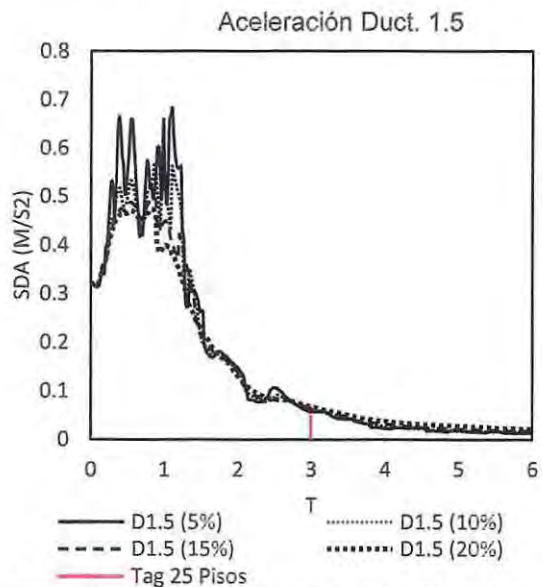


Figura 85 Espectro inelástico de aceleración ED. 25 pisos MMEW [28].

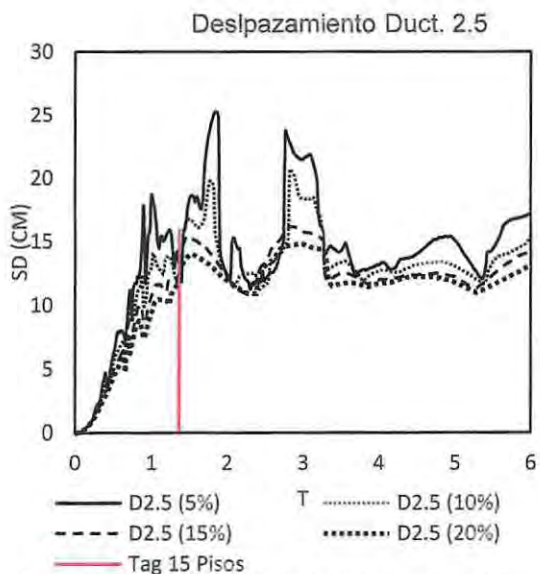


Figura 86 Espectro inelástico de desplazamiento ED. 15 pisos MMEW [28].

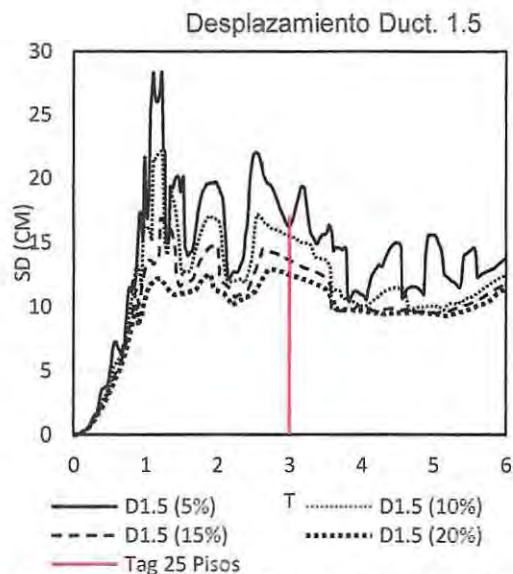


Figura 87 Espectro inelástico de desplazamiento ED. 25 pisos MMEW [28].

Para este registro, desde el punto de vista de las aceleraciones, la posible disminución al aumentar la razón de amortiguamiento en la estructura de 25 pisos es nula y en la de 15 pisos la disminución alcanza a llegar a un 20% al aumentar la razón de amortiguamiento a un 20% respecto al crítico; sin embargo tras lo explicado en el capítulo 4, dicho valor no es posible para este tipo de estructuraciones compuestas por muro. Desde el punto de vista de los desplazamientos, para ambas estructuras existe una disminución importante al aumentar el amortiguamiento, alcanzando un 23% para la estructura de 15 pisos y un 33% para la de 25 pisos. Sin embargo dado que las respuestas en general obtenidas para este registro son bajas, no existe mayor incentivo para incorporar este tipo de dispositivos para registros de esta magnitud.

III) Espectros inelásticos de aceleración y desplazamiento Constitución.

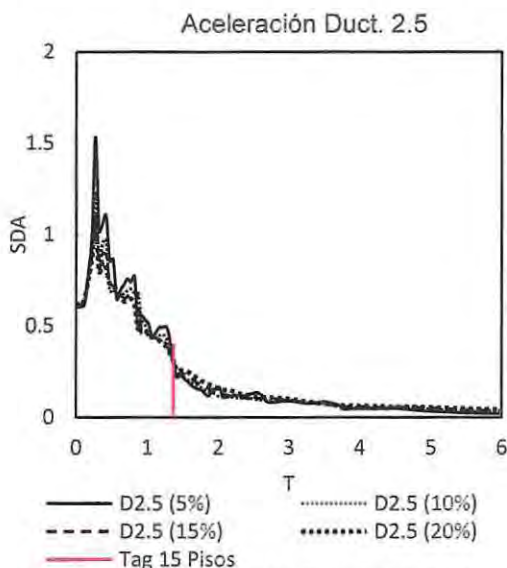


Figura 88 Espectro inelástico de aceleración ED. 15 pisos CNC3 [28].

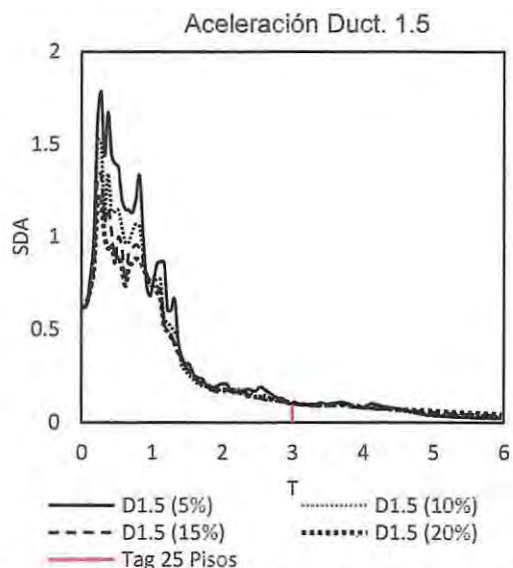


Figura 89 Espectro inelástico de aceleración ED. 25 pisos CNC3 [28].

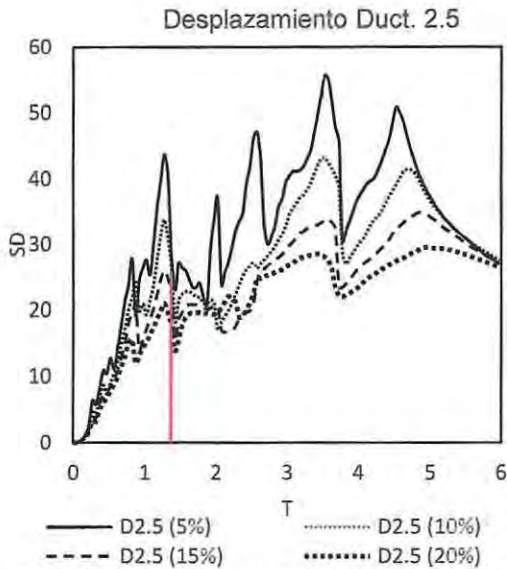


Figura 90 Espectro inelástico de desplazamiento ED. 15 pisos CNC3 [28].

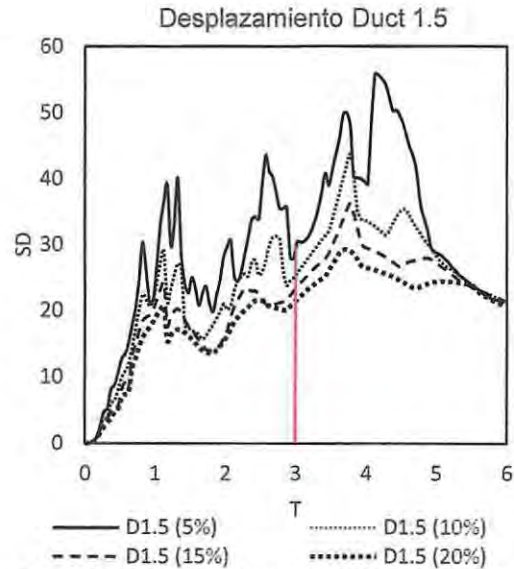


Figura 91 Espectro inelástico de desplazamiento ED. 25 pisos CNC3 [28].

En este caso, al observar los espectros de aceleraciones, para ambas estructuras no existe disminución alguna y desde el punto de vista de los desplazamientos, en la estructura de 25 pisos hay una disminución en los desplazamientos que podría considerarse despreciable. Sin embargo en el edificio de 15 pisos la disminución llega a un 38% al subir de un 5% de amortiguamiento respecto al crítico a un 15% el cual es bastante más cercano de lo que es posible adicionar a una estructura compuesta por muros de hormigón armado.

Adicionalmente en la estructura de 25 pisos, tras verificar las demandas ductilidad de desplazamiento, se aprecia que para los registros de Concepción Centro y Marga Marga es casi nula dando a entender que la respuesta de la estructura es casi elástica y en el caso de Constitución la demanda de ductilidad de desplazamiento es muy baja por lo que resulta claro que con la capacidad de deformación elástica de la estructura es posible cumplir con las solicitaciones y en el caso de Constitución, la incursión no lineal sería mínima.

Tras estos antecedentes, es posible asegurar que incluir dispositivos de esta naturaleza en una estructura de 25 pisos como la utilizada para el análisis no es efectivo para el propósito enunciado en el capítulo 1 (Disminución de: aceleraciones horizontales y desplazamientos relativos de entrepiso) y desde el punto de vista de daños, la incursión no lineal es tan baja que es posible asegurar que los daños serán menores. Por este motivo, es que se continuará el análisis únicamente con la estructura de 15 pisos en donde se buscará el punto óptimo de funcionamiento para los dispositivos ya mencionados.

Para el caso de la estructura de 15 pisos de altura, el potencial beneficio que se presenta al variar la razón de amortiguamiento crítico en la estructura se aprecia para los registros de mayor relevancia en donde es posible notar que los desplazamientos disminuyen de manera importante, no así las aceleraciones, dando a entender que el óptimo sugerido busca minimizar únicamente las deformaciones, dejando de lado las aceleraciones horizontales.

5.3.1 Amortiguador viscoso

Para realizar la búsqueda del comportamiento óptimo de este tipo de dispositivos, se utilizó un amortiguador viscoso cuya fuerza viscosa máxima no generara problemas al diseño estructural

existente (en este caso se empleó el amortiguador viscoso de 50 ton de capacidad), además de esto, se utilizó distintos valores para el exponente de la velocidad en la expresión analítica que rige el comportamiento del amortiguador viscoso, es decir, se utilizaron distintos dispositivos los cuales se rigen según la Figura 92.

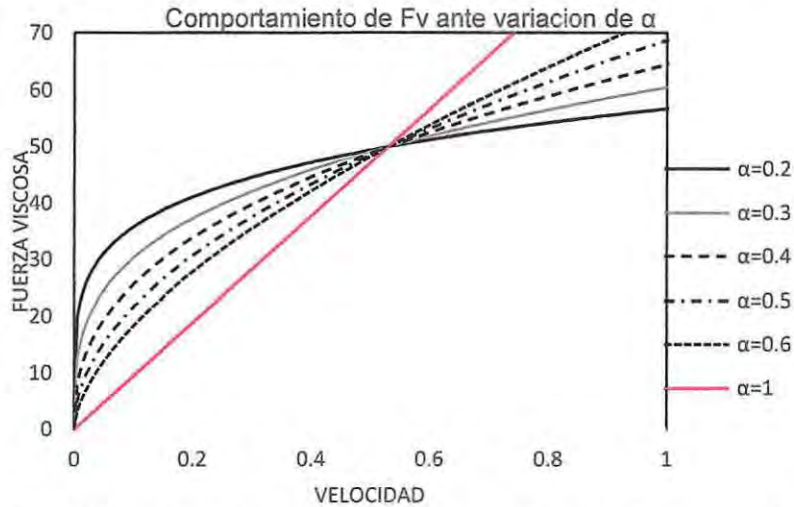


Figura 92 Fuerza versus Velocidad para el amortiguador viscoso de capacidad 50 ton.

I) Desplazamientos horizontales

En las figuras 93, 94 y 95; se presentan los desplazamientos laterales máximos obtenidos del análisis no lineal para cada uno de los registros, comparando las estructuras analizadas ante los distintos valores de α utilizados con la estructura convencional.

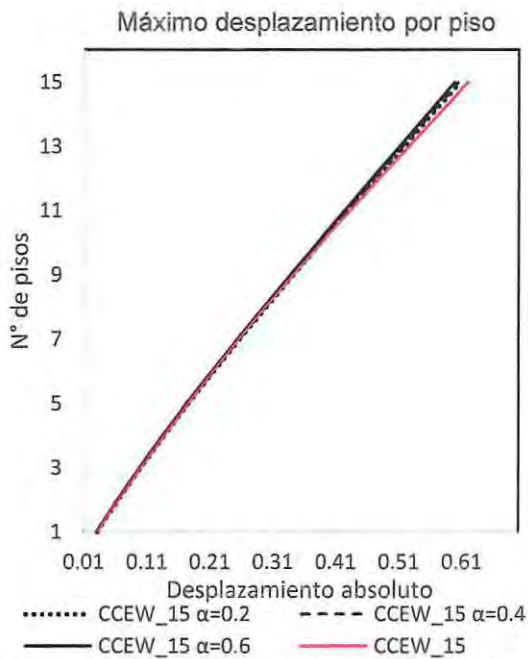


Figura 93 Desplazamiento absoluto por piso CCEW.

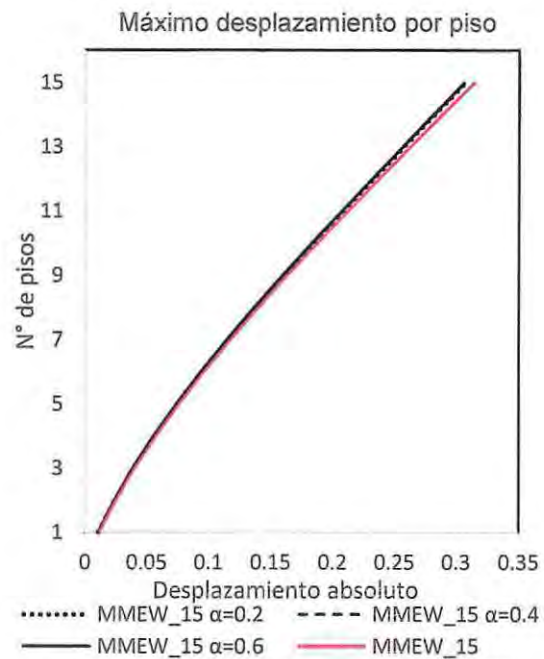


Figura 94 Desplazamiento absoluto por piso MMEW.

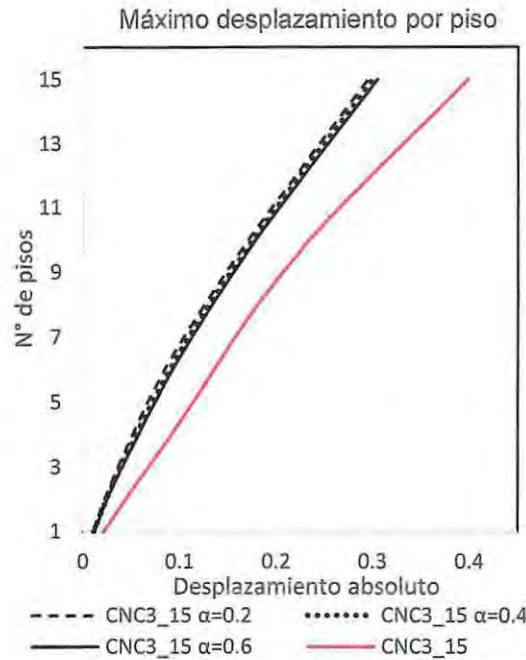


Figura 95 Desplazamiento absoluto por piso CONT_C3.

Para este caso, la disminución de desplazamientos horizontales por piso no tiene una mayor relevancia con la excepción de la respuesta obtenida ante el registro de Constitución. En donde podemos apreciar que se alcanzó un 25% de reducción respecto a la estructura convencional, no obstante la diferencia entre las respuestas de las estructuras con distintos valores de α no tiene una magnitud significativa entre una y otra, sin embargo si es posible apreciar un patrón el cual nos dice que a mayor α , menor es la reducción de desplazamiento lateral.

II) Desplazamientos relativos (Drifts)

En las figuras 96, 97 y 98; se presentan los máximos valores obtenidos del análisis no lineal para los desplazamientos relativos de entrepiso de cada estructura tanto convencional como la estructura equipada con el amortiguador viscoso para distintos valores de α ante los registros utilizados.

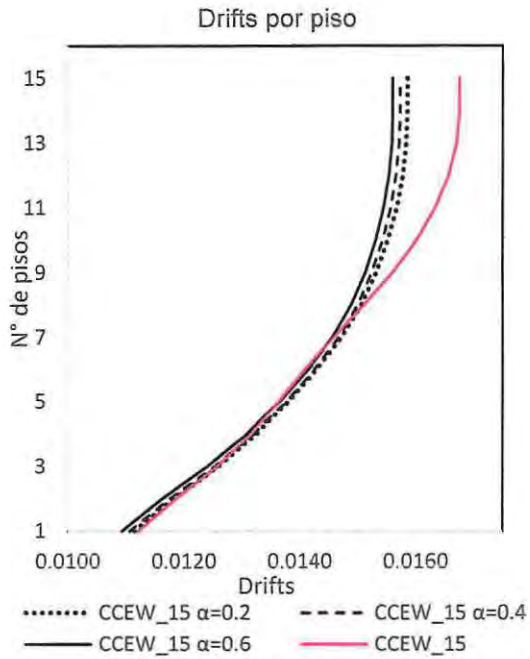


Figura 96 Drifts por piso CCEW.

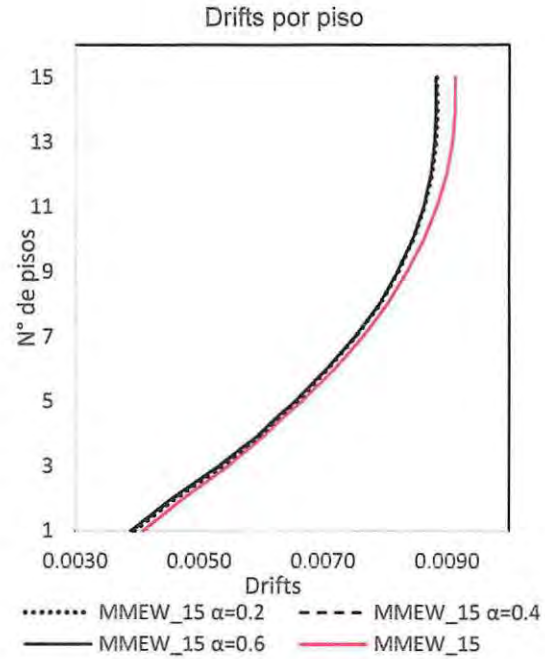


Figura 97 Drifts por piso MMEW.

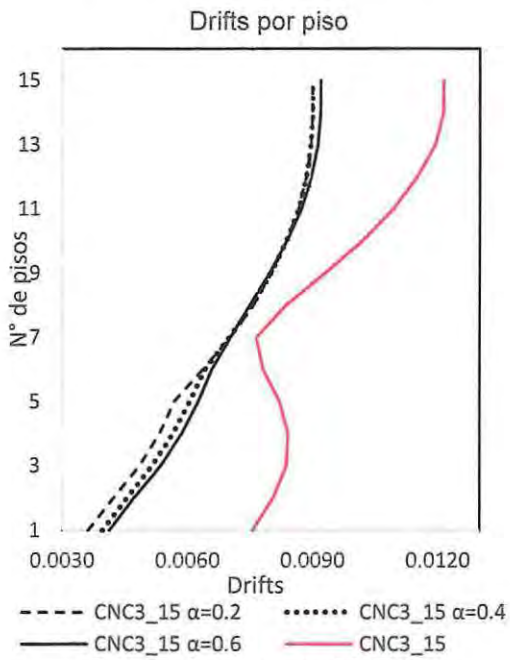


Figura 98 Drifts por piso CONT_C3.

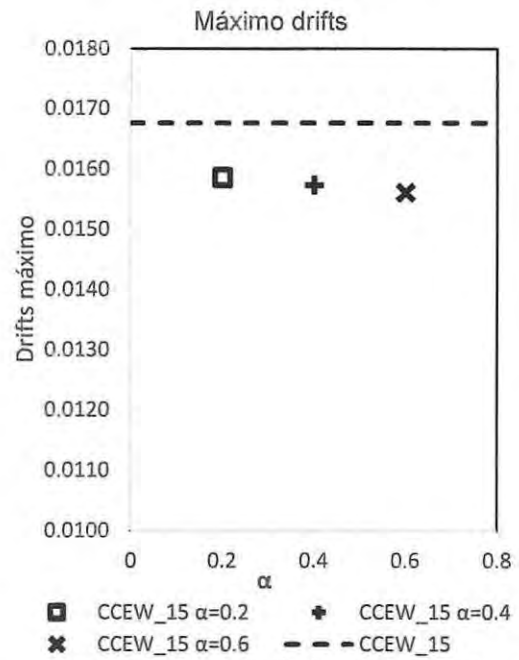


Figura 99 Disminución Drifts máximo CCEW.

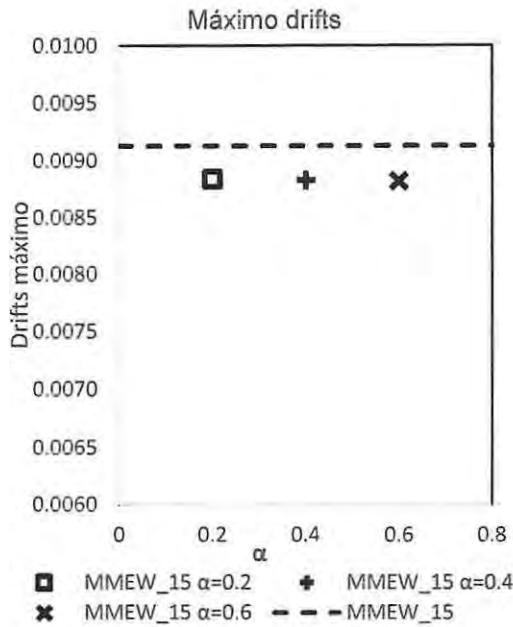


Figura 100 Disminución Drifts máximo MMEW.

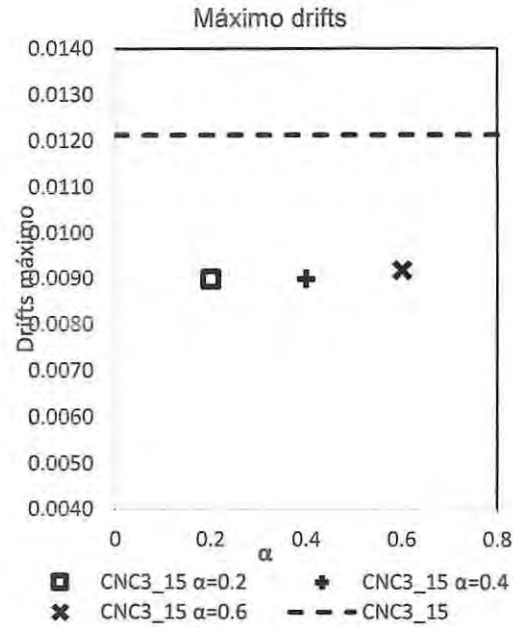


Figura 101 Disminución Drifts máximo CONT_C3.

Al apreciar la Figura 96 y la Figura 97, es posible distinguir que los drifts disminuyen respecto a la estructura convencional únicamente en las zonas donde están equipados los amortiguadores viscosos ya que en el resto de la estructura, la disminución es mínima. Cualitativamente, es posible apreciar que a mayor valor de α , existe una disminución mayor en el drifts para estos registros. Adicionalmente, al realizar el mismo ejercicio con la Figura 98, la disminución en el drifts ocurre en toda la extensión de la estructura en gran magnitud con una pequeña zona comprendida entre los pisos 6 y 8 en donde la disminución es mucho menor respecto a la estructura convencional y a diferencia de los casos anteriores, mientras más bajo es el valor de α , menor es el drift registrado.

En las figuras 99, 100 y 101 se presentan las disminuciones en los drifts máximos registrados en las estructuras ante los distintos valores de α utilizados en contraste con los valores obtenidos en la estructura convencional. Cabe destacar que estos valores no necesariamente ocurren en el mismo instante de tiempo ni mucho menos en el mismo piso. Los resultados obtenidos se resumen en las tablas 38, 39 y 40 en forma porcentual.

registro	α	% de reducción
CCEW	0.2	5.4%
	0.4	6.2%
	0.6	6.9%

Tabla 38 Disminución de Drifts para CCEW.

registro	α	% de reducción
MMEW	0.2	3.2%
	0.4	3.3%
	0.6	3.4%

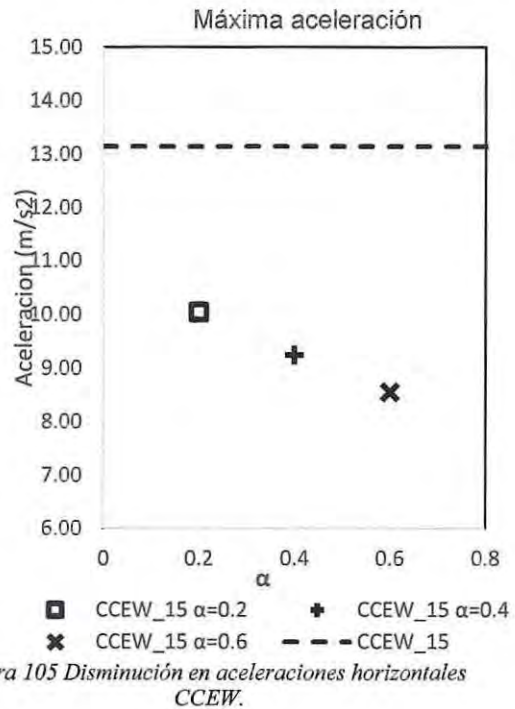
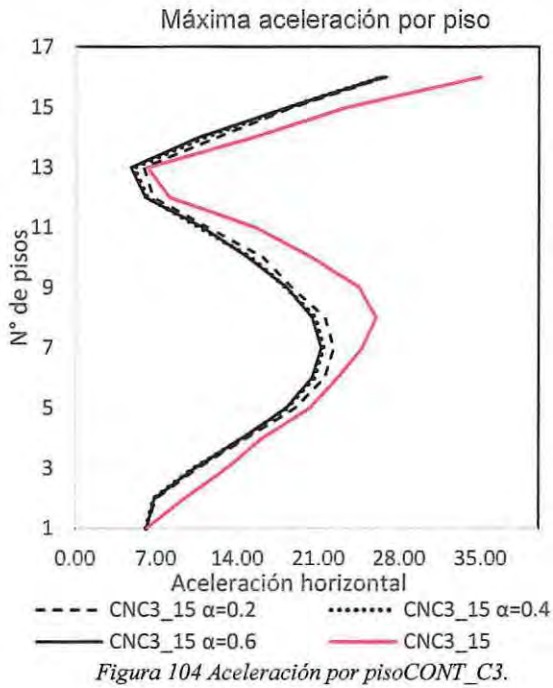
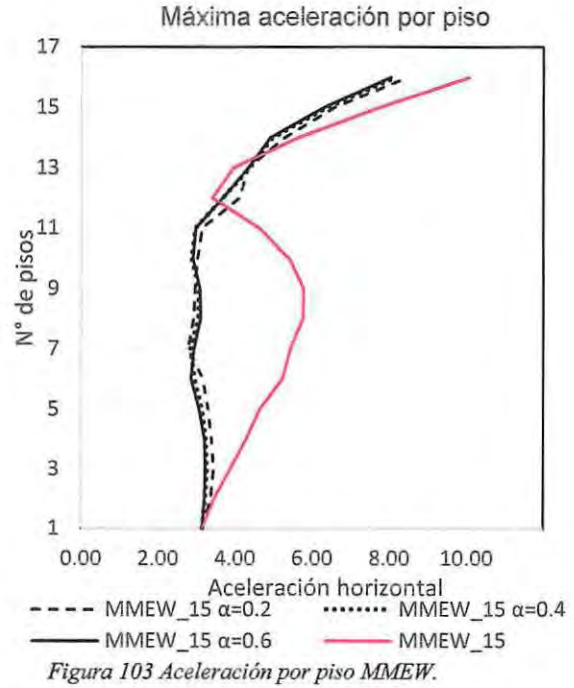
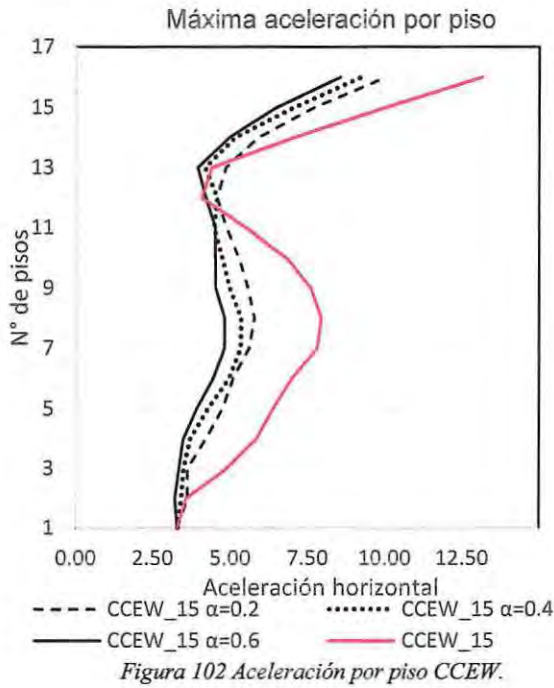
Tabla 39 Disminución de Drifts para MMEW.

registro	α	% de reducción
CONT_C3	0.2	25.9%
	0.4	25.9%
	0.6	24.3%

Tabla 40 Disminución de Drifts para CONT_C3.

III) Aceleraciones horizontales absolutas

En las figuras 102, 103 y 104 se presentan los valores obtenidos para las aceleraciones horizontales por piso ante cada registro para los distintos valores de α empleado, frente a los resultados obtenidos en la estructura convencional.



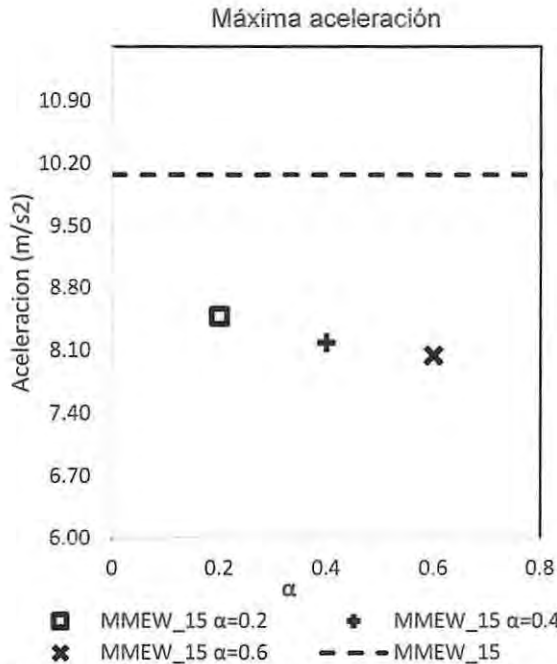


Figura 106 Disminución en aceleraciones horizontales MMEW.

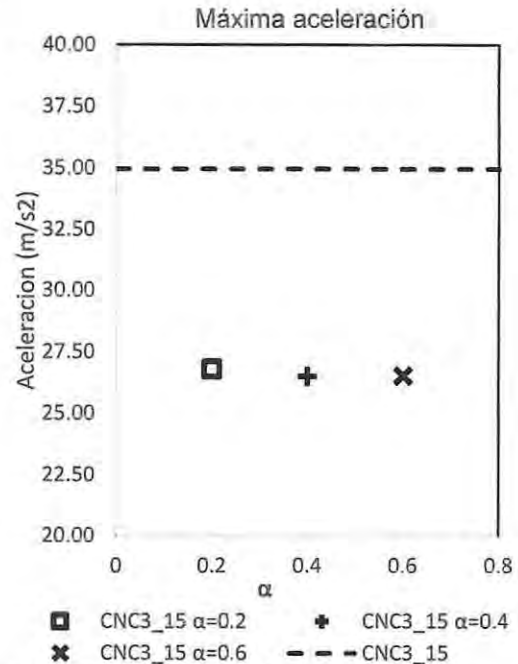


Figura 107 Disminución en aceleraciones horizontales CONT_C3.

Al apreciar las aceleraciones horizontales tanto para el registro de Concepción centro como para el registro de Marga Marga, es posible apreciar una clara disminución, la cual a media altura del edificio alcanza un 50% de disminución respecto a la estructura convencional. Sin embargo a la altura del piso 10, existe una zona con baja aceleración en la estructura convencional la cual se atribuye a la forma modal del segundo modo de vibrar y que en dicha zona la aceleración alcanzada por la estructura equipada con el amortiguador viscoso es superior a la que presenta la estructura convencional.

Adicionalmente es posible notar que la tendencia para los 3 registros es que a mayor valor de α , existe una mayor disminución en las aceleraciones. Cabe destacar que la sensibilidad en la variación que presenta el modelo para la variación del parámetro α es muy baja para Constitución y Marga Marga, sin embargo en el caso de Concepción existe un cambio importante en la magnitud no obstante la forma es la misma.

En las figuras 105, 106 y 107 se presentan las disminuciones en las aceleraciones horizontales máximas registradas en las estructuras ante los distintos valores de α utilizados en contraste con los valores obtenidos en la estructura convencional. Cabe destacar que estos valores no necesariamente ocurren en el mismo instante de tiempo ni mucho menos en el mismo piso. Los resultados obtenidos se resumen en las tablas 41, 42 y 43 en forma porcentual.

registro	α	% de reducción
CCEW	0.2	23.7%
	0.4	29.7%
	0.6	35.0%

Tabla 41 Disminución aceleración horizontal CCEW.

registro	α	% de reducción
MMEW	0.2	15.8%
	0.4	18.7%
	0.6	20.1%

Tabla 42 Disminución aceleración horizontal MMEW.

registro	α	% de reducción
CONT_C3	0.2	23.4%
	0.4	24.2%
	0.6	24.1%

Tabla 43 Disminución aceleración horizontal CONT_C3.

5.3.2 ADAS

I) Desplazamientos horizontales

En las figuras 108, 109 y 110; se presentan los desplazamientos horizontales máximos por piso, obtenidos del análisis no lineal para cada uno de los registros, comparando las estructuras analizadas ante las distintas relaciones de corte de activación utilizadas con respecto al sugerido por [5] y la estructura convencional tal cual se resume en la tabla 45.

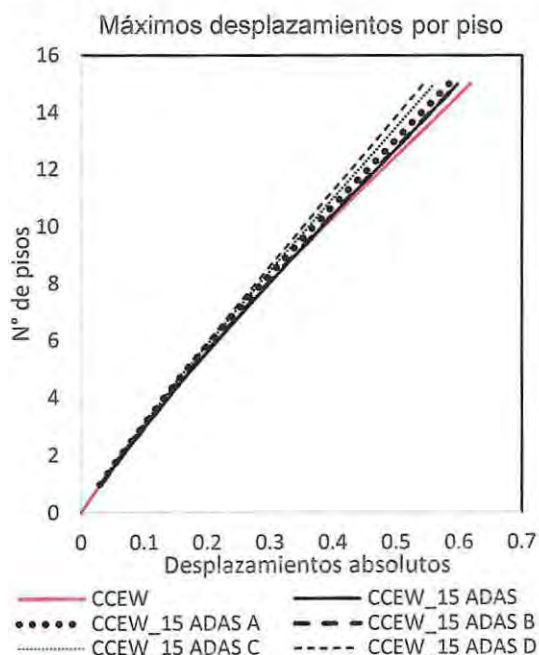


Figura 108 Desplazamientos absolutos por piso CCEW.

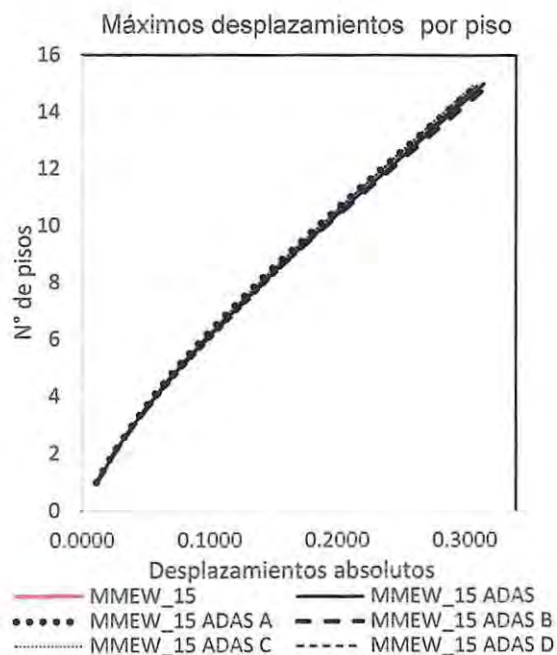


Figura 109 Desplazamientos absolutos por piso MMEW.

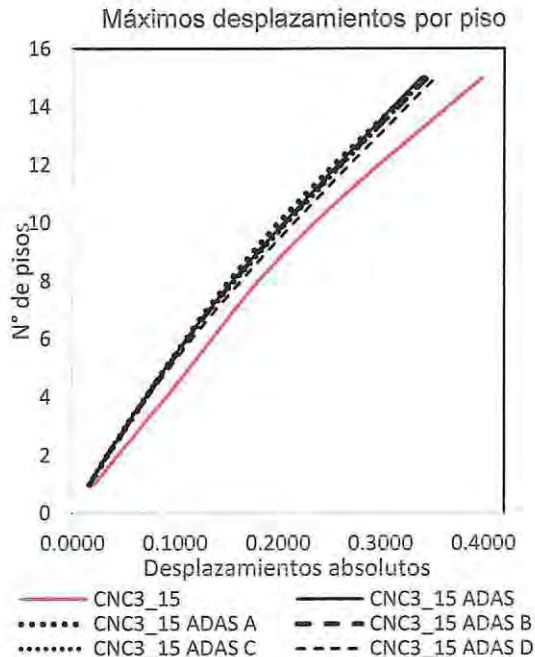


Figura 110 Desplazamientos absolutos por piso CNC3.

Nomenclatura empleada	
Caso	Relación v/v_{Activ}
ADAS	1
ADAS A	0.5
ADAS B	0.75
ADAS C	1.25
ADAS D	1.5

Tabla 44 Nomenclatura empleada en ADAS.

La disminución de desplazamientos horizontales por piso obtenida mediante la incorporación de ADAS no tiene una mayor relevancia para el registro de Marga Marga, debido a la activación parcial presenta para este evento; que para motivos de este trabajo, tiene una menor relevancia.

Sin embargo para registros con mayor amplitud permanente a lo largo del tiempo observado, se aprecian disminuciones más notorias siendo Constitución quien presenta una mayor disminución que en general se sitúa para todas las relaciones de v/v_{Activ} cercana al 25%, sin embargo para el valor de corte de activación recomendado por [5], el desplazamiento es mínimo con relación a la estructura convencional exceptuando una zona comprendida entre el piso 8 y el 12 en que el desplazamiento horizontal que presenta la relación $v/v_{Activ} = 0.5$ es el menor registrado.

Finalmente para el registro de concepción centro la disminución máxima obtenida es del orden de un 10% y ocurre para la relación $v/v_{Activ} = 1.5$. En este registro en particular, el valor recomendado de corte de activación presentó una disminución igual a la obtenida con $v/v_{Activ} = 0.75$ situándose ambas por debajo de la disminución obtenida para el ADAS de menor número de placas.

II) Desplazamientos relativos (Drifts)

En las figuras 111,112 y 113, se presentan los drifts máximos por piso, obtenidos del análisis no lineal para cada uno de los registros, comparando las estructuras analizadas ante las distintas relaciones de corte de activación utilizadas con respecto al sugerido [5] y la estructura convencional.

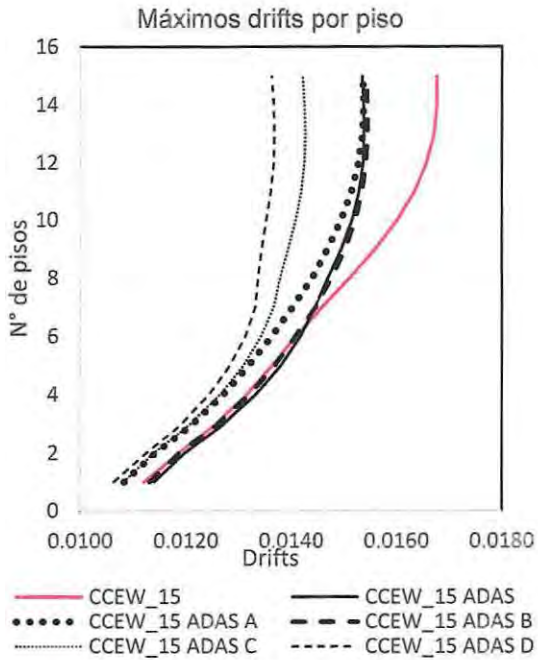


Figura 111 Drifts por piso CCEW.

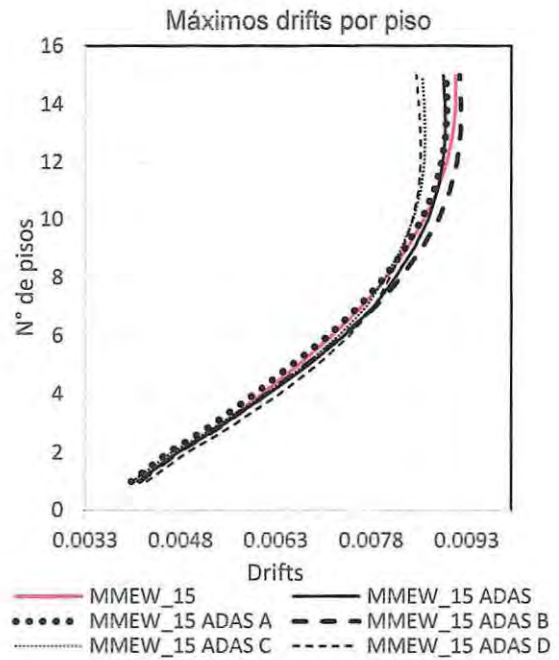


Figura 112 Drifts por piso MMEW.

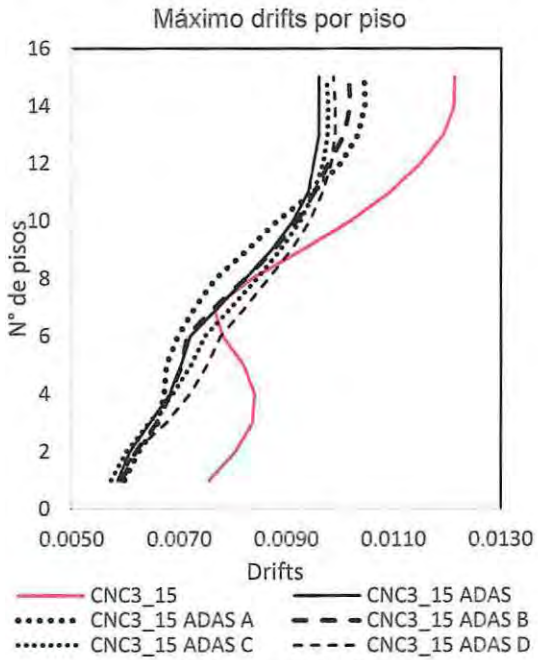


Figura 113 Drifts por piso CONT3.

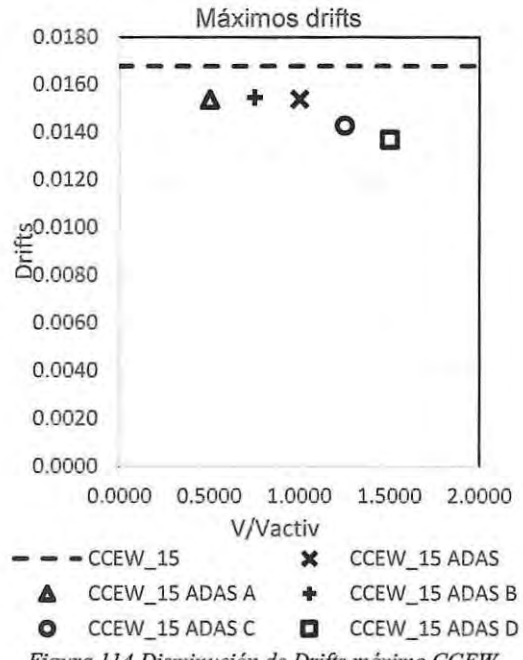


Figura 114 Disminución de Drifts máximo CCEW.

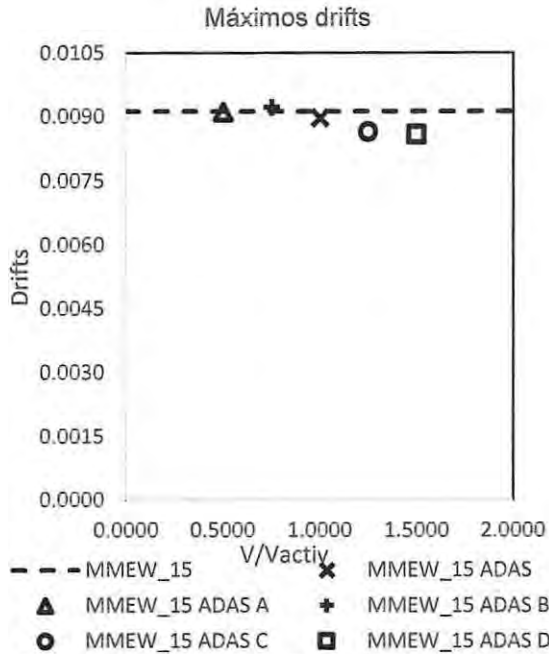


Figura 115 Disminución de Drifts máximo MMEW.

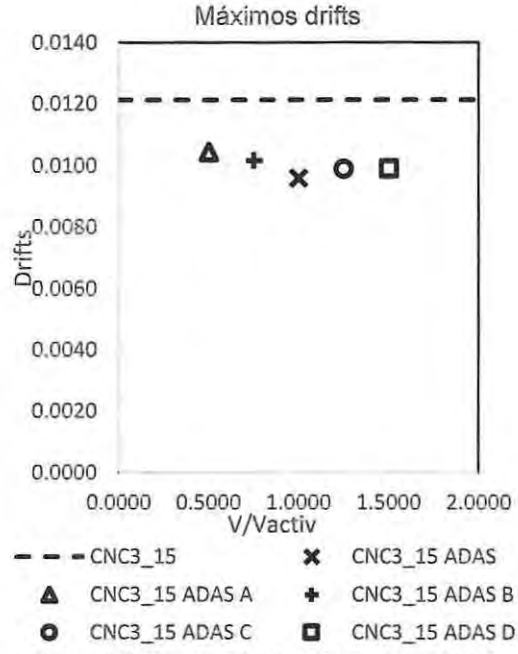


Figura 116 Disminución de Drifts máximo CNC3.

En el caso de los drifts, tanto para los registros de Concepción centro y Marga Marga, para las distintas relaciones de v/v_{Activ} existe una disminución en donde la tendencia apunta a que para relaciones por sobre la unidad, la estructura tiende a cambiar su respuesta en toda su extensión disminuyendo los drifts en todos sus pisos. Sin embargo, para la relación óptima sugerida [5] y relaciones bajo la unidad, solo se reducen drifts en la zona en donde se encuentran los dispositivos. Cabe destacar que para el registro de Marga Marga ante la relación $v/v_{Activ} = 0.75$ los drifts se incrementan respecto a la estructura convencional.

En las figuras 114, 115 y 116 se presentan las disminuciones en los drifts máximos registradas en las estructuras ante los distintas relaciones de v/v_{Activ} utilizadas en contraste con los valores obtenidos en la estructura convencional. Cabe destacar que estos valores no necesariamente ocurren en el mismo instante de tiempo ni mucho menos en el mismo piso. Los resultados obtenidos se resumen en las tablas 45,46 y 47 en forma porcentual.

Registro	v/v_{Activ}	% reducción
CCEW	0.5	7.6%
	0.75	7.9%
	1	8.3%
	1.25	15.1%
	1.5	18.2%

Tabla 45 Disminución de drifts máximo CCEW.

Registro	v/v_{Activ}	% reducción
MMEW	0.5	0.2%
	0.75	-1.0%
	1	1.7%
	1.25	5.2%
	1.5	5.9%

Tabla 46 Disminución de drifts máximo MMEW.

Registro	v/v_{Activ}	% reducción
CNC3	0.5	13.8%
	0.75	16.1%
	1	20.9%
	1.25	18.4%
	1.5	18.3%

Tabla 47 Disminución de drifts máximo CNC3.

III) Aceleraciones horizontales absolutas

En las figuras 117, 118 y 119 se presentan los valores obtenidos para las aceleraciones horizontales por piso ante cada registro para los distintos valores de la relación v/v_{Activ} empleada, frente a los resultados obtenidos en la estructura convencional.

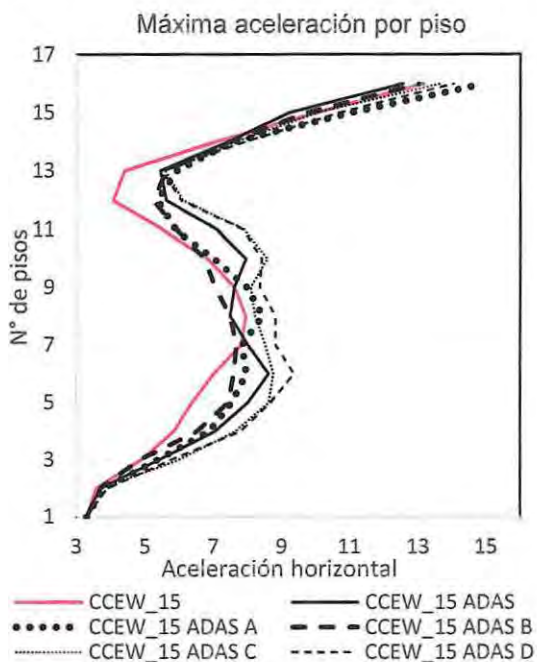


Figura 117 Aceleración por piso CCEW.

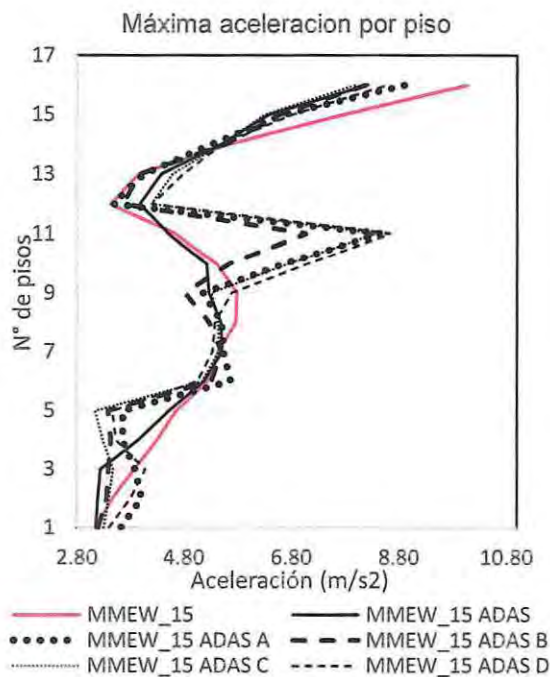


Figura 119 Aceleración por piso MMEW.

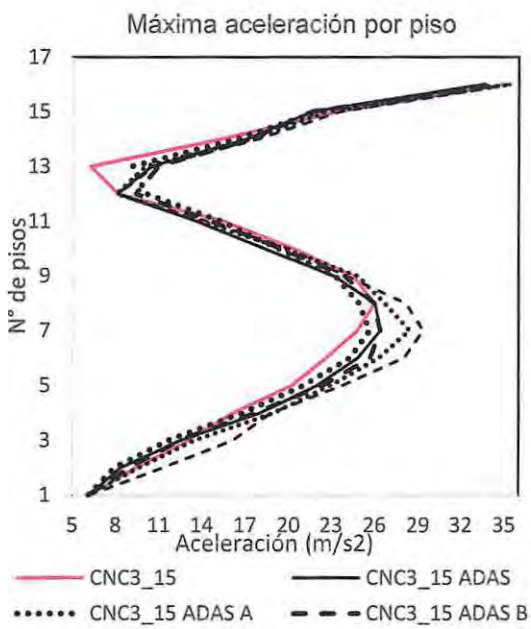


Figura 118 Aceleración por piso CNC3.

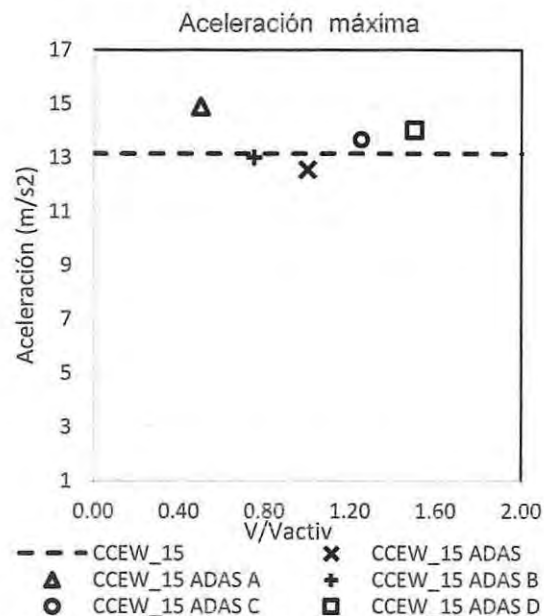


Figura 120 Disminución aceleración máxima CCEW.

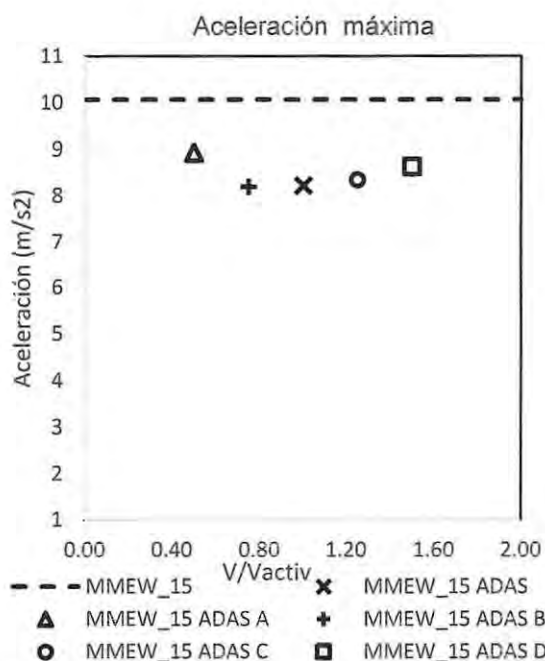


Figura 121 Disminución aceleración máxima MMEW.

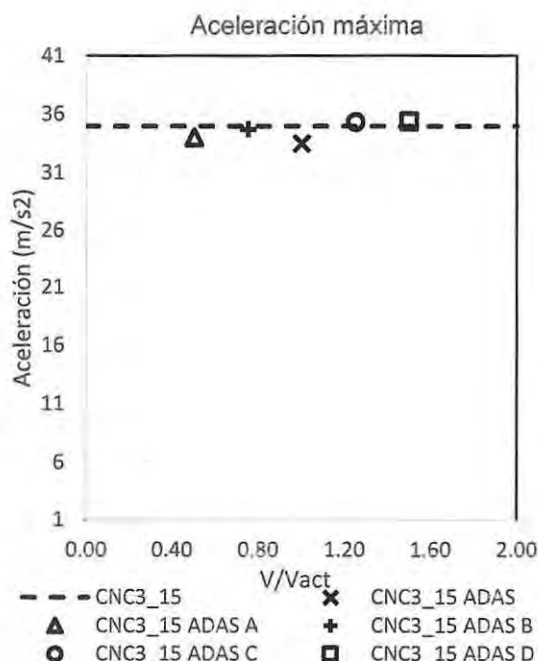


Figura 122 Disminución aceleración máxima CNC3.

Respecto a las aceleraciones horizontales, únicamente para el registro de Marga Marga existe una disminución importante, la cual es posible atribuir a la activación parcial de los dispositivos. Para Concepción centro y Constitución existe un aumento que en general ocurre para casi la totalidad de relaciones de v/v_{Activ} distinta a la unidad. En general para los tres registros utilizados, es posible distinguir que el corte de activación sugerido por [5] corresponde al valor que minimiza las aceleraciones respecto a otros valores empleados.

En las figuras 120, 121 y 122 se muestran las disminuciones en las aceleraciones horizontales máximas registradas en las estructuras ante los distintos valores de la relación v/v_{Activ} utilizados en contraste con los valores obtenidos en la estructura convencional. Cabe destacar que estos valores no necesariamente ocurren en el mismo instante de tiempo ni mucho menos en el mismo piso. Los resultados obtenidos se resumen en las tablas 48, 49 y 50 en forma porcentual.

Registro	v/v_{Activ}	% reducción
CCEW	0.5	-13.3%
	0.75	1.1%
	1	4.5%
	1.25	-3.9%
	1.5	-6.7%

Tabla 48 Disminución de aceleraciones CCEW.

Registro	v/v_{Activ}	% reducción
MMEW	0.5	11.3%
	0.75	18.6%
	1	18.3%
	1.25	17.1%
	1.5	14.3%

Tabla 49 Disminución de aceleraciones MMEW.

Registro	v/v_{Activ}	% reducción
CNC3	0.5	2.7%
	0.75	0.8%
	1	4.3%
	1.25	-1.0%
	1.5	-1.2%

Tabla 50 Disminución de aceleraciones CNC3.

IV) Variación de período.

Conforme a las recomendaciones documentadas [5], la relación de períodos requerida para estructuras conformadas por pórticos de hormigón armado que garantiza la disipación máxima de energía es cercana al 0.4. Sin embargo tras los resultados obtenidos en este trabajo, es claro que lograr una incidencia tan alta en una estructura compuesta por muros de hormigón armado mediante la incorporación de diagonales no resulta posible. No obstante, se logró una disminución del período efectivo de la estructura arriostrada de un 15% para el dispositivo con mayor número de placas y en el caso óptimo, una disminución de un 13% en el período natural de la estructura. Adicionalmente los valores para los distintos dispositivos están resumidos en la tabla 51.

v/v_{Activ}	T_u (seg)	T_b/T_u
Convencional	1.248	1.00
0.5	1.125	0.90
0.75	1.101	0.88
1	1.084	0.87
1.25	1.071	0.86
1.5	1.062	0.85

Tabla 51 Disminución de período lograda en Ed. 15 pisos.

Para las distintas relaciones de período natural de la estructura versus el período de la estructura convencional (no arriostrada), existe una variación en los drifts máximos obtenidos. En donde existe una tendencia para los registros de Concepción centro y Marga Marga en los cuales es posible asegurar que la disminución del drifts máximo ocurre a medida que se disminuye la relación de períodos mediante el aumento de placas. Sin embargo para el caso de Constitución, existe una relación de períodos que entrega una disminución máxima como se aprecia en la Figura 123 y que no corresponde a la relación de período mínima según la recomendación empleada.

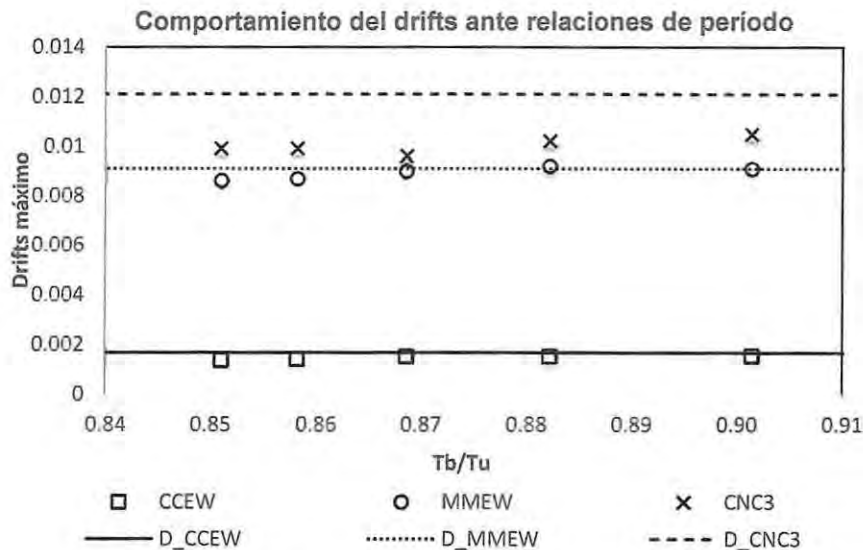


Figura 123 Drifts máximo para distintas relaciones de períodos.

5.3.3 Comparación de resultados

A partir de los resultados presentes en los puntos anteriores del presente capítulo, es posible establecer que dispositivo fue el que presentó una mejor respuesta frente a los diversos registros, lo cual se resume en la Tabla 52 y la Tabla 53 .

Máximo Drifts			
CCEW	$\alpha = 0.6$	0.0156	93%
	$v/v_{Activ} = 1.5$	0.0137	82%
	CONV	0.0168	100%
MMEW	$\alpha = 0.6$	0.0088	97%
	$v/v_{Activ} = 1.5$	0.0086	95%
	CONV	0.0091	100%
CNC3	$\alpha = 0.2$	0.009	74%
	$v/v_{Activ} = 1.0$	0.0096	79%
	CONV	0.0121	100%

Tabla 52 Disminución máxima del máximo drift obtenido ante los distintos registros.

Adicionalmente en la Figura 124 se contrasta los drifts registrados para los dispositivos que presentaron una respuesta mínima ante cada registro con la respuesta de la estructura convencional. Resulta claro apreciar que la respuesta disminuye en cifras importantes para los registros de constitución y para el registro de Concepción centro. Sin embargo esta información no es concluyente ya que los resultados son muy distintos para cada registro sin que se produzca una tendencia clara.

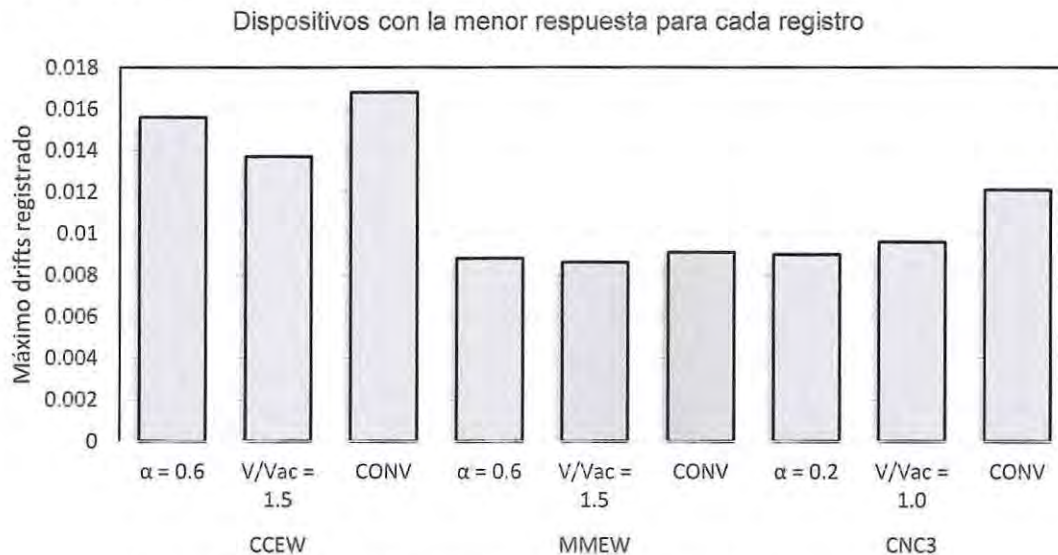


Figura 124 Comparación de disminución máxima en drifts máximos para cada registro.

De igual forma, en la Tabla 53 se resume la variación ocuriente en las aceleraciones horizontales, contrastándola con la respuesta obtenida con la estructura convencional. En donde es posible apreciar que para el caso de los amortiguadores ante los registros de Constitución y Concepción centro la disminución obtenida llegó al 24% y 35% respectivamente frente a escasos 4% y 1% respectivamente obtenidos mediante la incorporación del ADAS. En la Figura 125, es posible apreciar que al resultado obtenido para el registro de Marga Marga no tiene una gran diferencia ante los dispositivos empleados.

Aceleración máxima			
CCEW	$\alpha = 0.6$	8.55	65%
	$v/v_{Activ} = 1.0$	12.563	96%
	CONV	13.15	100%
MMEW	$\alpha = 0.4$	8.18	76%
	$v/v_{Activ} = 1.0$	8.22	77%
	CONV	10.7	100%
CNC3	$\alpha = 0.6$	26.54	76%
	$v/v_{Activ} = 0.75$	34.7	99%
	CONV	35	100%

Tabla 53 Disminución máxima en aceleraciones máximas obtenidas ante los distintos registros

Para el registro de constitución, escasamente se aprecia la reducción obtenida en las aceleraciones horizontales al equipar la estructura con el ADAS y como se aprecia en la Figura 120, tras equipar el edificio con este dispositivo se produjo un incremento en aceleraciones en gran parte de los casos.

Dispositivos con la menor respuesta para cada registro

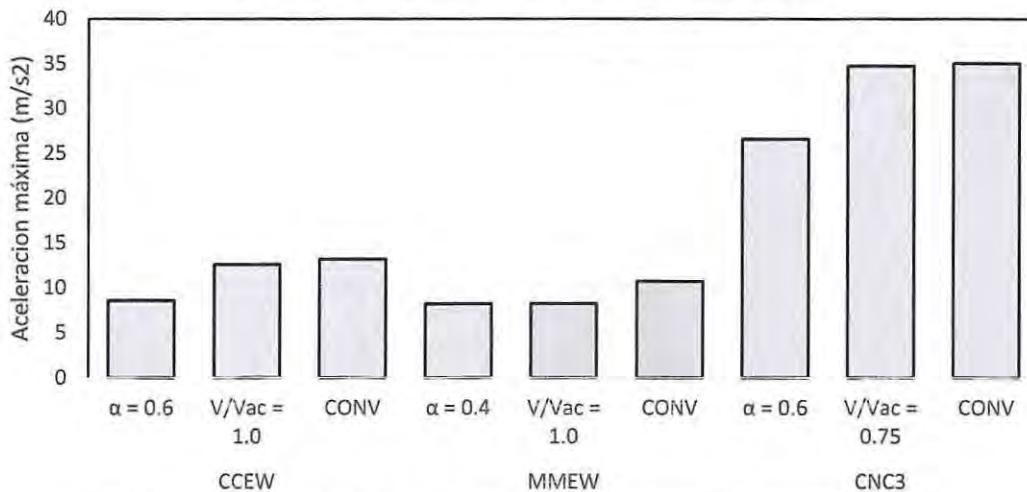


Figura 125 Comparación de disminución máxima en aceleraciones máximos para cada registro.

Finalmente tras verificar el comportamiento de las estructuras en análisis y comparar las disminuciones en desplazamientos relativos de entrepiso y aceleraciones horizontales, es posible apreciar que tanto en la rama de los amortiguadores viscosos, como para el caso de los disipadores históricos, hay una tendencia en donde ciertos dispositivos en general tuvieron una mejor respuesta frente a otros. Sin embargo, no existe un dispositivo que predomine por sobre los demás para los tres registros analizados. Es por ello que para efectos de éste trabajo, consideraremos más importante reducir la respuesta frente a sismos de intensidad severa, dejando en un segundo plano los resultados obtenidos para el registro de Marga Marga. Adicionalmente, dado que la estructuración empleada para este trabajo corresponde a la utilizada para edificios habitacionales, centros comerciales y oficinas, el parámetro de mayor relevancia será la disminución de aceleraciones horizontales, producto de que estas son las que generan mayor sensación de inseguridad para los usuarios. De modo que bajo estos criterios, es posible establecer que los parámetros con la mejor respuesta corresponden al amortiguador de $\alpha = 0.6$ y al ADAS con la relación $v/v_{Activ} = 1.0$.

Máximo Drifts			
CCEW	$\alpha = 0.6$	0.0156	93%
	$v/v_{Activ} = 1.0$	0.0154	92%
	CONV	0.0168	100%
CNC3	$\alpha = 0.6$	0.0092	76%
	$v/v_{Activ} = 1.0$	0.0096	79%
	CONV	0.0121	100%

Tabla 54 Resumen disminución porcentual de drifts.

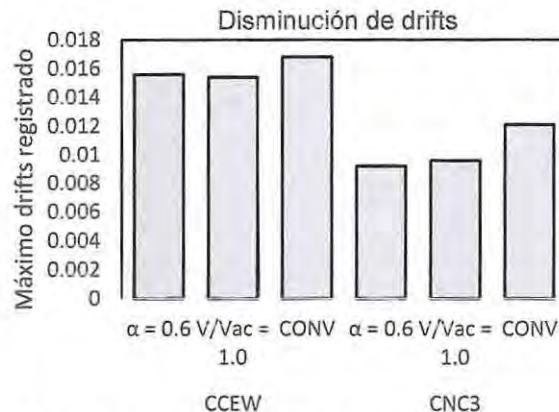


Figura 126 Comparación de disminución de drifts máximo.

De la Figura 126 es posible notar la variación existente en la disminución lograda por cada dispositivo en la estructura convencional empleada. En función de los % presentes en la Tabla 54, podemos establecer que para el caso del registro de Concepción centro, no existe en términos prácticos una diferencia entre un dispositivo u otro. Sin embargo independiente del dispositivo empleado hay una disminución.

Para el caso de Constitución, si bien la diferencia es baja entre un dispositivo y otro, equipar la estructura con estos dispositivos trae consigo una gran disminución que alcanza el 24% para el amortiguador viscoso y el 21% para el ADAS.

Aceleración máxima			
CCEW	$\alpha = 0.6$	8.55	65%
	$v/v_{Activ} = 1.0$	12.563	96%
	CONV	13.15	100%
CNC3	$\alpha = 0.6$	26.54	76%
	$v/v_{Activ} = 1.0$	33.47	96%
	CONV	35	100%

Tabla 55 Comparación de disminución en aceleraciones máximas.

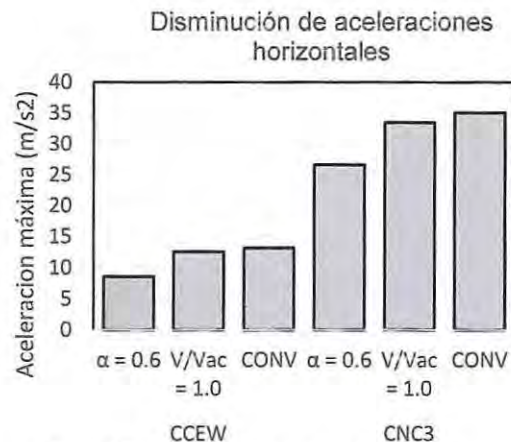


Figura 127 Comparación de disminución de aceleraciones horizontales máximas.

En términos de aceleraciones, la brecha existente entre un dispositivo y otro es bastante mayor según Tabla 55. En donde el amortiguador se posiciona por sobre el ADAS en la reducción de aceleraciones horizontales alcanzando para el registro de Concepción centro un 35% de disminución en contraste con los escasos 4% alcanzados por el ADAS y en el caso de Constitución un 24% frente a un 4% del ADAS.

Ante lo anterior, claramente podemos asegurar que en términos de reducción de aceleraciones horizontales, el amortiguador es el más eficiente. No obstante para la disminución de desplazamientos relativos de entre piso, la diferencia entre un dispositivo y el otro es muy baja y para los registros de mayor incidencia no se apreció una clara tendencia.

I) Incursión no lineal y demanda de ductilidad en muros

Tras el ciclaje al cual son sometidos los elementos estructurales producto de las solicitaciones sísmicas, es que la capacidad de deformación elástica se ve excedida en elementos verticales produciendo que estos incursionen en el rango no lineal de los materiales que los componen. Ante esto, es que se define el concepto de ductilidad, como la capacidad que tienen algunos materiales de deformarse en su rango inelástico sin romperse. Este índice puede cuantificarse en función del cociente entre la capacidad de curvatura última y la curvatura de fluencia.

En la Tabla 56 se resumen los valores de ductilidad alcanzados correspondiente al muro con mayor demanda de ductilidad de curvatura presente en la estructura para los distintos registros sísmicos.

	Ductilidad de curvatura muro T				
	REGISTRO	DUCT.	FORCE	DUCT.	FORCE
ESTRUCTURA CONVENCIONAL	CCEW	11.2	5169	3.433	-9538
	MMEW	4.207	5111	1.059	-9501
	CONT	7.341	5137	2.501	-9523
DAMPER $\alpha = 0.6$	CCEW	10.91	5166	2.558	-9524
	MMEW	4.035	5109	0.6742	-6880
	CONT	4.129	5110	1.519	-9508
ADAS $v/v_{Activ} = 1.0$	CCEW	11.16	5168	2.852	-9529
	MMEW	4.197	5111	0.9218	-8889
	CONT	5.242	5119	1.68	-9511

Tabla 56 Demanda de ductilidad de curvatura en muro T.

Adicionalmente de la Tabla 57 es posible apreciar que para los tres registros utilizados, existe una clara tendencia en cuanto a la reducción de la incursión no lineal en el muro T. Si bien para los registros de Concepción y Marga Marga existe una disminución despreciable, para Constitución la disminución alcanzada llega a un 43% para el caso del amortiguador por sobre los 29% alcanzados por el ADAS.

	Estructura	Máx. Duct.	Disminución %
CCEW	CONV	11.2	0.0%
	ADAS	11.16	0.4%
	DAMPER	10.91	2.6%
MMEW	CONV	4.207	0.0%
	ADAS	4.197	0.2%
	DAMPER	4.035	4.1%
CNC3	CONV	7.341	0.0%
	ADAS	5.242	28.6%
	DAMPER	4.129	43.8%

Tabla 57 Demanda máxima de ductilidad de curvatura en muro T.

Finalmente a partir de la Figura 128 a la Figura 136, podemos apreciar la variación en los ciclos de histéresis correspondientes al muro T para las estructuras equipadas tanto con el ADAS como con el amortiguador frente a la estructura convencional.

Para el registro de Marga Marga es posible notar que la incursión no lineal es muy baja frente a la obtenida en Concepción centro. Para este último caso, se puede apreciar que la incursión no varió considerablemente al incorporar los dispositivos de mitigación y que únicamente para el caso de Constitución se generó un cambio importante, siendo consistente con las demandas de ductilidad de curvaturas presentes en la Tabla 57.

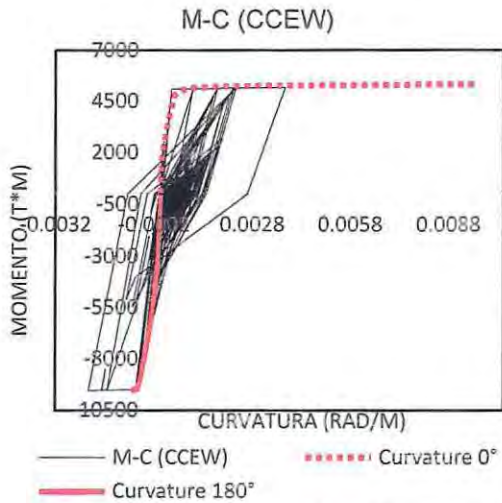


Figura 128 Ciclo de histéresis muro T estructura convencional [25].

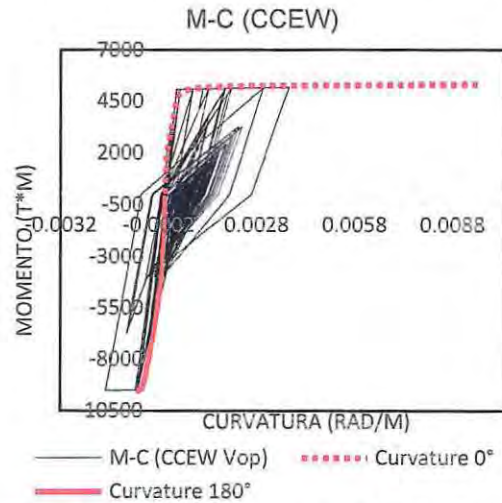


Figura 130 Ciclo de histéresis muro T estructura con ADAS [25].

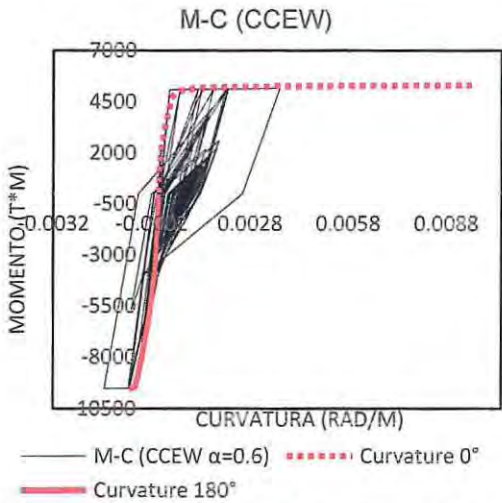


Figura 129 Ciclo de histéresis muro T estructura con amortiguador viscoso [25].

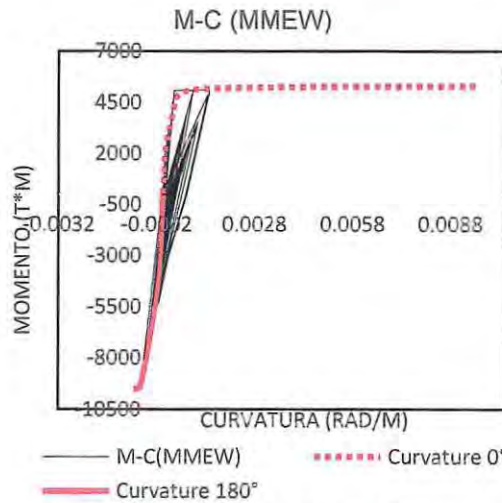


Figura 131 Ciclo de histéresis muro T estructura convencional [25].

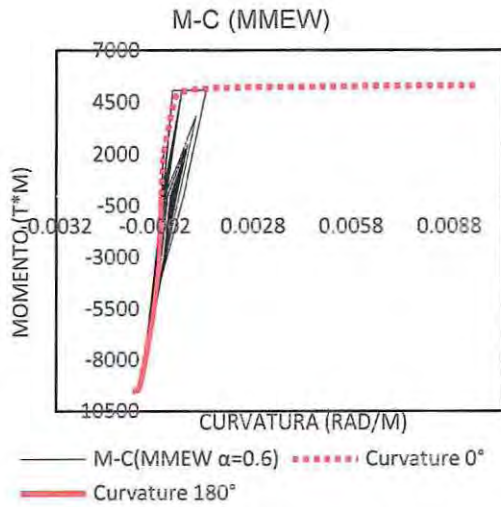


Figura 132 Ciclo de histéresis muro T estructura con amortiguador viscoso [25].

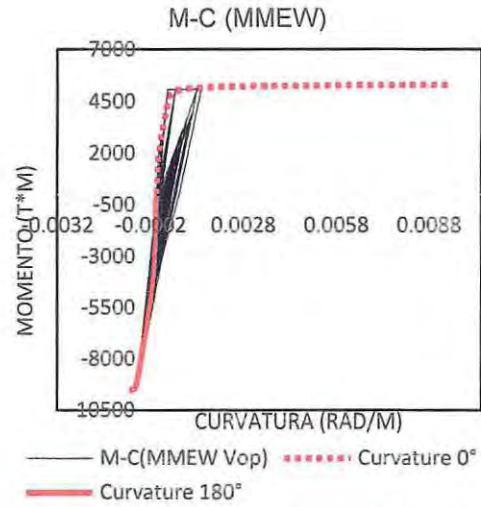


Figura 134 Ciclo de histéresis muro T estructura con ADAS [25].

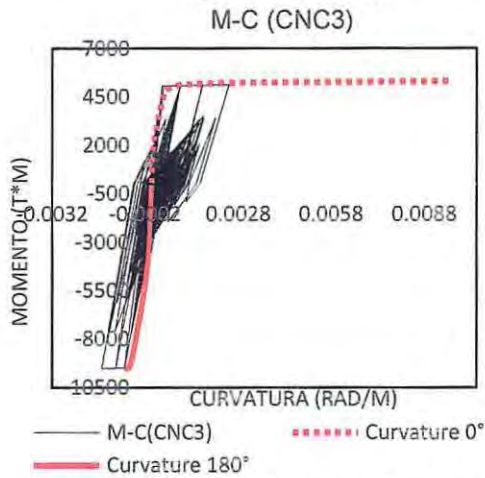


Figura 133 Ciclo de histéresis muro T estructura convencional [25].

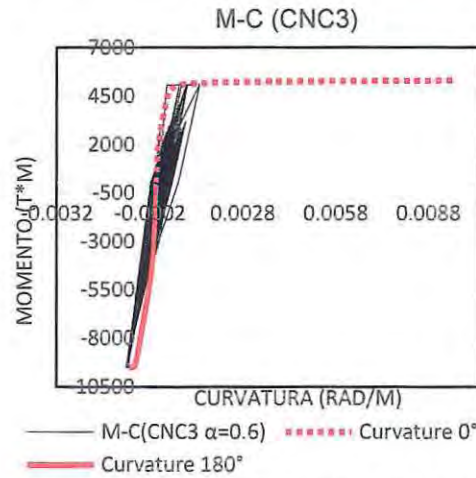


Figura 135 Ciclo de histéresis muro T estructura con amortiguador viscoso [25].

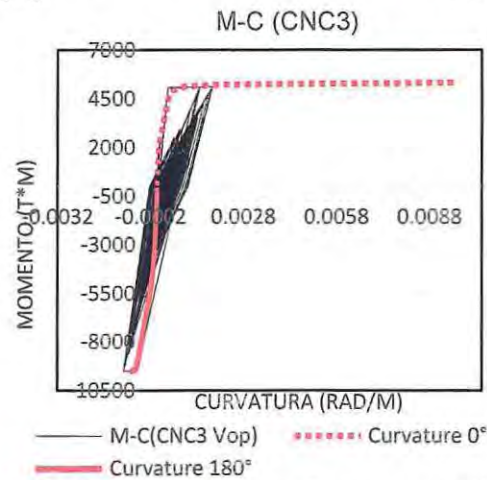


Figura 136 Ciclo de histéresis muro T estructura con ADAS [25].

II) Solicitaciones muro

Debido a la naturaleza que activa a los amortiguadores viscosos y su funcionamiento fuera de fase con las solicitaciones sísmicas, es que las solicitaciones no se ven modificadas ante la incorporación del amortiguador. Sin embargo para el caso del ADAS, se observan en las Figuras enumeradas de la 137 a la 142 variaciones en momento y corte.

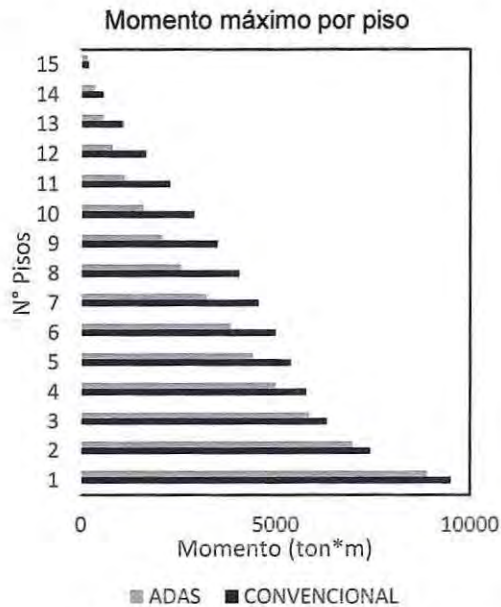


Figura 137 Variación de momento muro T para el registro MMEW.

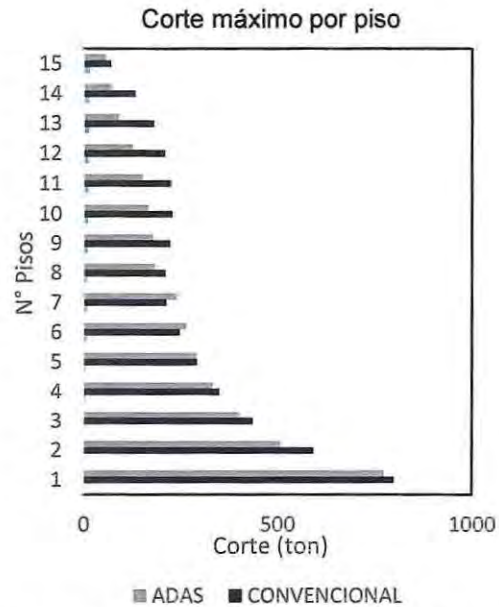


Figura 138 Variación de corte muro T para el registro MMEW.

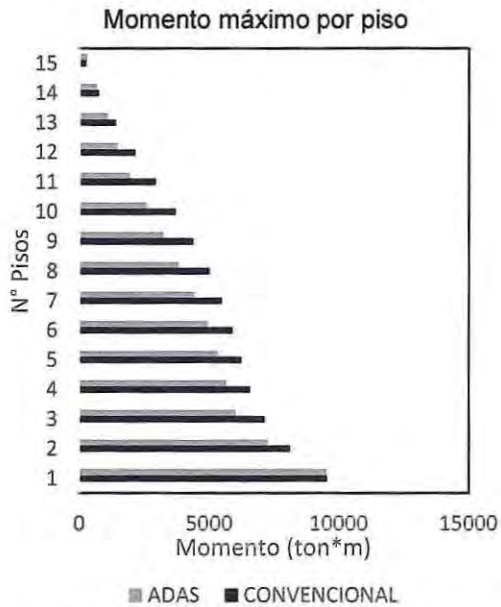


Figura 139 Variación de momento muro T para el registro CCEW.

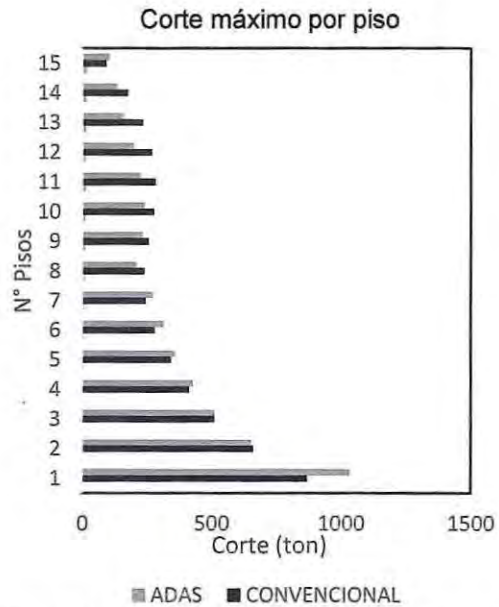


Figura 140 Variación de corte muro T para el registro CCEW.

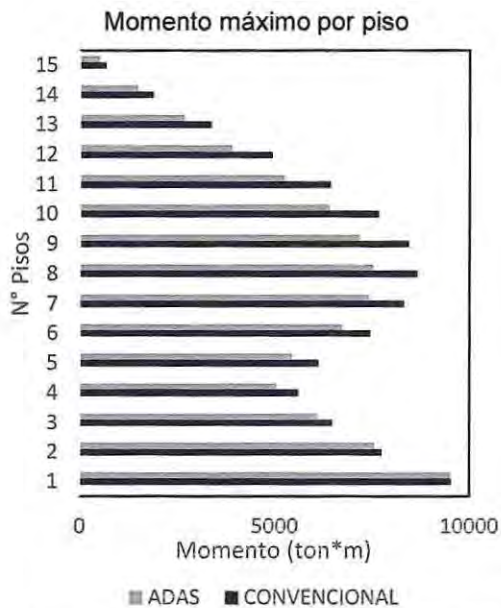


Figura 141 Variación de momento muro T para el registro CNC3.

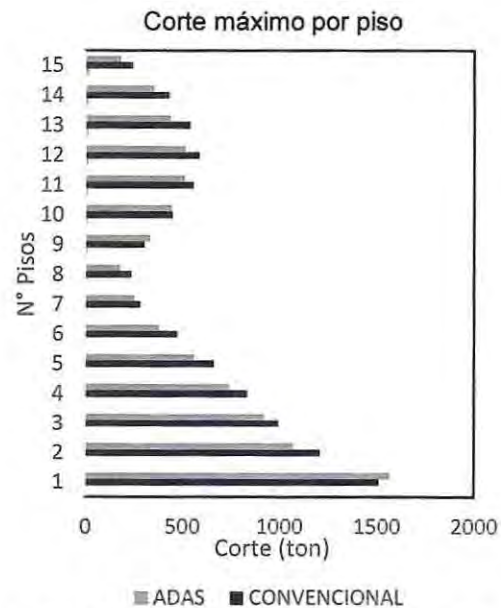


Figura 142 Variación de corte muro T para el registro CNC3.

De las Figuras 137 y 138 se observa que las variaciones de momento y corte disminuyen en todos los niveles, siendo los niveles que están por debajo de los dispositivos aquellos niveles que sufren la mayor disminución alcanzando disminuciones en esfuerzos de momento de un 45% para el registro de Marga Marga y en esfuerzos de corte se presenta un panorama similar en donde existe una disminución de hasta un 50% en los primeros pisos. Sin embargo en los primeros pisos donde se encuentran instalados los ADAS existe un incremento del esfuerzo de corte que para el piso 8 llega a un 13%.

Para el caso de Concepción Centro, existen disminuciones similares en esfuerzo de momento en toda la altura del edificio con un único incremento en la base que alcanza un 12% (ver Figura 139) y en cuanto a los esfuerzos de corte se observa incrementos generalizados en gran parte de la estructura como se aprecia en la Figura 140, siendo el peak en la base de un 12%.

Para el registro de Constitución existe disminución tanto de momento como de corte en todos los niveles con un único incremento del esfuerzo de corte de un 10% en el nivel en que se encuentra el primer ADAS "piso 9" (ver Figuras 141 y 142).

Finalmente en aquellos registros en que existió una activación total de los dispositivos (registro de Concepción y Constitución) existe un incremento del esfuerzo de corte en la base el cual podría generar problemas en diseños existentes.

CAPÍTULO VI

6 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En el presente capítulo se exponen las principales conclusiones y comentarios que emergen a raíz de los resultados obtenidos del trabajo realizado al diseñar una estructura convencional compuesta por muros de hormigón armado, diseñada conforme a la normativa vigente en Chile y equipándola con dos tipos de sistemas de disipación de energía pasivos, aplicando las especificaciones del proyecto de norma en consulta pública que aborda el tema. De lo anterior es posible establecer que:

- De acuerdo a la bibliografía consultada, el período de la estructura producto de la implementación del dispositivo ADAS que maximiza la disipación de energía es menor en un 60% al período de la estructura convencional (o estructura no arriostrada). En este caso se determinó que llegar a tal disminución del período de la estructura en un edificio compuesto por muros no era posible, debido a alta rigidez de la estructura convencional. Sin embargo, basado en los resultados obtenidos para el registro de Constitución, se nota que con un valor cercano al 87% del período de la estructura convencional la reducción de las demandas de drifts es máxima. Por otro lado, para los registros de Concepción y Marga Marga se apreció una tendencia en donde a mayor número de placas en los dispositivos ADAS menor eran los drifts, en este la reducción de la respuesta fue máxima cuando la relación de períodos está del orden del 80%. Es importante destacar que la recomendación de disminución de períodos para maximizar la disipación de energía considera que los elementos verticales (muros) no incursionan en el rango no lineal y únicamente los dispositivos ADAS disipan energía a través de su plastificación, lo cual no ocurrió en las estructuras analizadas, en donde si hubo incursión no lineal en los muros.
- Si bien existen diversos argumentos teóricos que indican que el amortiguador viscoso con una relación fuerza-velocidad no lineal ($\alpha < 1$) es quien tiene el ciclo histerético de mayor contorno, por lo tanto, quien es capaz de disipar mayor cantidad de energía ante los mismos niveles de esfuerzo-deformación. Sin embargo, los resultados de este trabajo mostraron que este modelo es muy inestable numéricamente; es altamente recomendable realizar más análisis tanto con el programa utilizado en este trabajo como con otros, a fin de entender y modelar adecuadamente el fenómeno.
- Mediante la implementación de amortiguadores viscosos es posible reducir la respuesta de la estructura desde el punto de vista de las aceleraciones y drifts. Sin embargo, para estructuras de muros como las empleadas en este trabajo, llegar a una razón de amortiguamiento respecto al crítico del orden de 20% (recomendado) es imposible, llegando sólo al 13%. Entendiendo que para llegar al 20% de amortiguamiento es necesario incorporar un dispositivo con capacidad por sobre la capacidad máxima cubierta por los principales desarrolladores de estos dispositivos. Adicionalmente, las sollicitaciones generadas por el funcionamiento del amortiguador viscoso, si bien se encuentran fuera de fase con las sollicitaciones sísmicas debido a la naturaleza que acciona a estos dispositivos, las eventuales cargas que se generan serían superiores a la resistencia nominal del elemento estructural por lo que sería necesario aumentar la sección de los elementos verticales y en ese concepto se trataría de una estructura diferente a analizar, produciendo una comparación de dos estructuras diferentes.
- Al caracterizar el comportamiento de la estructura de 15 pisos frente a los registros empleados en este trabajo, es posible asegurar que Concepción se caracteriza por demandar grandes deformaciones horizontales en la estructura a diferencia de Constitución quien tiene una demanda de desplazamiento menor; en cuanto a las aceleraciones horizontales, Constitución prácticamente tiene el doble de la máxima aceleración registrada para Concepción. Ante lo anterior y debido a la naturaleza que activa a los dispositivos de disipación de energía, se espera

que frente al registro de Concepción, sea el ADAS quien obtenga una mayor reducción tanto en término de deformación, como también de aceleraciones horizontales y en el caso de Constitución, sea el amortiguador viscoso quien logre disminuir en mayor magnitud aceleraciones y desplazamientos horizontales, lo cual fue efectivo a partir de los resultados obtenidos; No obstante, fue sorpresivo el incremento en drifts máximos registrado ante la incorporación de ADAS.

- Bajo lo anterior es que al incluir los dispositivos histeréticos o conocidos también como dispositivos activados por desplazamientos, se esperaría que para el caso de Concepción existiera una mayor disminución en términos de deformaciones e incursión no lineal y para el caso de Constitución que el amortiguador tuviera un funcionamiento predominante en materias de disminución de aceleraciones producto de que la aceleración es la variación de la velocidad en el tiempo y el mecanismo que activa al amortiguador es la velocidad. Sin embargo en el caso del registro de Concepción con los ADAS no se apreció el resultado esperado ya que la incursión no lineal no se vió disminuida, sin embargo el ADAS si tuvo una mayor disminución de drifts por sobre el amortiguador en este caso. Para el caso de Constitución la mayor disminución de aceleración y de drifts se registró para el amortiguador.
- Las recomendaciones empleadas en el cálculo del corte de activación, a partir de la formulación documentada (ver capítulo 2) se presenta como el punto óptimo de funcionamiento. Según lo que fue posible verificar, este valor si bien es una recomendación analítica, en términos físicos, minimiza las aceleraciones obtenidas, no obstante en algunos casos este valor maximizó los valores obtenidos para desplazamientos relativos de entrepisos.
- Al verificar en la estructura de 15 pisos las aceleraciones máximas horizontales por piso para el registro de Constitución, fue posible destacar que el perfil de aceleraciones obtenida se asimilaba a la forma del segundo modo de vibrar. Tras implementar los amortiguadores viscosos en la estructura, su comportamiento dinámico se vio modificado mostrando un perfil de aceleraciones distinto (ver Figura 119) y adicionalmente redistribuyendo los esfuerzos de corte y momento a través de los pisos (ver Figura 140 y 142).
- En el caso de los amortiguadores, al ser implementado un amortiguador con menor exponente α en contraste a uno con mayor valor de α según lo sugerido, si bien existe una mayor disminución de desplazamientos relativos de entrepiso, el aumento en la aceleraciones horizontales y el incremento de solicitaciones producto de dispositivo genera mayoritariamente problemas en la estructura por sobre los beneficios aportados.
- A partir de los resultados obtenidos (ver Figura 140 y 142), en aquellos casos en que los ADAS se activaron completamente las solicitaciones de corte se incrementaron hasta en un 14% en la base de la estructura. En el caso de tratarse de una rehabilitación (retrofitting), es de suma importancia cuantificar este incremento y reforzar a la estructura para evitar exceder la capacidad nominal al corte de los elementos verticales (muros y columnas).
- Finalmente en base a los resultados obtenidos, los beneficios que presentan las estructuras de muros equipada con este tipo de dispositivos frente a estructuras ordinaria, no son significativas; por lo que se recomienda realizar más análisis y estudios para precisar el uso de dispositivos de disipación de energía pasivo. Adicionalmente es importante precisar que aplicar las especificaciones presentes en la norma de diseño sísmico de edificios [4] por sí sola, garantiza un comportamiento suficiente para el propósito de la norma, sin embargo no es capaz de compatibilizar con la incorporación de este tipo de dispositivos debido a que al aplicar la norma en diseño de estructuras, se obtiene como resultado estructuras de mucha rigidez ante la cual se minimiza la posible incidencia en el cambio de la respuesta de la estructura que podría lograr algún amortiguador o disipador histerético.

Referencias

- [1] P. A. PAULAY, SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDING, NEW YORK: JOHN WILEY AND SONS, INC, 1992.
- [2] P. BONELLI, SECCIONES CRÍTICAS EN MUROS Y ESTABILIDAD GLOBAL, SANTIAGO, 2015.
- [3] F. D. P. Y. A. D. EMERGENCIAS, «VISITA TÉCNICA COMISIÓN DE DIRECCIÓN DE ATENCIÓN DE EMERGENCIAS,» CONCEPCIÓN-CHILE, 2010.
- [4] INN, DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS, 1996 MOD 2009.
- [5] A. F. C. CHRISTOPOLUS, PRINCIPLE OF PASSIVE SUPPLEMENTAL DAMPING AND SEISMIC ISOLATION, PAVIA-ITALY: MULTIMEDIA CARDANO, 2006.
- [6] L. M. B. A. A. H. BARBAT, DISEÑO SISMORESISTENTE DE Edificios - TÉCNICAS CONVENCIONALES Y AVANZADAS, BARCELONA: REVERTÉ S.A., 2000.
- [7] C. & S. INC., «Manual ETABS,» 2013.
- [8] INN, DECRETO SUPREMO N°61, APRUEBA REGLAMENTO QUE FIJA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS Y DEROGA DECRETO N°117, DE 2010., SANTIAGO, 2011.
- [9] A. J. Carr, «Ruaumoko Manual,» Christchurch, New Zelandia, 2007.
- [10] G.V.HOUSNER, THE BEHAVIOU OF INVERTED PENDULUM STRUCTURES DURING EARTHQUAKE, PASADENA-CALIFORNIA, 1963.
- [11] U. C. A. B. V., «EVALUATION OF SEISMIC ENERGY IN STRUCTURES,» EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, N° 19, 1990.
- [12] A. CHOPRA, DYNAMICS OF STRUCTURES-THEORY AND APPLICATIONS EARTHQUAKE ENGINEERING, NEW JERSEY: PRENTICE HALL, 2001.
- [13] N. T. RUÍZ, «ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS,» De XVI CURSO INTERNACIONAL DE, QUITO – ECUADOR, 2003.
- [14] C. C. D. L. CONSTRUCCIÓN, «SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA,» PROTECCIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS, Vol. 1, N° 29, 2011.
- [15] I. C. AICE, «AISLAMIENTO SÍSMICO Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN CHILE,» SANTIAGO, 2010.
- [16] P. K. Y. J. ARIAS, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON AISLADORES SÍSMICOS EN EL PERÚ, LIMA, 2012.
- [17] A. F. A. S. CHERRY, «SEISMIC DESIGN SPECTRA FOR FRICTION-DAMPED STRUCTURES,» PROCEEDING OF NINTH WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, Vol. V, 1988.
- [18] A. P. A. C. MARSH, RESPONSE OF FRICTION DAMPED BRACED FRAMES, MONT REAL-CANADÁ, 1982.
- [19] R.-H. Z. A. T. SOONG, SEISMIC DESIGN OF VISCOELASTIC DAMPERS FOR STRUCTURAL APPLICATIONS, NEW YORK, 1992.
- [20] INN-CHILE, Diseño Estructural- Disposiciones Generales Y Combinaciones De Cargas, Santiago, Chile: Pública, 2010.
- [21] A. C. Institute, ACI-318-08, USA-Farmington Hills: ACI, 2008.
- [22] INN, «Decreto Supremo N°60,» De Instituto Nacional De Normalización, Santiago, 2011.
- [23] INN, «Nch 3411,» De Diseño De Estructuras Con Discipadores De Energía Pasivos, 2015.
- [24] T. D. INC, TECHNICAL CATALOGUE DESIGN, NEW YORK, 2011.
- [25] S. S. Aguirre, «Análisis No Lineal,» De Diseño De Marcos En Sistemas De Estructuración Mixta De Hormigón Armado, Valparaíso, 2015, Pp. 47-50.

- [26] P. J. M. A. A. J. C. Ping Dong, «Seismic Structural Damage Assessment Of Reinforced Concrete,» De Pacific Conference On Earthquake Engineering, Christchurch, New Zealand, 2003.
- [27] P. C. A. M. A. H. A Morales, «DUCTILITY AND SHEAR DEMANDS IN REINFORCED CONCRETE BUILDINGSWITH ASYMMETRIC WALLS,» De 16th World Conference On Earthquake, 16WCEE 2017, Santiago, Chile, 2017.
- [28] I. J. Urrutia, Efectos En La Respuesta Sísmica De La Duración De Los Registros Sísmicos, Valparaíso, 2017.
- [29] L. G. REYES, DINÁMICA DE ESTRUCTURAS APLICADA AL DISEÑO SÍSMICO, BOGOTÁ: EDITORIAL DE COLOMBIA, 1998.
- [30] I. N. D. Normalizacion, Nch 1537 Of 2009. Diseño Estructural, Cargas Permanentes Y Cargas De Uso., Santiago, 2009.
- [31] R. P. A. T. Paulay, «Estructuras De Concreto Reforzado,» Christchurch, New Zelandia, Editorial Limusa, 1988.
- [32] A. J. Carr, Ruaumoko Manual, Canterbury: University Of Canterbury, 2007.

Anexo 1

1 Decaimiento logarítmico

Para determinar a qué razón de amortiguamiento respecto al crítico se logró llegar mediante la incorporación del amortiguador viscoso en la estructura, se somete a la estructura a una perturbación con la finalidad de medir a que razón logra volver al equilibrio. Aplicando la metodología presente en [12], es posible calcular a que razón de amortiguamiento fue posible llegar (ver Tabla 58). Cabe destacar que a base de para este caso en particular, se ignoró la primera medición obtenida para así asegurar que la estructura entre en régimen post perturbación (ver Figura 143) y obtener un resultado que esté libre de la influencia inducida por la perturbación.

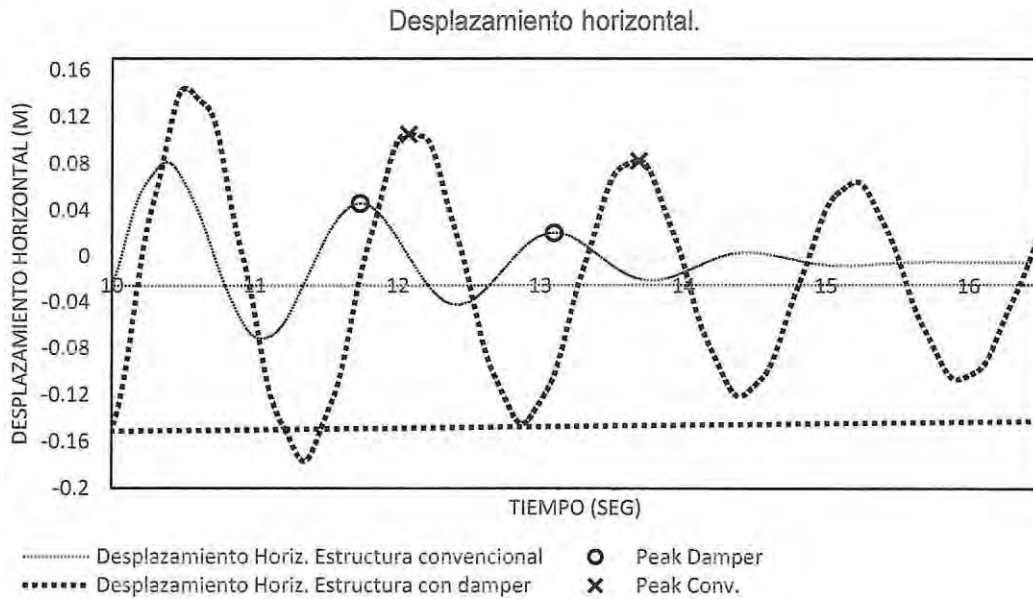


Figura 143 Desplazamiento horizontal en el tiempo.

Finalmente para la estructura convencional a partir de la metodología propuesta, se determinó que la razón de amortiguamiento inherente de la estructura es de un 4% lo cual está dentro de los valores típicos existente en la literatura que fluctúan entre un 3% y un 5% y para la estructura equipada con el amortiguador viscoso de $\alpha=0.6$ fue posible alcanzar un 13%, según se aprecia en la Tabla 58.

	t(s)	DESP.	% AMORT.
Estructura con Damper.	11.738	0.0459	13%
	13.096	0.0205	
Estructura convencional.	12.075	0.1052	4%
	13.69	0.0826	

Tabla 58 Razón de amortiguamiento respecto al crítico.

Anexo 2

A continuación se presentan los ciclos de histéresis obtenidos para los distintos registros en el edificio de 15 pisos para el ADAS con una relación de $v/v_{Activ} = 1.0$ en donde es posible apreciar que para los distintos registros, los niveles de deformación alcanzados en función de cada sismo varía de manera importante. No obstante para los distintos niveles, no existió mayormente variación en cuanto a los niveles de deformación alcanzados para un mismo registro. En donde claramente el ADAS que se encuentra ubicado entre el piso 8 y 9 no alcanza los mismos niveles de deformación que los existentes en pisos superiores.

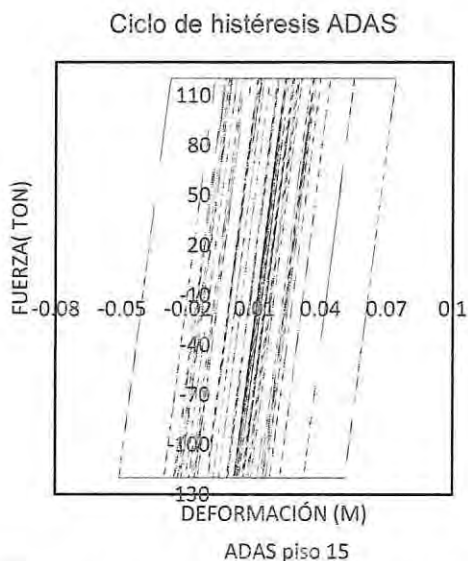


Figura 144 Ciclo de histéresis ADAS piso 15 CCEW

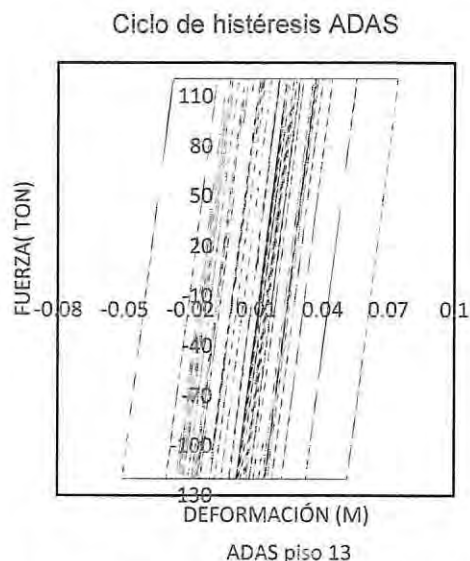


Figura 146 Ciclo de histéresis ADAS piso 13 CCEW

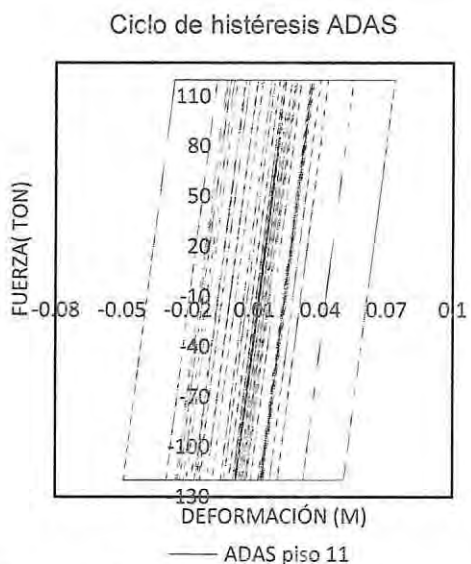


Figura 145 Ciclo de histéresis ADAS piso 11 CCEW

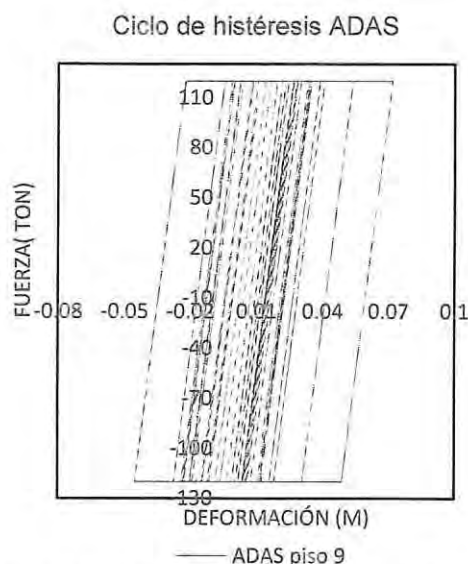


Figura 147 Ciclo de histéresis ADAS piso 9 CCEW

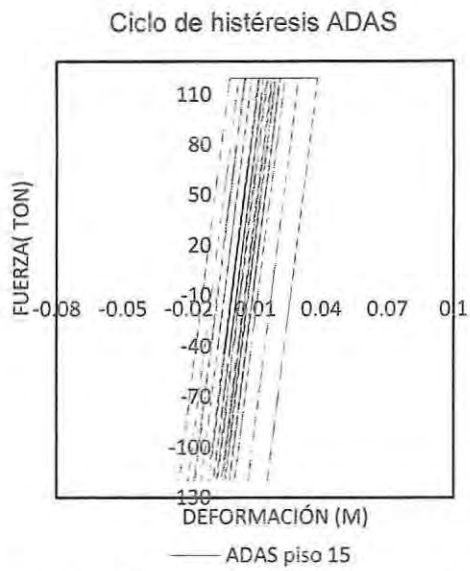


Figura 148 Ciclo de histéresis ADAS piso 15 MMEW

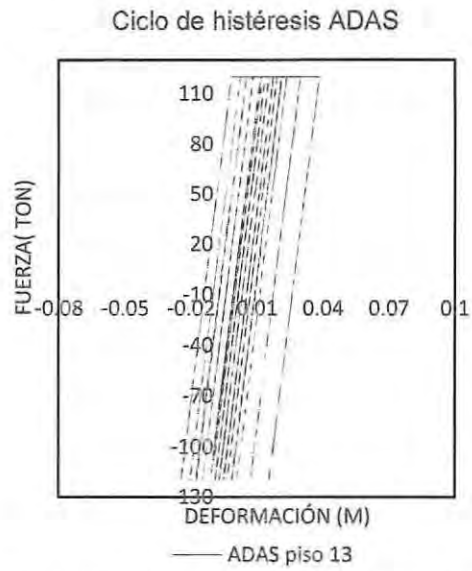


Figura 150 Ciclo de histéresis ADAS piso 13 MMEW

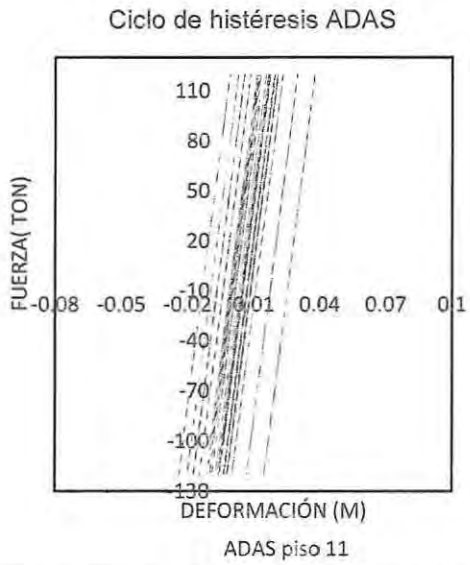


Figura 149 Ciclo de histéresis ADAS piso 11 MMEW

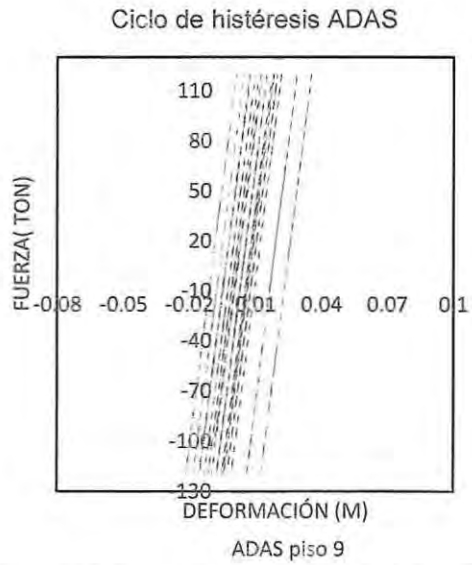


Figura 151 Ciclo de histéresis ADAS piso 9 MMEW

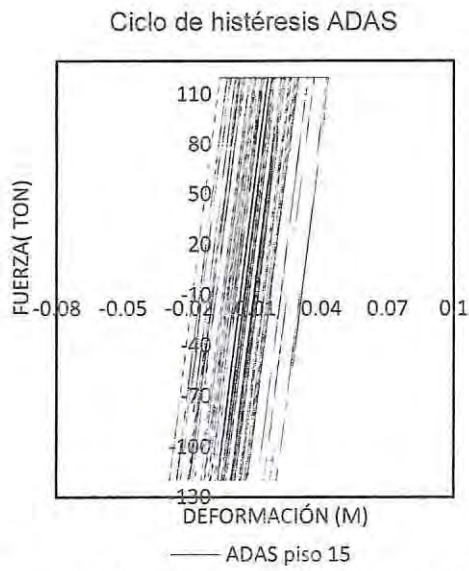


Figura 152 Ciclo de histéresis ADAS piso 15 CNC3

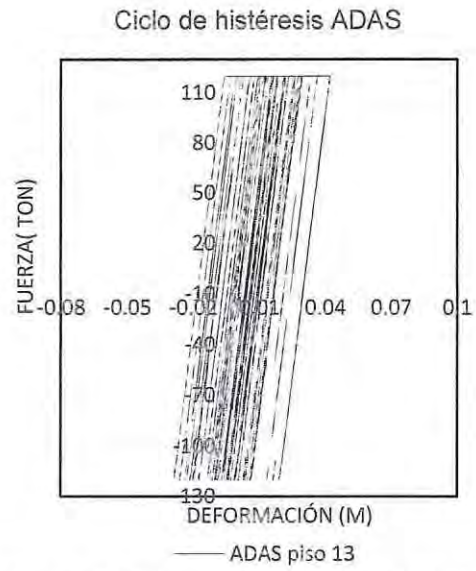


Figura 154 Ciclo de histéresis ADAS piso 13 CNC3

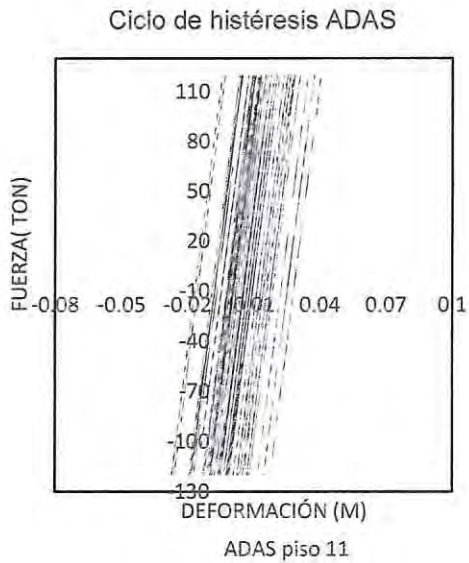


Figura 153 Ciclo de histéresis ADAS piso 11 CNC3

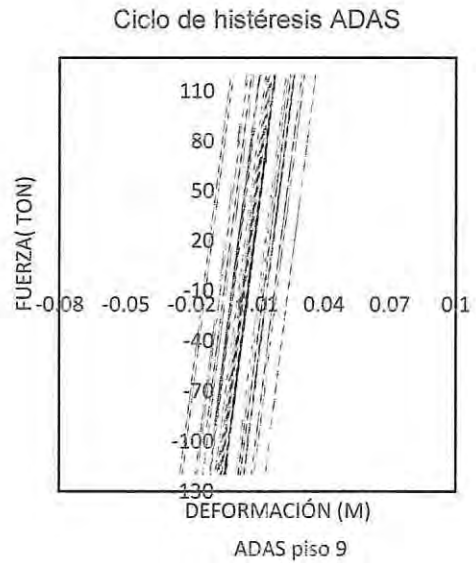


Figura 155 Ciclo de histéresis ADAS piso 9 CNC3

A continuación se presentan los ciclos de histéresis obtenidos para los distintos registros en el edificio de 15 pisos para el amortiguador con $\alpha = 0.6$ en donde es posible apreciar que para los distintos registros, los niveles de deformación alcanzados en función de cada sismo varían de manera importante. No obstante para los distintos niveles, no existió mayormente variación en cuanto a los niveles de deformación alcanzados para un mismo registro para el caso de Concepción centro. En cuanto a Constitución y Marga Marga, la variación existente entre un nivel y otro para un mismo sismo alcanza un valor considerable cercano al 40%.

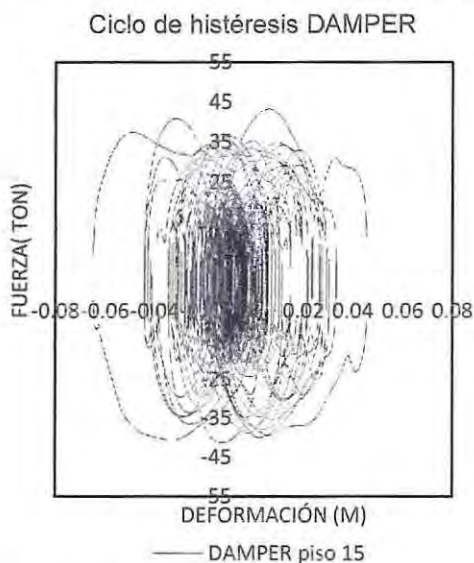


Figura 156 Ciclo de histéresis DAMPER piso 15 CCEW

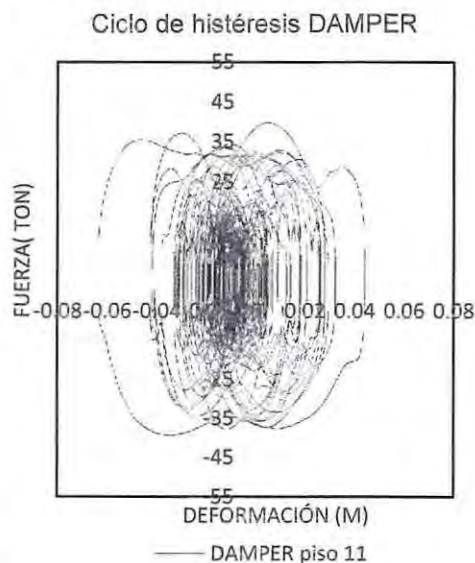


Figura 158 Ciclo de histéresis DAMPER piso 13 CCEW

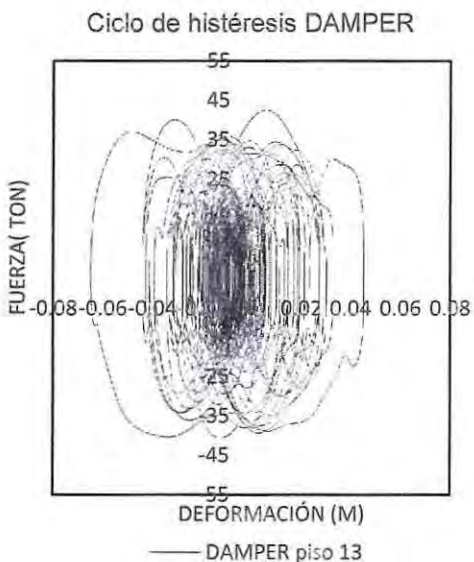


Figura 157 Ciclo de histéresis DAMPER piso 11 CCEW

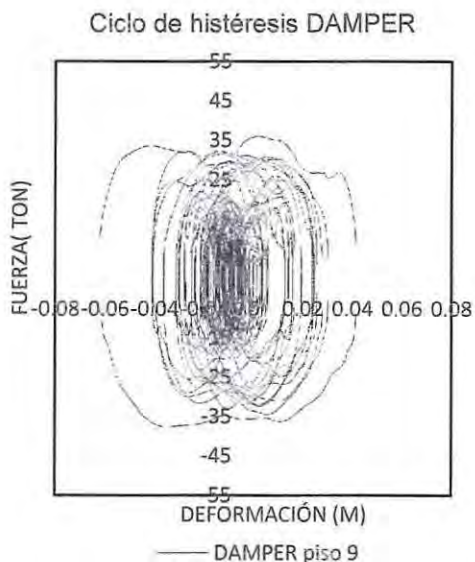


Figura 159 Ciclo de histéresis DAMPER piso 9 CCEW

En el caso de Constitución y Marga Marga, es posible apreciar que el amortiguador no se acercó a su máxima capacidad tanto para la fuerza máxima admisible como también para el recorrido. No obstante en el caso de Concepción los valores obtenidos para la fuerza transmitida mediante el amortiguador son cercana a las 50 toneladas.

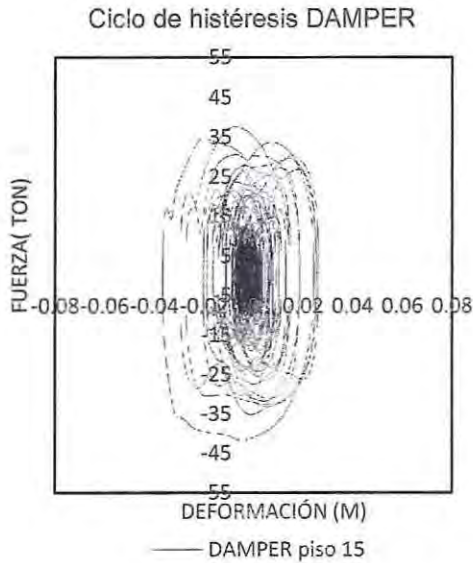


Figura 160 Ciclo de histéresis DAMPER piso 15 MMEW

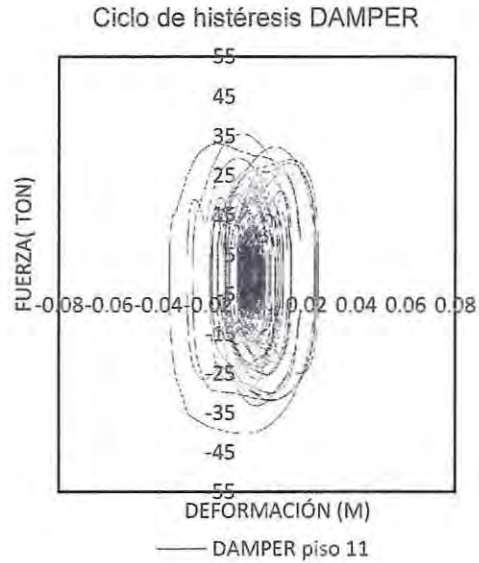


Figura 162 Ciclo de histéresis DAMPER piso 13 MMEW

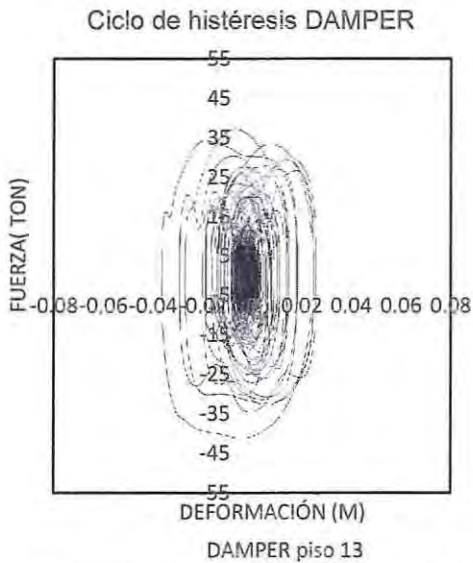


Figura 161 Ciclo de histéresis DAMPER piso 11 MMEW

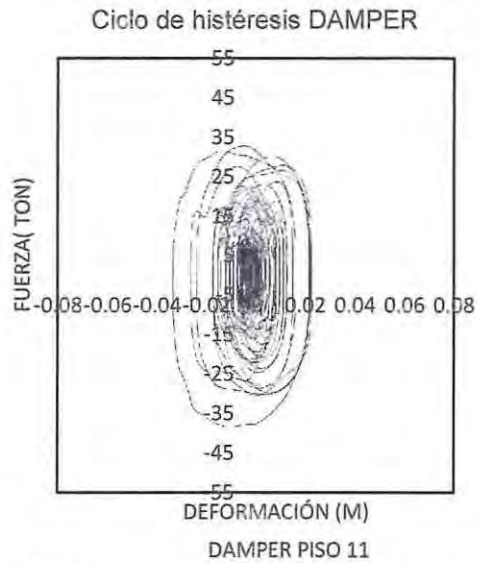


Figura 163 Ciclo de histéresis DAMPER piso 9 MMEW

Para el registro de Constitución es posible apreciar que el dispositivo no tuvo un funcionamiento óptimo debido a que el dispositivo que se encuentra a menor altura alcanza cargas muy por debajo de su capacidad admisible. Si bien los niveles de deformación alcanzados son muy parecidos entre

un piso y otro, las solicitaciones generadas son muy distintas en cuanto a magnitud por lo que resulta claro que para pequeñas variaciones numéricas en la constante de amortiguamiento del dispositivo las variaciones posibles en el funcionamiento pueden ser de gran envergadura.

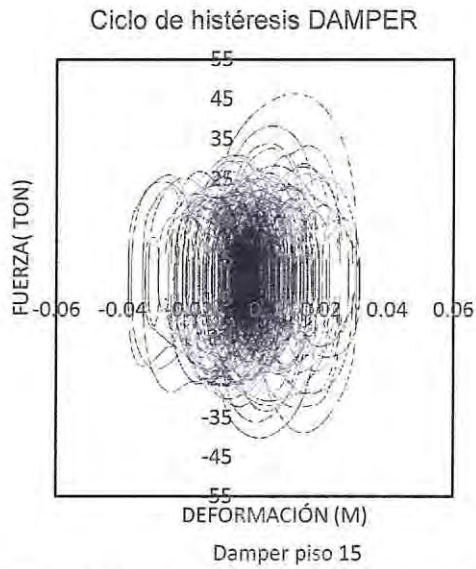


Figura 164 Ciclo de histéresis DAMPER piso 15 CNC3

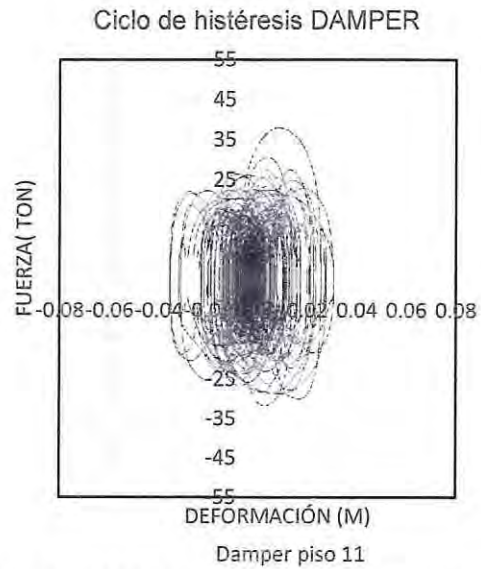


Figura 166 Ciclo de histéresis DAMPER piso 13 CNC3

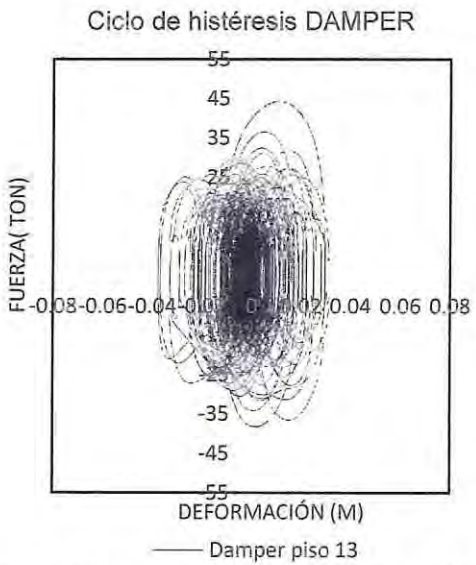


Figura 165 Ciclo de histéresis DAMPER piso 11 CNC3

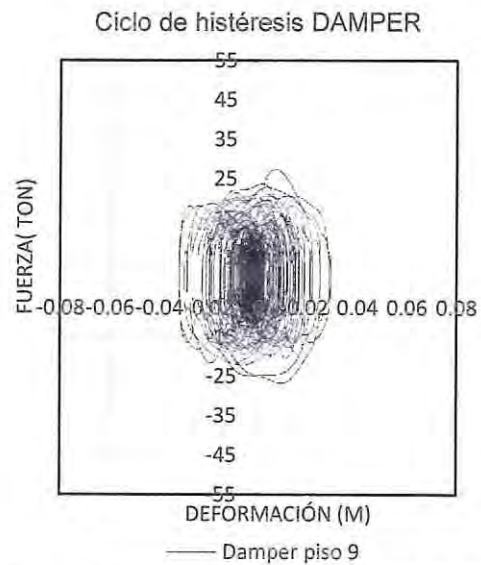


Figura 167 Ciclo de histéresis DAMPER piso 9 CNC3

Anexo 3

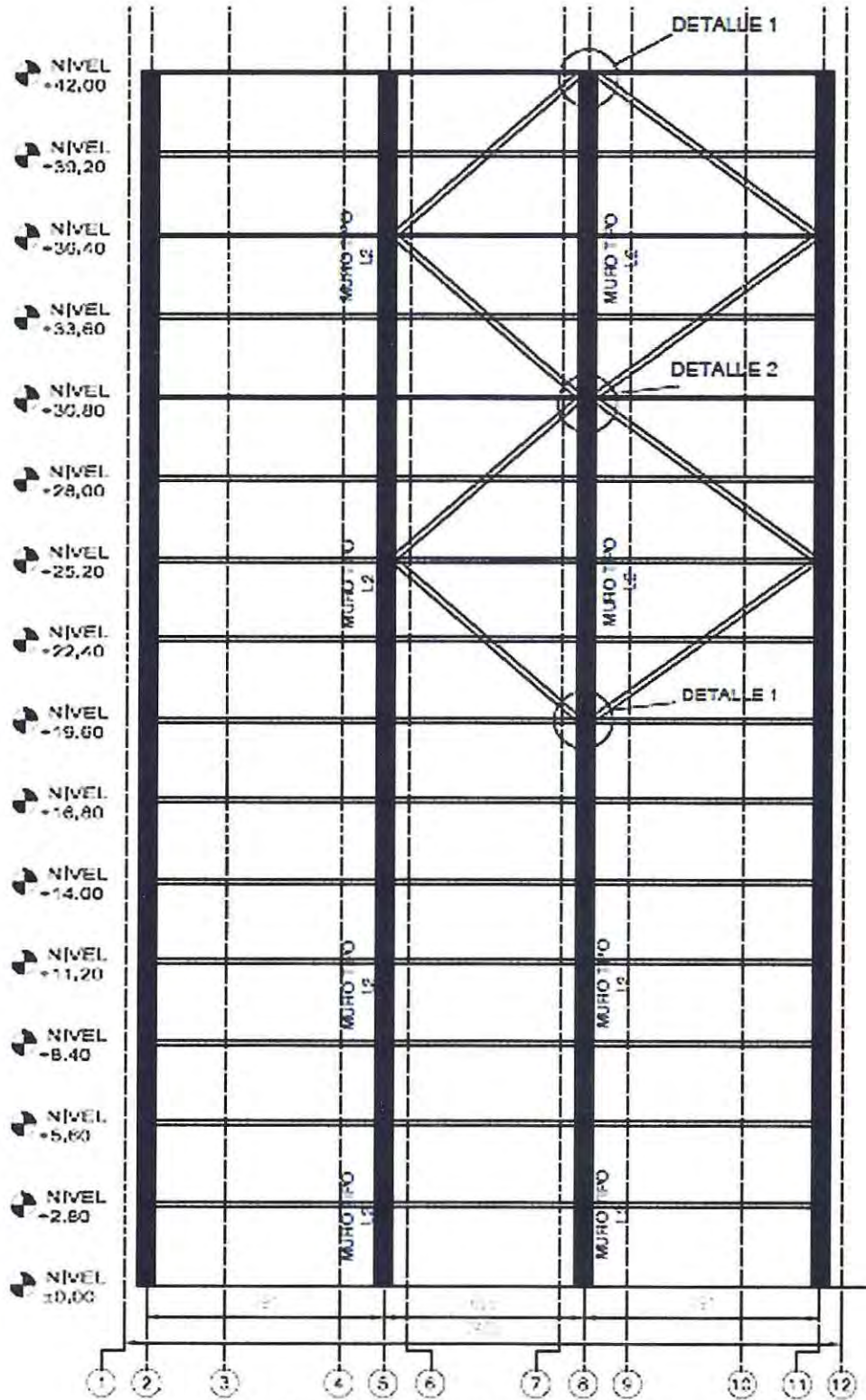


Figura 168 Ubicación de dispositivos en elevación tipo

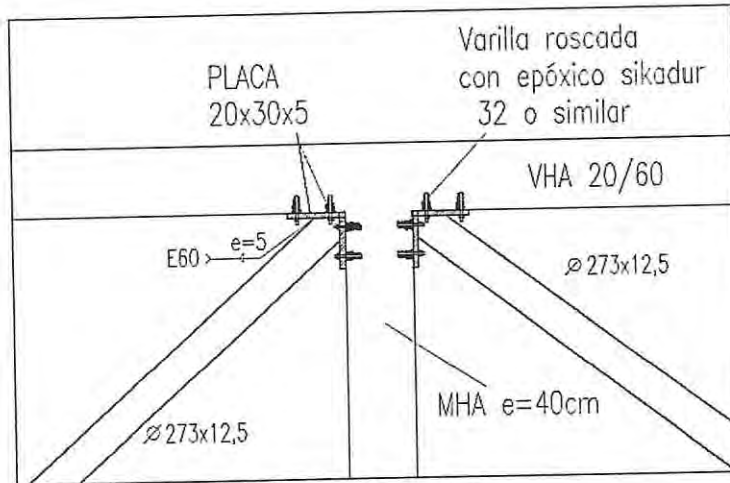


Figura 169 Detalle 1

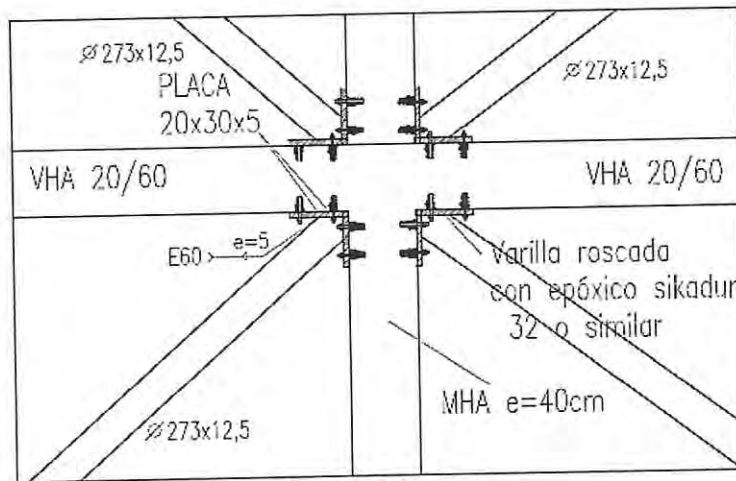


Figura 170 Detalle 2