

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Evaluación de la Respuesta Sísmica y el Costo de un
Edificio de Hormigón Armado con Base Fija y Aislado
con Dispositivos LRB y SMA

Por

Matías Alejandro Romero Alfaro

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

Profesor Guía: Patricio Quintana Gallo

A mis padres, siempre me han dado todo su apoyo incondicional a pesar de las dificultades.

A mis hermanos, Sergio, Jonathan y Pamela, han sido siempre una fuente de motivación.

A mis sobrinos, transmitiéndome siempre su inocencia y alegría.

Los Amo.

AGRADECIMIENTOS

Mis profundos agradecimientos a mi familia, madre, padre y hermanos por acompañarme y darme todo su apoyo en este gran proceso, por siempre tener una palabra de aliento y brindarme apoyo para lograr mis metas.

Agradezco a mis tíos, primos y sobrinos por acompañarme y brindarme buenos momentos, risas, alegrías y sobre todo por confiar en mí.

Quiero mencionar y agradecer a mis amigos, compañeros y a cada persona que ha formado parte importante de este camino, por cada momento vivido, experiencias y enseñanzas compartidas, que aportaron a ser hoy, la persona que soy.

Agradecer a mi jefe de práctica profesional, Don Celin Muñoz por confiar en mí y darme la oportunidad de poder trabajar a su lado y compartir su experiencia conmigo.

Dar gracias al profesor Antonio Di Cesare, docente de la Universidad de la Basilicata, Italia y Alessio Telesca, estudiante de doctorado de la universidad de la Basilicata, por su gran colaboración, compartiendo su experiencia y conocimientos técnicos.

Finalmente agradecer al Profesor Patricio Quintana Gallo, por ser un apoyo fundamental, motivador e inspirador. Por su gran vocación, disposición y preocupación con sus alumnos, siempre será inspiración de honestidad, valentía, coraje y rectitud.

Índice

1	Capítulo I: Introducción	15
1.1	Introducción.....	15
1.2	Objetivo General.....	18
1.3	Objetivos Específicos	18
1.4	Alcances	19
1.5	Metodología.....	20
2	Capítulo II: Antecedentes y Revisión Literaria	21
2.1	Antecedentes.....	21
2.1.1	Lead Rubber Bearings (LRB)	28
2.1.2	Shape Memory Alloys (SMA)	29
2.2	Revisión Literaria.....	31
3	Capítulo III: Caso de Estudio y Diseño Estructural	51
3.1	Modelo del Caso en Estudio	51
3.1.1	Materiales Utilizados	52
3.1.2	Cargas Gravitacionales	55
3.1.3	Análisis Sísmico Modal Espectral	56
3.1.4	Control de Desplazamientos	58
3.1.5	Análisis Espectral de Desplazamientos	59
3.2	Diseño Estructural	60
3.2.1	Muros.....	60
3.2.1.1	Diseño a Flexión y Carga Axial	60
3.2.1.2	Diseño al Corte.....	67
3.2.1.3	Diseño al Corte por Capacidad ACI318-19.....	69
3.2.1.4	Elementos Especiales de Borde (EEB).....	72
3.2.1.5	Elementos especiales de borde ACI318-19 (EEB ¹⁹).....	73
3.2.1.6	Esquemas y detalles de muros	75
4	Capítulo IV: Superestructura con Aislación Basal LRB y Sliders	78
4.1	Sistemas de Aislación Basal	78
4.2	Diseño Estructural con Dispositivos de Aislación Lead Rubber Bearing (LRB)	78
4.2.1	Modelación y Análisis	79
4.2.2	Peso Sísmico de la Estructura Aislada	79
4.2.3	Análisis Sísmico Estructura Aislada	80
4.2.4	Sistema de Aislación con Dispositivos LRB y Sliders	81
4.2.4.1	Diseño del sistema de aislación	82
4.2.4.2	Corte basal mínimo	87
5	Capítulo V: Análisis No Lineal Dinámico Estructura Convencional	88

5.1	Análisis No Lineal Estructura de Base Fija	88
5.2	Modelo de Análisis	88
5.2.1	Modelación de elementos estructurales	89
5.2.2	Otras características del Modelo	89
5.2.2.1	Deformación por corte	89
5.2.2.2	Longitud de rótula plástica	90
5.2.2.3	Cargas estáticas iniciales	90
5.2.3	Reglas de Histéresis.....	90
5.2.3.1	Calibración de la regla de histéresis	90
5.2.4	Análisis incremental (PUSHOVER).....	94
5.2.5	Análisis Cuasiestático – Cíclico (Push – Pull)	95
5.3	Análisis No Lineal Dinámico (ANLD).....	97
5.3.1	Registros	97
5.3.1.1	Análisis de Espectro de respuesta	99
5.3.2	Demandas Globales estructura base fija	100
5.3.2.1	Demanda de ductilidad global de desplazamientos de techo en el tiempo	100
5.3.2.2	Corte Basal – Desplazamiento de techo en el tiempo	103
5.3.2.3	Deformadas del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo	104
5.3.2.4	Desplazamientos relativos de entrepiso.....	105
5.3.2.5	Demanda global de aceleración de techo en el tiempo	106
5.3.3	Demandas en muros	109
5.3.3.1	Envolturas de momento	109
5.3.3.2	Envolturas de corte	111
5.3.3.3	Momento – Curvatura en la base	113
6	Capítulo VI: Análisis No Lineal Dinámico Estructura con Aislación Basal LRB y Sliders	122
6.1	Modelo de Análisis	122
6.1.1	Modelación de elementos estructurales y dispositivos de aislación	122
6.1.2	Reglas de Histéresis de los Dispositivos de Aislación	123
6.1.2.1	Regal de histéresis dispositivo LRB.	123
6.1.2.2	Análisis de Espectro de respuesta de estructuras con aislación basal	124
6.1.3	Análisis sistema de aislación basal con dispositivos LRB y Sliders	125
6.1.4	Demandas Globales superestructura con LRB y Sliders	131
6.1.4.1	Demanda de ductilidad global de desplazamientos de techo en el tiempo	131
6.1.4.2	Corte Basal – Desplazamiento de techo en el tiempo	134
6.1.4.3	Deformadas del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo	135
6.1.4.4	Desplazamientos relativos de entrepiso.....	136

6.1.4.5	Demanda global de aceleración de techo en el tiempo estructura LRB y Sliders	137
6.1.5	Demandas en muros superestructura con LRB y Sliders	140
6.1.5.1	Envoltentes de momento	140
6.1.5.2	Envoltentes de corte	142
6.1.5.3	Momento – Curvatura en la base	144
7	Capítulo VII: Implementación de dispositivos SMA.....	153
7.1	Sistema de Aislación Basal con Dispositivos LRB, Sliders y SMA	153
7.1.1	Procedimiento de diseño adoptado para el diseño de los dispositivos SMA.....	153
7.1.2	Análisis sistema de aislación basal con dispositivos LRB, SMA y Sliders.....	156
7.1.3	Demandas Globales superestructura con LRB, SMA y Sliders	162
7.1.3.1	Demanda de ductilidad global de desplazamientos de techo en el tiempo	162
7.1.3.2	Corte Basal – Desplazamiento de techo en el tiempo	165
7.1.3.3	Deformadas del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo, sistema de aislación LRB, SMA y Sliders	166
7.1.3.4	Desplazamientos relativos de entrepiso, sistema de aislación LRB, SMA y Sliders	167
7.1.3.5	Demanda global de aceleración de techo en el tiempo de la superestructura con LRB, SMA y Sliders	168
7.1.4	Demandas en muros superestructura con LRB, SMA y Sliders	171
7.1.4.1	Envoltentes de momento	171
7.1.4.2	Envoltentes de corte	173
7.1.4.3	Momento – Curvatura en la base	175
8	Capítulo VIII: Economía y Costos Estimados.....	184
8.1	Evaluación Económica y Costos Estimados	184
8.1.1	Cubicación de la Estructura de Base Fija	184
8.1.2	Costos y Presupuesto de la Estructura de Base Fija	185
8.1.3	Costos y Presupuesto Sistema de Aislación Basal LRB y Sliders.....	185
8.1.4	Costos de los Dispositivos Auxiliares SMA del Sistema de Aislación Basal	187
9	Capítulo IX: Conclusiones	188
9.1	Resumen y Conclusiones.....	188
9.1.1	Resumen	188
9.1.2	Conclusiones	189
10	Referencias	191
11	Anexos.....	197
	A.1. Periodos y porcentajes de masa equivalente de la estructura de base fija.....	197
	A.2. Envoltentes de corte de cada muro tipo, estructura de base fija.....	197
	A.3. Solicitaciones de carga axial y desplazamientos de los dispositivos deslizantes.....	199

A.4. Periodos y porcentajes de masa equivalente de la estructura de base aislada (LRB, Slider).	200
A.5. Ajuste tipo SINA realizado para cada muro.	201
A.6 Valores de M_{cc} , de cada muro.	204
A.7. Diagramas momento-curvatura análisis push-pull, base de cada muro.	205

Lista de Figuras

Figura 1.1. Matriz de desempeño sísmico con nuevos objetivos propuestos	16
Figura 1.2. Esquema del comportamiento de una estructura convencional (izquierda) y otra con aislación basal (derecha)	16
Figura 2.1. a) comportamiento de una estructura convencional, b) Estructura con aislación basal	23
Figura 2.2. Edificio Telecom, Ancona, Italia	24
Figura 2.3. West Japan Savings Computer Center	24
Figura 2.4. Parliament House	24
Figura 2.5. Fire Command and Control Facility Building	24
Figura 2.6. a) Edificio Andalucía, b) Viaducto Marga-Marga, c) Templo Bahai	27
Figura 2.7: Aislador sísmico LRB	28
Figura 2.8: Ciclos de histéresis típicos de un dispositivo LRB [11]	28
Figura 2.9. Comportamiento esfuerzo-deformación de los SMA	29
Figura 2.10. Comportamiento de transformación de fase-temperatura de los SMA	30
Figura 2.11. Influencia de la temperatura en el comportamiento de las SMA	30
Figura 2.12. Fuerza-Desplazamientos de un dispositivo LRB	34
Figura 2.13. modelos del comportamiento de los SMA	38
Figura 2.14. Edificio de hormigón armado de la ciudad de Ojiya	42
Figura 2.15. a) Comportamiento típico fuerza-deformación de los HDRB, b) Variación del amortiguamiento y Modulo de corte con respecto a la deformación por corte	43
Figura 2.16. Comportamiento típico de corte-desplazamiento de los CSS	43
Figura 2.17. Elevación del marco y planta del piso 1 de la estructura ensaya	45
Figura 2.18. Dispositivos y/o modelos analizados en la revisión literaria	50
Figura 3.1: Modelo tridimensional elástico caso de estudio	51
Figura 3.2: Planta Tipo del Caso de Estudio	52
Figura 3.3. Modelo del Hormigón Kent y Park 1971[X]	53
Figura 3.4. Modelo ley constitutiva del hormigón G-20 utilizado	53
Figura 3.5: Modelo dúctil del comportamiento del acero A630-420H	55
Figura 3.6: Espectros de Aceleración de la NCh 433	58
Figura 3.7. Drift/h en cada dirección de análisis	58

Figura 3.8. Espectro de desplazamientos NCh433Of.96Mod2012.....	59
Figura 3.9. Diagrama de interacción, en la dirección del alma muros T.....	62
Figura 3.10. Diagrama de interacción, en la dirección del ala muros T.....	63
Figura 3.11. Diagrama de interacción, en la dirección del alma muros L.....	64
Figura 3.12. Diagramas de interacción, en la dirección del ala muros L.....	65
Figura 3.13. Diagramas de interacción muros R.....	66
Figura 3.14. Diagramas de interacción machones.....	67
Figura 3.15. Determinación de la demanda de corte (Moehle et al 2011) [76].....	69
Figura 3.16. Refuerzo horizontal y vertical muros T.....	75
Figura 3.17. Detalle borde común muro T.....	75
Figura 3.18. Detalle borde libre alma muro T.....	75
Figura 3.19. Refuerzo horizontal y vertical muros L.....	76
Figura 3.20. Detalle borde común muro L.....	76
Figura 3.21. Detalle borde libre alma muro L.....	76
Figura 3.22. Refuerzo horizontal y longitudinal muros R.....	77
Figura 3.23. Detalle borde muro R.....	77
Figura 3.24. Refuerzo en machones.....	77
Figura 3.25. Detalle borde machón.....	77
Figura 4.1. Modelo tridimensional estructura aislada con dispositivos LRB.....	79
Figura 4.2. Definición del espectro de diseño de pseudo-aceleración NCh2745.....	80
Figura 4.3. Espectro elástico NCh2745:2013.....	81
Figura 4.4. Dispositivo Slider utilizado.....	85
Figura 4.5. Distribución del sistema de aislación.....	85
Figura 5.1. Esquema del modelo de análisis.....	88
Figura 5.2. Esquema del elemento Giberson Beam [13].....	89
Figura 5.3. Representación gráfica del modelo de análisis.....	89
Figura 5.4. Regla de histéresis SINA.....	90
Figura 5.5. Clasificación de muros para el ajuste tipo SINA.....	91
Figura 5.6. Ajuste SINA a la sección base del muro T1.....	92
Figura 5.7. Resultado análisis incremental modelo SINA en muros.....	94
Figura 5.8. Momento - Curvatura base muros (SINA).....	96
Figura 5.9. Historia de desplazamientos impuesta en el análisis "push-pull".....	96
Figura 5.10. Registro de aceleración Viña (Chile).....	97
Figura 5.11. Registro de aceleración Sylmar (Northridge).....	98
Figura 5.12. Registro de aceleración Concepción Centro (Chile).....	98

Figura 5.13. Registro de aceleración JMA (Kobe)	98
Figura 5.14. Registro de aceleración Christchurch hospital	99
Figura 5.15. Espectros de respuesta de los registros sísmicos y espectro elástico de diseño NCh433	99
Figura 5.16. Historia de desplazamientos de techo (DR) - Registro Viña del Mar (Chile).....	100
Figura 5.17. Historia de desplazamientos de techo (DR) – Registro Concepción (Chile).....	101
Figura 5.18. Registro de desplazamientos de techo (DR) - Registro Sylmar (Northridge).....	101
Figura 5.19. Historia de desplazamientos de techo (DR) - Registro Christchurch Hospital	102
Figura 5.20. Historia de desplazamientos de techo (DR) - Registro JMA (Kobe)	102
Figura 5.21. Relación corte basal - desplazamiento de techo (Sylmar)	103
Figura 5.22. Deformada del sistema para DR máximo y mínimo	104
Figura 5.23. Máximos desplazamientos relativos de entrepiso	105
Figura 5.24. Aceleración de techo en el tiempo, registro Viña del Mar	106
Figura 5.25. Aceleración de techo en el tiempo, registro Concepción.....	107
Figura 5.26. Aceleración de techo en el tiempo, registro Sylmar	107
Figura 5.27. Aceleración de techo en el tiempo, registro CHHC	108
Figura 5.28. Aceleración de techo en el tiempo, registro JMA	108
Figura 5.29. Envolvente de momentos muro T1	109
Figura 5.30. Envolvente de momento muro L4	110
Figura 5.31. Envolvente de momento Machón	110
Figura 5.32. Envolvente de corte muro T1	111
Figura 5.33. Envolvente de corte muro L4	112
Figura 5.34. Envolvente de corte Machón	113
Figura 5.35. Momento - Curvatura muro T1, registro Viña del Mar	114
Figura 5.36. Momento - Curvatura muro L4, registro Viña del Mar	114
Figura 5.37. Momento - Curvatura machón, registro Viña del Mar	115
Figura 5.38. Momento – Curvatura muro T1, registro Concepción.....	115
Figura 5.39. Momento - Curvatura muro L4, registro Concepción.....	116
Figura 5.40. Momento - Curvatura machón, registro Concepción	116
Figura 5.41. Momento - Curvatura muro T1, registro Sylmar	117
Figura 5.42. Momento - Curvatura muro L4, registro Sylmar	117
Figura 5.43. Momento - Curvatura machón, registro Sylmar	118
Figura 5.44. Momento - Curvatura muro T1, registro JMA	118
Figura 5.45. Momento - Curvatura muro L4, registro JMA	119
Figura 5.46. Momento - Curvatura machón, registro JMA.....	119
Figura 5.47. Momento - Curvatura muro T1, registro Christchurch	120

Figura 5.48. Momento - Curvatura muro L4, registro Christchurch	120
Figura 5.49. Momento - Curvatura machón, registro Christchurch.....	121
Figura 6.1. Representación grafica modelo de análisis estructura aislada con dispositivos LRB..	122
Figura 6.2. Regla de histéresis Bi-linear inelastic	123
Figura 6.3. Modelo de comportamiento histerético de un LRB de FIP MEC	123
Figura 6.4. Espectros de respuesta de los registros sísmicos y espectro elástico de diseño NCh2745	124
Figura 6.5. Histéresis LRB, registro Viña del Mar	125
Figura 6.6. Histéresis LRB, registro Concepción	126
Figura 6.7. Histéresis LRB, registro Sylmar	126
Figura 6.8. Histéresis LRB, registro JMA	127
Figura 6.9. Histéresis LRB, registro Christchurch	127
Figura 6.10. Desplazamiento sistema de aislación, registro Viña del Mar	128
Figura 6.11. Desplazamiento sistema de aislación, registro Concepción.....	128
Figura 6.12. Desplazamiento sistema de aislación, registro Sylmar	129
Figura 6.13. Desplazamiento sistema de aislación, registro JMA	129
Figura 6.14. Desplazamiento sistema de aislación, registro Christchurch	130
Figura 6.15. Historia de desplazamientos de techo (DR) - Registro Viña del Mar (Chile).....	131
Figura 6.16. Historia de desplazamientos de techo (DR) – Registro Concepción (Chile).....	132
Figura 6.17. Registro de desplazamientos de techo (DR) - Registro Sylmar (Northridge).....	132
Figura 6.18. Historia de desplazamientos de techo (DR) - Registro JMA (Kobe)	133
Figura 6.19. Historia de desplazamientos de techo (DR) - Registro Christchurch	133
Figura 6.20. Relación corte basal - desplazamiento de techo (Sylmar)	134
Figura 6.21. Deformada del sistema para DR máximo y mínimo	135
Figura 6.22. Máximos desplazamientos relativos de entrepiso	136
Figura 6.23. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB, registro Viña del Mar	137
Figura 6.24. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB, registro Concepción	137
Figura 6.25. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB, registro Sylmar	138
Figura 6.26. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB, registro JMA	138
Figura 6.27. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB, registro CHHC	139
Figura 6.28. Envolvente de momentos muro T1 (LRB y Sliders).....	140
Figura 6.29. Envolvente de momento muro L4 (LRB y Sliders).....	141
Figura 6.30. Envolvente de momento Machón (LRB y Sliders)	141
Figura 6.31. Envolvente de corte muro T1 superestructura (LRB y Sliders)	142
Figura 6.32. Envolvente de corte muro L4 superestructura (LRB y Sliders)	143
Figura 6.33. Envolvente de corte Machón superestructura (LRB y Sliders)	144

Figura 6.34. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB y Sliders, registro Viña del Mar	145
Figura 6.35. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB y Sliders, registro Viña del Mar	145
Figura 6.36. Momento - Curvatura machón superestructura LRB y Sliders, registro Viña del Mar	146
Figura 6.37. Momento – Curvatura muro T1 superestructura LRB y Sliders, registro Concepción	146
Figura 6.38. Momento - Curvatura machón superestructura LRB y Sliders, registro Concepción.	147
Figura 6.39. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB y Sliders, registro Concepción	147
Figura 6.40. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB y Sliders, registro Sylmar	148
Figura 6.41. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB y Sliders, registro Sylmar	148
Figura 6.42. Momento - Curvatura machón superestructura LRB y Sliders, registro Sylmar	149
Figura 6.43. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB y Sliders, registro JMA	149
Figura 6.44. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB y Sliders, registro JMA	150
Figura 6.45. Momento - Curvatura machón superestructura LRB y Sliders, registro JMA	150
Figura 6.46. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB y Sliders, registro Christchurch	151
Figura 6.47. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB y Sliders, registro Christchurch	151
Figura 6.48. Momento - Curvatura machón superestructura LRB y Sliders, registro Christchurch	152
Figura 7.1. Regla de Histeresis " Shape-Memory-Alloy Flag-shaped" [75]	154
Figura 7.2. Comportamiento mecánico de un dispositivo SRCD a: a) 5°C, b) 40°C	154
Figura 7.3. esquema de la ubicación de los dispositivos SMA	155
Figura 7.4. Histéresis LRB y SMA, registro Viña del Mar	156
Figura 7.5. Histéresis LRB y SMA registro Concepción	157
Figura 7.6. Histéresis LRB y SMA registro Sylmar	157
Figura 7.7. Histéresis LRB y SMA, registro JMA	158
Figura 7.8. Histéresis LRB y SMA registro Christchurch	158
Figura 7.9. Desplazamiento sistema de aislación LRB y SMA, registro Viña del Mar	159
Figura 7.10. Desplazamiento sistema de aislación LRB y SMA, registro Concepción	159
Figura 7.11. Desplazamiento sistema de aislación LRB y SMA, registro Sylmar	160
Figura 7.12. Desplazamiento sistema de aislación LRB y SMA, registro JMA	160
Figura 7.13. Desplazamiento sistema de aislación LRB y SMA, registro Christchurch	161
Figura 7.14. Historia de desplazamientos de techo (DR) aislación LRB, SMA- Registro Viña del Mar	162
Figura 7.15. Historia de desplazamientos de techo (DR) aislación LRB, SMA– Registro Concepción	163
Figura 7.16. Registro de desplazamientos de techo (DR) aislación LRB, SMA- Registro Sylmar.	163
Figura 7.17. Historia de desplazamientos de techo (DR) aislación LRB, SMA- Registro JMA	164
Figura 7.18. Historia de desplazamientos de techo (DR) aislación LRB, SMA- Registro Christchurch	164

Figura 7.19. Relación corte basal - desplazamiento de techo, aislación LRB y SMA (Sylmar)	165
Figura 7.20. Deformada del sistema para DR máximo y mínimo, sistema de aislación LRB y SMA	166
Figura 7.21. Máximos desplazamientos relativos de entrepiso, sistema de aislación LRB y SMA	167
Figura 7.22. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB y SMA, registro Viña del Mar	168
Figura 7.23. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB y SMA, registro Concepción	168
Figura 7.24. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB y SMA, registro Sylmar	169
Figura 7.25. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB y SMA, registro JMA.....	169
Figura 7.26. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB y SMA, registro CHHC	170
Figura 7.27. Envolvente de momentos muro T1 (LRB, SMA y Sliders).....	171
Figura 7.28. Envolvente de momento muro L4 (LRB, SMA y Sliders).....	172
Figura 7.29. Envolvente de momento Machón (LRB, SMA y Sliders)	172
Figura 7.30. Envolvente de corte muro T1 superestructura (LRB, SMA y Sliders)	173
Figura 7.31. Envolvente de corte muro L4 superestructura (LRB, SMA y Sliders).....	174
Figura 7.32. Envolvente de corte Machón superestructura	175
Figura 7.33. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Viña del Mar	176
Figura 7.34. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Viña del Mar	176
Figura 7.35. Momento - Curvatura machón superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Viña del Mar	177
Figura 7.36. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Concepción.....	177
Figura 7.37. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Concepción.....	178
Figura 7.38. Momento - Curvatura machón superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Concepción.....	178
Figura 7.39. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Sylmar	179
Figura 7.40. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Sylmar	179
Figura 7.41. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro JMA ..	180
Figura 7.42. Momento - Curvatura machón superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Sylmar	180
Figura 7.43. Momento - Curvatura machón superestructura LRB, SMA y Sliders, registro JMA...	181
Figura 7.44. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro JMA ..	181
Figura 7.45. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Christchurch	182

Figura 7.46. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB y Sliders, registro Christchurch 182

Figura 7.47. Momento - Curvatura machón superestructura LRB y Sliders, registro Christchurch 183

Lista de Tablas

Tabla 2.1. Algunos acontecimientos históricos de la aislación basal	25
Tabla 2.2. Tipo de modelos ensayados	36
Tabla 2.3. Ensayos sísmicos realizados para el edificio aislado en su base y edificio de base fija .	46
Tabla 2.4. Resumen de la revisión literaria	49
Tabla 3.1. Área de losa por piso	51
Tabla 3.2. Propiedades de hormigón utilizados	52
Tabla 3.3. hormigón utilizado en cada elemento	52
Tabla 3.4. Propiedades del acero	54
Tabla 3.5. Cargas permanentes y sobrecargas de uso	55
Tabla 3.6. Peso (masa) asociada a cada diafragma.....	55
Tabla 3.7: Cargas gravitacionales y Peso sísmico	56
Tabla 3.8. Parámetros del caso en estudio del análisis modal espectral	56
Tabla 3.9: Periodos con mayor masa traslacional equivalente.....	56
Tabla 3.10: Principales resultados del análisis	57
Tabla 3.11. Parámetros del espectro de desplazamientos del caso de estudio.....	59
Tabla 3.12. Resultados espectro de desplazamientos NCh433	59
Tabla 3.13. Longitud de las secciones de los muros	61
Tabla 3.14. Refuerzo longitudinal en muros T	61
Tabla 3.15. Refuerzo longitudinal muros L	63
Tabla 3.16. Refuerzo longitudinal muros R.....	65
Tabla 3.17. Refuerzo longitudinal machones.....	66
Tabla 3.18. Pu límite DS60	67
Tabla 3.19. Corte nominal límite ACI318-08	68
Tabla 3.20. Distribución de acero transversal de los muros	69
Tabla 3.21. Factor de sobrerresistencia de la sección de análisis.....	70
Tabla 3.22. Factores del diseño por capacidad ACI318-19.....	70
Tabla 3.23. Resultados corte nominal límite ACI318-19.....	71
Tabla 3.24. Comparación cuantía de refuerzo transversal	72
Tabla 3.25. Elementos especiales de borde	73
Tabla 3.26. Elementos especiales de borde ACI318-19.....	74

Tabla 4.1. Peso sísmico estructura aislada	80
Tabla 4.2. Parámetros sísmicos.....	81
Tabla 4.3. Propiedades de los dispositivos del sistema de aislación	84
Tabla 4.4. Cargas axiales y desplazamientos máximos en cada dispositivo LRB	86
Tabla 4.5. Características del comportamiento dinámico de la estructura	87
Tabla 5.1. Carga axial demandada del diagrama MC	91
Tabla 5.2. Estimación de la curvatura de fluencia de cada muro tipo	93
Tabla 5.3. Ajuste SINA análisis seccional (momentos en [T-m])	93
Tabla 5.4. Valores de distorsión global análisis "pushover"	95
Tabla 5.5. Información de los registros utilizados en el ANLD	97
Tabla 5.6. Demanda de desplazamientos globales	102
Tabla 5.7. Factor de aceleración global de techo	108
Tabla 6.1. Datos de la regla de histéresis dispositivos LRB	123
Tabla 6.2. Análisis del sistema de aislación basal LRB	130
Tabla 6.3. Demanda de desplazamientos globales	134
Tabla 6.4. Análisis del factor de aceleración global de techo superestructura LRB	139
Tabla 7.1. Parámetros de la curva de histéresis utilizada para los dispositivos SMA	155
Tabla 7.2. Análisis del sistema de aislación basal LRB y SMA	161
Tabla 7.3. Demanda de desplazamientos globales superestructura aislada con LRB y SMA	164
Tabla 7.4. Análisis del factor de aceleración global de techo superestructura LRB y SMA	170
Tabla 8.1. Cubicación del hormigón requerido estructura convencional	184
Tabla 8.2. Cubicación del acero requerido estructura convencional	184
Tabla 8.3. Cotización de materiales requeridos estructura convencional.....	185
Tabla 8.4. Criterio de costos dispositivos LRB FIPMECANIC	186
Tabla 8.5. Criterio de costos dispositivos Slider FIPMECANIC	186
Tabla 8.6. Costos estimados sistema de aislación LRB y Sliders	187
Tabla 8.7. Costo unitario SMA, GoodFellow	187
Tabla 8.8. Costos estimados dispositivo SMA	187

Capítulo I: Introducción

1.1 Introducción.

La Tierra se mueve bajo nuestros pies, a causa de las placas tectónicas que componen la estructura geológica del planeta. Estos movimientos, muchos de ellos imperceptibles, ocurren con mayor frecuencia en algunas zonas del mundo. Chile es una de ellas. Y una de las más recurrentes y potentes del mundo.

Como se sabe, nuestro país es cuna de grandes terremotos. Prueba de esto es el listado de eventos sísmicos de gran magnitud hecho por la United State Geological Survey (USGS), en el que Chile es el único país que cuenta con dos de los 10 terremotos más grande de los últimos 120 años. Encabeza esta lista el terremoto de Valdivia de 1960, de magnitud M_w 9.5, causante de graves daños a la infraestructura del lugar que significaron pérdidas económicas por aproximadamente 500-700 millones de dólares y causó la muerte de más de 2000 personas [1]

El segundo evento sísmico chileno que integra dicho listado (sexto lugar), es el terremoto de Maule (M_w 8.8), ocurrido el 27 de febrero de 2010. Este terremoto produjo daños en la infraestructura de la zona centro del país estimados en treinta mil millones de dólares, equivalentes al 18% del PIB nacional de 2010. El número de personas afectadas alcanzó los 2.671.556, ocupando el lugar número 11 a nivel mundial en esta estadística [2] . Diversos edificios sufrieron daños de consideración, incluyendo el colapso del edificio Alto Río, construido en Concepción en 2009.

Después de este último evento, se introdujo enmiendas a los códigos de análisis y diseño sismorresistentes vigentes en 2010 en Chile, mediante de los decretos supremos números 60 y 61 de 2011 (DS 60 [3] y DS 61 [4]). Estas enmiendas tienen por objetivo fundamental asegurar un comportamiento dúctil estable de las construcciones durante terremotos de gran intensidad, corrigiendo eficiencias identificadas.

Si un terremoto de alta intensidad exige una alta capacidad de deformación inelástica de las construcciones, los edificios, aun cuando sean dúctiles, pueden sufrir daños estructurales permanentes muy costosos de reparar e incluso irreparables generando millonarias pérdidas por la reparación misma, el costo de interrupción, y el costo de reemplazo de la estructura en el caso extremo.

Se presentan distintas expectativas entre ingenieros, autoridades y la población en general en cuanto a las consecuencias que pueden tener terremotos de gran intensidad sobre estructuras diseñadas según códigos modernos: los primeros esperan resguardar la vida humana y prevenir el colapso de las estructuras, en línea con la filosofía de diseño de la normativa chilena actual, mientras que el público espera que sus propiedades sufran daños al menos reparables y que el tiempo de interrupción sea corto [5].

Es por esto por lo que países como Nueva Zelanda, también azotada por terremotos destructivos (por ejemplo, Christchurch 2011 [6]) han considerado implementar nuevos objetivos de diseño, grandes pérdidas socioeconómicas debidas a terremotos son inaceptables. Se tiene como finalidad que el edificio quede plenamente operativo incluso después de terremotos de gran intensidad (ver Figura 1.1) [7]

		Earthquake performance level			
		<i>Fully operational</i>	<i>Operational</i>	<i>Life safe</i>	<i>Near collapse</i>
		REPAIRABLE		NON REPAIRABLE	
Earthquake design level	Frequent (40 years)		Unacceptable	Unacceptable	Unacceptable
	Occasional (100 years)		Marginal	Unacceptable	Unacceptable
	Rare (550 years)			Unacceptable	Unacceptable
	Very rare (2500 years)			Unacceptable	Unacceptable

Figura 1.1. Matriz de desempeño sísmico con nuevos objetivos propuestos [7]

Existen al menos dos estrategias reconocidas para limitar los daños en estructuras durante un terremoto severo, a saber:

1. Aumento exagerado de la rigidez: simplemente consiste en sobredimensionar la estructura para que responda siempre en rango elástico y no presente daños; factible en construcciones pequeñas, pero antieconómico para edificios altos.
2. Adición de fuentes suplementarias de disipación de energía. Éstas reducen el daño mediante la utilización de dispositivos disipadores histeréticos, viscoelásticos, de fricción, etc., en la base de la estructura (aislación basal) o en riostras de marcos, por ejemplo. En particular, la aislación basal tiene por finalidad proporcionar flexibilidad y capacidad de disipación de energía a una estructura, concentrando los desplazamientos horizontales a nivel de sistema de aislación (ver Figura 1.2 [8]), traduciéndose en una reducción de la amplitud de la respuesta debido al aumento del amortiguamiento equivalente, y en un aumento del período fundamental de la estructura.

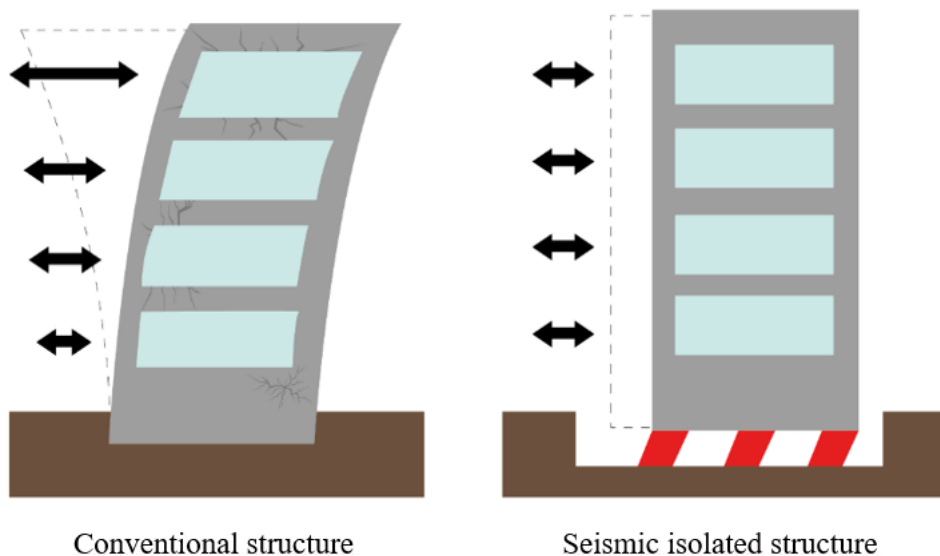


Figura 1.2. Esquema del comportamiento de una estructura convencional (izquierda) y otra con aislación basal (derecha) [8]

Actualmente los dispositivos de aislación más comunes son los de goma (caucho con núcleo de plomo), llamados "Lead-Rubber Bearings" (LRB), inventados en Nueva Zelanda en los años 1970's [9]. Sin embargo, una de sus desventajas es que pueden presentar grandes deformaciones residuales (remanentes) luego de ser sometidos a solicitaciones sísmicas severas. Dispositivos que no presentan dicha limitante son los aisladores equipados con materiales con memoria de forma (Shape Memory Alloys, SMA) [10], que tienen además de la capacidad de otorgar flexibilidad y capacidad de disipación de energía, la habilidad de devolver la estructura a su posición original (recentring), haciendo que las deformaciones residuales sean prácticamente nulas.

Inspirado en lo expuesto anteriormente, este trabajo comparará el costo y el desempeño sísmico esperado de un edificio de hormigón armado diseñado con la base fija, cuyo corte basal de diseño no supere el máximo de la NCh433Of.1996 Mod.2012 [11], y con sistemas de aislación tipo: (1) LRB, y (2) SMA, según las normas chilenas NCh433 y NCh2745Of.2003 Mod. 2013 [12], añadiendo consideraciones de diseño adicionales para los SMA.

Junto con el cálculo del costo de construcción de los edificios, incluyendo el sistema de aislación si corresponde, se pretende estimar, mediante análisis dinámicos no-lineales el desempeño de la estructura y/o superestructura, para llevar a cabo una comparación entre ambas ante registros de aceleraciones sísmicas de Chile y el Mundo.

1.2 Objetivo General

Estudiar la factibilidad del uso dos sistemas de aislación basal en edificios de hormigón armado de baja altura típicos de la practica chilena, considerando:

- I. Costos
- II. Respuesta sísmica ante terremotos de gran intensidad

1.3 Objetivos Específicos

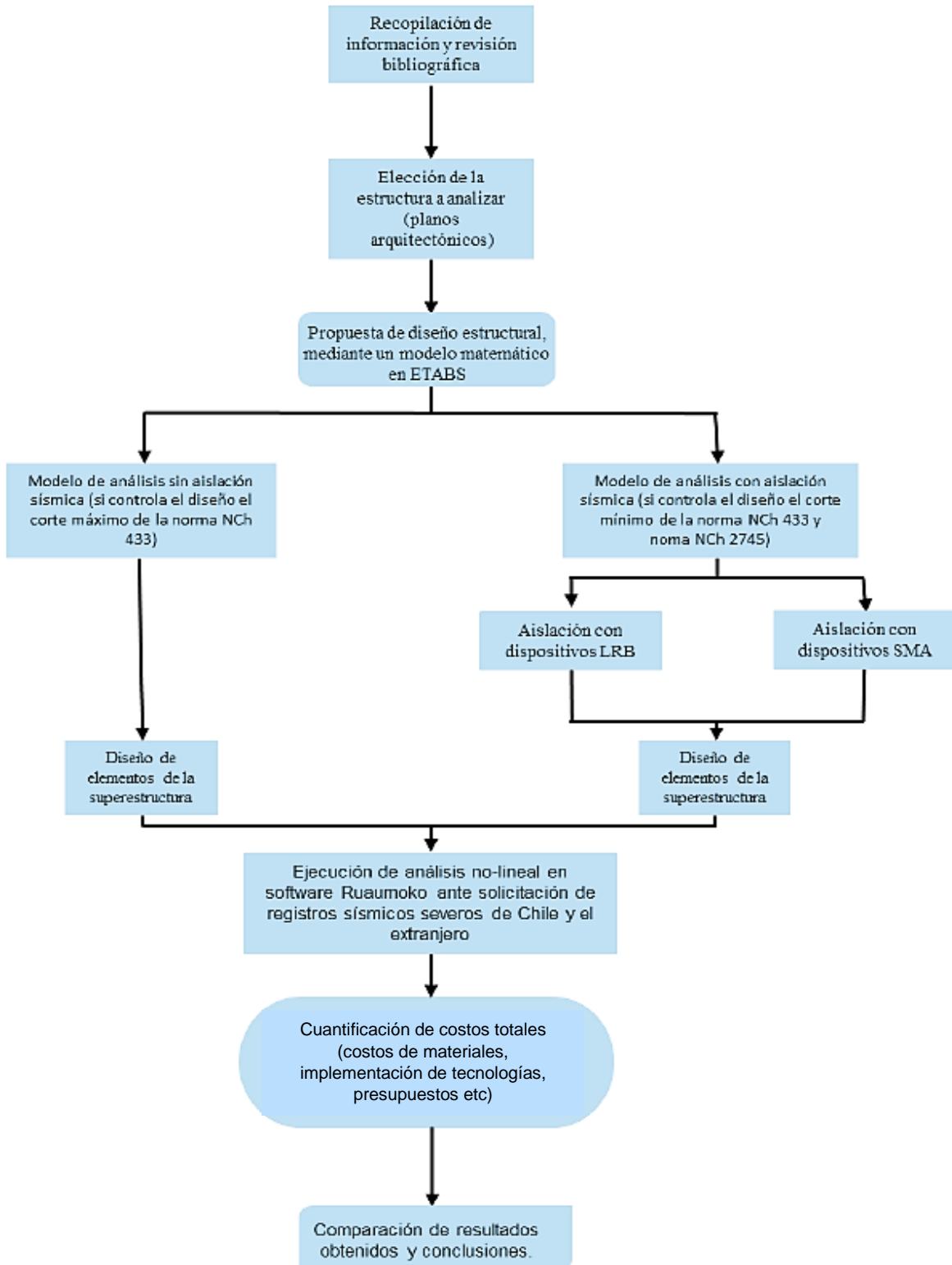
- Llevar a cabo una recopilación de información y revisión de la literatura existente que permita un entendimiento del comportamiento y efectos que provocan sobre las estructuras los dispositivos de aislación basal LRB y SMA.
- Diseñar y analizar una estructura de hormigón armado, habitacional, de 5 pisos, típico de la práctica chilena, estructurado con muros, de base fija según la normativa vigente en Chile, específicamente la norma NCh 433Of.1996 Mod.2012 “Diseño Sísmico de Edificios” [11] .
- Diseñar y analizar la estructura antes mencionada con la implementación de dispositivos de aislación basal LRB y SMA basando el diseño en estudios y bibliografía disponible, y la norma NCh2745Of.2003 Mod.2013 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica” [12].
- Realizar un análisis no-lineal considerando registros sísmicos de gran intensidad en Chile y del extranjero.
- Comparar las características de los modelos con sistemas de aislación (LRB y SMA) con respecto al modelo de base fija, identificando sus ventajas y desventajas, en términos de calidad de la respuesta sísmica y costos (cantidad de fierro y hormigón de la superestructura, sistema de aislación).
- Evaluar cuan económicamente conveniente es utilizar cada sistema de aislación en la práctica chilena.

1.4 Alcances

- a) La estructura analizada posee una arquitectura característica de planta rectangular compuesta por muros de hormigón armado. Esta es típica de la practica chilena en edificios habitacionales de mediana altura.
- b) El edificio se encuentra ubicado en una zona sísmica 3 y sobre un suelo tipo D según la norma chilena NCh433Of.1996 Mod2012 [11]. Este proyecto se encuentra emplazado específicamente en la comuna de Concón, V región de Chile. Los periodos con mayor masa traslacional en las direcciones X e Y del plano horizontal del edificio se encuentra aproximadamente entre 0.1 y 0.2 segundos. Con periodo fundamentales agrietados aproximadamente de 0.2 y 0.31 segundos.
- c) Los cálculos y modelación matemática se realizan utilizando los softwares ETABS 2017 [13] y Ruaumoko [14]. Para el diseño tradicional y aislado de la estructura se lleva a cabo un análisis de respuesta espectral. Además, se realiza un análisis dinámico no-lineal tiempo-historia considerando incursiones inelásticas en algunos elementos estructurales para evaluar su comportamiento. En el caso del modelo con aislación se considera el comportamiento histerético de el/los dispositivos de aislación correspondiente.
- d) Se estiman los daños asociados a incursiones no lineales de los elementos estructurales, y consecuencias de estos daños.
- e) Se consideran y evalúan costos asociados a:
 - Construcción de cada edificio (con base fija y edificios aislados) en cuanto a materiales utilizados (no se considera sistema de fundación requeridos).
 - Dispositivos que componen el sistema de aislación basal correspondiente en cada caso.
 - Se presenta una comparación entre los costos estimados para cada sistema.

1.5 Metodología

A continuación, se presenta un mapa secuencial que resume la metodología adoptada en este trabajo de título.



Capítulo II: Antecedentes y Revisión Literaria

2.1 Antecedentes

El estudio y entendimiento de las consecuencias que provoca un evento sísmico en los diferentes tipos de estructuras, lo que especifica el propósito de la ingeniería sísmica, tiene como cuna oficial en el año 1949 con el establecimiento del Earthquake Engineering Research Institute, (EERI) en los Estados Unidos, internacionalmente marcaron un hito histórico y un mayor emplazamiento de la ingeniería sísmica, las conferencias organizadas por el EERI:

- Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, en la Universidad de California, 1952
- World Conference on Earthquake Engineering (WCEE), realizada en Berkeley, California, 1956

Estos acontecimientos generaron un nexo entre la sismología y la ingeniería civil, orientada inicialmente a la mitigación de la amenaza sísmica, para luego ir evolucionando en la búsqueda de soluciones al problema sísmico, desarrollando grandes esfuerzos prácticos para reducir la peligrosidad sísmica en las estructuras.

Una de las más significativas experiencias que dejaron los eventos sísmicos ocurridos en Northridge (1994) y Kobe (1995), fue el exitoso comportamiento sísmico de estructuras con aislación basal, como consecuencia de esto, el crecimiento en cuanto a implementación de esta tecnología se ha incrementado de manera paralela al desarrollo y aplicaciones de nuevas tecnologías y dispositivos de aislación. Se han realizado innumerables pruebas e investigaciones que demuestran la eficiencia de la aislación sísmica, siendo reconocida como una de las técnicas de diseño sismo resistentes para otorgar protección a las estructuras ante eventos sísmicos [7] por lo que su comercialización se ha hecho frecuente. Debido a esto, se hace cada vez más importante suplementar los códigos sísmicos con requerimientos específicos para estructuras aisladas.

Los primeros indicios de una implementación de un código para el diseño de estructuras aisladas, fue publicado por el Structural Engineering Association of California (SEAONC) en el año 1986 en el documento "Tentative Seismic Isolation Design Requirements" [15]. En este precedente histórico se reconoció la necesidad de un documento el cual represente un estándar para el diseño de dispositivos de aislación basal, en primera instancia el comité sismológico del SEAOC desarrollo los requerimientos de diseño "General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolated Structures" en 1990, publicados en el apéndice 1L del "Blue Book" del SEAOC. Estos requerimientos luego de un año, en 1991, fueron publicados como un apéndice no obligatorio del Capítulo 23 del Uniform Building Code (UBC [16]), este documento ha sido modificado periódicamente por el comité sismológico del SEAOC y ICBO (International Conference of Building Officials), desarrollando versiones posteriores, que se pueden encontrar en el "Blue Book" del SEAOC oficial de 1996, y en el código UBC del año 1997. En el ámbito nacional, se desarrolló en Chile la normativa Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, NCh2745 [12] en el año 2003 el cual fue el resultado del trabajo de la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Sísmica, (ACHISINA) específicamente del grupo N°5 de Protección Sísmica: Aislación Sísmica y Disipación de Energía, desde su creación el año 1999, quienes llevaron a la traducción comentarios y adaptaciones del código UBC de 1997 a la realidad sísmica Chilena, intentado además, compatibilizar el documento estadounidense a la normativa ya vigente en Chile de Diseño sísmico de edificios, NCh433.Of1996, lo cual significo una tarea compleja debido a que el diseño de estructuras aisladas se basa principalmente en criterios de desempeños que no eran consistentes entre ambas normativas.

En cuanto a las filosofías de diseño para estructuras con aislación, lo que busca dicha normativa (NCh 2745) en una estructura aislada es que su desempeño objetivo no solo involucre la protección de la vida durante un sismo de gran magnitud, sino que también, la reducción del daño tanto de elementos estructurales como no estructurales, y su contenido. Para esto, inicialmente se definen dos niveles sísmicos: un nivel sísmico de diseño (SDI) que corresponde al sismo que coincide con el nivel utilizado comúnmente en el diseño de estructuras convencionales consistente con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, y el nivel sísmico máximo posible (SMP) que corresponde al máximo nivel de movimiento del suelo que puede ocurrir dentro del marco geológico conocido y ha sido definido como el nivel que tiene una probabilidad de excedencia de un 10% en un periodo de 100 años.

Estos niveles de riesgos son distintos a los utilizados en la actual norma chilena NCh433Of.96 Mod2012. Dichos niveles de riesgos se reflejan en un nuevo espectro que deberá incluir, además un nivel superior de seguridad para el sistema de aislación, ya que su falla compromete necesariamente la estabilidad vertical de la totalidad de la estructura. Se requiere que el sistema de aislación sea capaz de soportar sin fallas las deformaciones y cargas correspondientes al SMP. Análogamente, cualquier sistema que cruce la interfaz de aislación debe ser diseñado para acomodar el desplazamiento correspondiente al SDI.

Estas recomendaciones buscan que la superestructura permanezca esencialmente elástica durante el sismo de diseño, a diferencia de los requerimientos sísmo resistentes para estructuras con base fija que establecen que “las fuerzas laterales de diseño” sean, por ejemplo, un séptimo (en el caso de marcos de hormigón armado) de las fuerzas reales que ocurrirían en el edificio si este permaneciera en rango elástico durante el sismo. La seguridad a la vida se provee a través de ductilidad en el sistema adecuada para lograr esa reducción, y permanezca estable bajo la carga gravitacional sin daño masivo o falla para desplazamientos que exceden con creces el límite de fluencia del sistema. Sin embargo, en un evento mayor, daños a elementos estructurales, componentes no estructurales, y contenidos, son muy probables en una estructura convencional.

Para una estructura convencional, su sobrevivencia o no colapso para el SMP no se verifica explícitamente, y se maneja implícitamente a través de mayor ductilidad a conseguir mediante el apropiado detallamiento de los elementos. Por otra parte, en estructuras aisladas la verificación del comportamiento de la estructura para el SMP se debe realizar analítica y experimentalmente. El criterio detrás de esta verificación es proveer evidencia explícita de que, en el peor caso sísmico posible, la estructura aislada es al menos tan segura como la estructura convencional. Actualmente, el diseño del sistema de aislación debe ser explícito, mediante ensayos de este para el SMP, debido a que aún no existe suficiente evidencia práctica que permita criterios menos conservadores.

Se pueden resumir los requerimientos necesarios para el diseño de una estructura con aislación sísmica de la siguiente forma:

1. Resistir sismos pequeños y moderados sin daño en elementos estructurales, componentes no estructurales, y contenidos del edificio.
2. Resistir sismos de gran magnitud, evitando: (a) Fallas del sistema de aislación, (b) daño significativo a los elementos estructurales, (c) daño masivo a elementos no estructurales, (d) interrupción de la operabilidad de la estructura.

Para lograr esto, el sistema de aislamiento sísmico busca independizar en un cierto grado (no completamente) la superestructura de los movimientos del suelo donde está fundada, mediante la introducción de dispositivos de apoyo de alta flexibilidad o baja resistencia, dichos dispositivos denominados aisladores basales, reducen significativamente la rigidez del sistema estructural provocando que el periodo fundamental de la estructura aislada aumente con respecto al periodo de la misma estructura con base fija, es decir, un óptimo desempeño sísmico de una estructura aislada basalmente está relacionado directamente con a) la flexibilización del sistema estructural dando paso

al alargamiento del periodo natural de la estructura y b) El aumento de la amortiguación a través de la disipación de energía histerética, la cual puede otorgar el o los dispositivos de aislación sísmica.

- a) El alargamiento del periodo natural de la estructura se debe principalmente a la capacidad de desplazamiento horizontal que debe tener el dispositivo ubicado entre la base de la superestructura y los cimientos de ésta, lo cual provoca un efecto de piso blando concentrando las deformaciones en dicho dispositivo y reduciendo los esfuerzos de corte transmitidos a la superestructura, la cual responde prácticamente como un cuerpo rígido, dentro del rango elástico, idealmente sin daños en elementos estructurales y con el tiempo se ha buscado además disminuir daños en elementos no estructurales, bajo la respuesta sísmica. Debido a esto se recomienda con mayor determinación la utilización de aislamiento basal en estructuras de bajo periodo fundamental de vibración, rígidas, sometidas a eventos sísmicos de gran magnitud.
- b) Todas las estructuras que vibran disipan energía producto de esfuerzos internos, roce, roturas, calor, sonidos, deformaciones plásticas, etc. Mientras mayor sea esta capacidad de disipación de energía, menor será la amplitud de las vibraciones, esta capacidad de disipación de energía está asociada directamente al amortiguamiento que poseen las estructuras, muchas estructuras convencionales de base fija, tienen muy poco amortiguamiento, por lo que las amplitudes de las vibraciones experimentadas incluso durante sismos moderados son muy grandes. El aumento de la amortiguación es fundamental para otorgar capacidad de disipación de energía que entra al dispositivo de aislación (input energy) provocada por el movimiento del suelo y que luego es transmitida a la superestructura. De esta manera se logra reducir las demandas provenientes del sismo en la estructura aislada, en comparación a una estructura convencional de base fija.

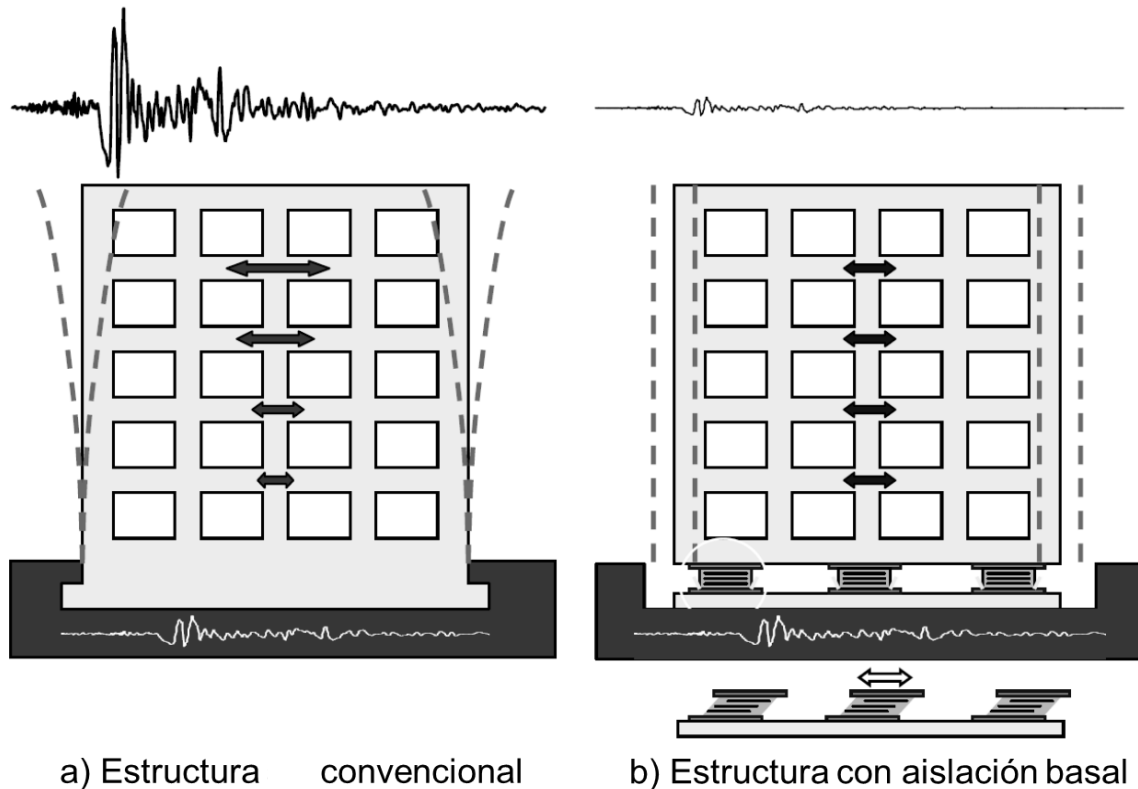


Figura 2.1. a) comportamiento de una estructura convencional, b) Estructura con aislación basal [17]

En un edificio convencional sin aislación, la estructura vibra como consecuencia del movimiento del suelo (ver Figura 2.1.a), si esta vibración excede un cierto nivel, se produce daño en la estructura y sus contenidos. Por el contrario, en el edificio aislado, los aisladores buscan acomodar la deformación impuesta por el sismo, reduciendo el movimiento que se transmite hacia la superestructura (ver Figura 2.1.b).

Es importante mencionar que incluso a través del reforzamiento considerable de estructuras convencionales, estas no pueden alcanzar los objetivos de desempeño de una estructura aislada, debido a que la rigidización de la estructura convencional conlleva e induce niveles de aceleración que impiden controlar el daño en los contenidos del edificio, instalaciones e incluso mantener la funcionalidad de la estructura. Tal como fue el caso del Hospital Sylmar, durante el sismo de Northridge en el año 1994, en tal caso, la estructura no presentó daños, pero el contenido sufrió gran deterioro lo que se tradujo en la suspensión del servicio por tres meses [17].

Reseña histórica de la aislación sísmica

El primer y más sencillo sistema de aislamiento basal que existió fue el propuesto por el médico inglés J.A. Calantarients en el año 1909. Este método consistió en separar la estructura de los cimientos con una capa de talco.



Figura 2.4. Parliament House



Figura 2.5. Fire Command and Control Facility Building



Figura 2.3. West Japan Savings Computer Center



Figura 2.2. Edificio Telecom, Ancona, Italia

Actualmente existen varios edificios que cuentan con aislación sísmica, proyectos como estos han ido en aumento en los últimos años conforme aumenta el desarrollo tecnológico. En países como Estados Unidos y Japón donde se presentaron las primeras implementaciones de estos

dispositivos en edificios, algunos de estos en el país americano son; Foothill Communities Law and Justice Center, Fire Command and Control Facility, Los Angeles, California (ver Figura 2.5), dichas estructuras se encuentran aisladas con dispositivos HDRB. El edificio de Court of Appeals en San Francisco, donde se implementaron aisladores de péndulo friccional (FPS). Por otro lado, en Japón, una de las primeras estructuras con contar con esta tecnología fue el West Japan Postal Savings Computer Center (WJPSCC, Figura 2.3), este país posee gran cultura sísmica, la cual se vio en aumento después del terremoto de Kobe, incrementando aún más la utilización de dispositivos de aislación. Sin embargo, Nueva Zelanda fue el país donde se crearon los aisladores elastómericos con núcleo de plomo (LRB), que fueron implementados en varios proyectos como: Union House en Auckland, el National Museum y el Parliament House (ver Figura 2.4). En Italia también se han desarrollado grandes proyectos e investigaciones, muestra de esto, es el edificio de Telcom en Ancona (ver Figura. 2.2), el cual cuenta con un sistema de apoyo de HDR. Una breve reseña de algunos hitos históricos se presentan en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Algunos acontecimientos históricos de la aislación basal

Año	Acontecimiento
1970	Comienzo de la era moderna en Nueva Zelanda, Se realizan los primeros estudios de aisladores sísmicos
1982	Primera aplicación en Japón, en una casa pequeña
1985	Primera aplicación en Estados Unidos (San Bernardino)
1992	Es construido el primer edificio en Chile con aislación basal (Andalucía)
1994	Durante Northridge (1994), cinco estructuras fueron sometidas a movimientos significativos (USC, FCC), resistiendo de gran manera
1995	Existían 85 edificios aislados en Japón, 35 de los cuales eran de propiedad de constructoras, centros de investigación o de fabricantes de aisladores
1995	Durante Kobe (1995), dos estructuras aisladas soportaron el movimiento sísmico sin problemas (Matsumura-Gumi, WJPSCC)
1996	Aumenta considerablemente el crecimiento de la aislación sísmica en Japón
1998	Existen aproximadamente 600 edificios con aislación sísmica en Japón y 40 edificios con esta tecnología en Estados Unidos
2002	Primer hospital aislado sísmicamente es construido en Chile (Hospital clínico de Univesidad Católica)
2007	Un aumento en investigación de nuevos materiales SMA en dispositivos de aislación sísmica, específicamente en Italia [4]
2012	Japoneses inventan el primer sistema de aislación sísmica tridimensional, considerado por algunos expertos de Chile, como un sistema que no siempre es exitoso [17]

Algunos edificios con aislación sísmica en Chile

- Edificio Andalucía en 1992 (Figura 2.6.a), fue el primer proyecto chileno aislado sísmicamente, se llevó a cabo mediante un trabajo en conjunto entre profesores e investigadores de la Universidad de Chile, el Ministerio de Vivienda, y el profesor James

Kelly de la Universidad de California. El proyecto consiste en un edificio de 4 pisos de la comunidad de Andalucía, ubicado en la comuna de Santiago. Este cuenta con 8 aisladores de goma de 30 centímetros de diámetro con láminas de acero de 2 milímetros de espesor, de amortiguamiento medio (MDB) que soportan dicha estructura.

- Hospital Clínico de la Universidad Católica, construido el año 2002 por un equipo de trabajo de la Universidad Católica liderado por el profesor Juan Carlos de la Llera. La estructura consta de 6 pisos y un sistema de aislación sísmica constituido por 30 aisladores de alta amortiguación (HDR) y 22 apoyos elastómeros con núcleo de plomo (LRB), siendo el primer edificio hospitalario aislado sísmicamente del país y, además, sin contar con una normativa nacional vigente para edificios con esta tecnología.
- La facultad de Ingeniería de la Universidad Católica, conocido como el edificio San Agustín de la Pontificia Universidad Católica, construido el año 2002, es una estructura de 5 pisos que cuenta con 53 aisladores sísmicos, entre los cuales, 25 son aisladores de alto amortiguamiento (HDR), 17 son aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB) y 11 de ellos son dispositivos deslizantes friccionales.
- Hospital Militar de la Reina, Santiago, construido durante el año 2004, es uno de los edificios con mayor extensión aislado sísmicamente, la estructura de hormigón armado y tiene 85.000 m² de superficie. Consta de 7 pisos, soportados por 164 aisladores sísmicos instalados entre el subterráneo (subestructura) y el edificio (superestructura), los cuales se dividen entre, 114 dispositivos de MDB y 50 dispositivos LRB.
- Vía ducto Marga-Marga (Figura 2.6.b), ubicado en viña del mar construido el año 2002. Esta es la primera obra de infraestructura vial, construida en Chile, que se encuentra aislada sísmicamente. El viaducto tiene una longitud de 383 metros y posee un sistema estructural que consiste en un único tablero continuo constituido por vigas metálicas el cual se apoya sobre 36 aisladores sísmicos HDR, dispuestos en dos estribos y siete cepas. Dichos aisladores fueron fabricados y probados íntegramente en Chile.
- Estanques del terminal de regasificación GNL de Quintero, diseñados para resistir sismos de ocurrencia uno cada 2470 años y equipados cada uno con 260 aisladores sísmicos de péndulo de fricción con el fin de minimizar el oleaje al interior del tanque durante un sismo de gran intensidad.
- Muelle para contenedores del puerto de Coronel, construido el 2009, este se ubica en la VIII Región, su estructuración consiste en pilotes verticales e inclinados aislados sísmicamente que forman mesas sobre las cuales se disponen cuatro aisladores sísmicos LRB. En total se instalaron 96 aisladores sobre 24 mesas independientes.
- Edificio Magnus II en Santiago fue construido el año 2011, se ubica en la ciudad empresarial, de la capital, es el primer Data Center en estar equipado con tecnología de aislación sísmica en Chile, su sistema de aislación basal se compone de 25 aisladores elastómeros (HDR), 6 aisladores con núcleos de plomo (LRB) y 12 deslizadores, los cuales están ubicados sobre el estacionamiento (subestructura).

- Templo Bahai (Figura 2.6.c) es una estructura de gran trabajo arquitectónico, ubicado en la comuna de Peñalolén, Chile, su construcción tardó aproximadamente 4 años, fue finalizada en el año 2016. Es una estructura que posee un importante peso, ya que su fachada está compuesta por 1360 piezas de mármol, el sistema de aislación de esta estructura está conformado por dispositivos de triple péndulo friccional y es una de las pocas estructuras que usa esta tecnología en Chile.

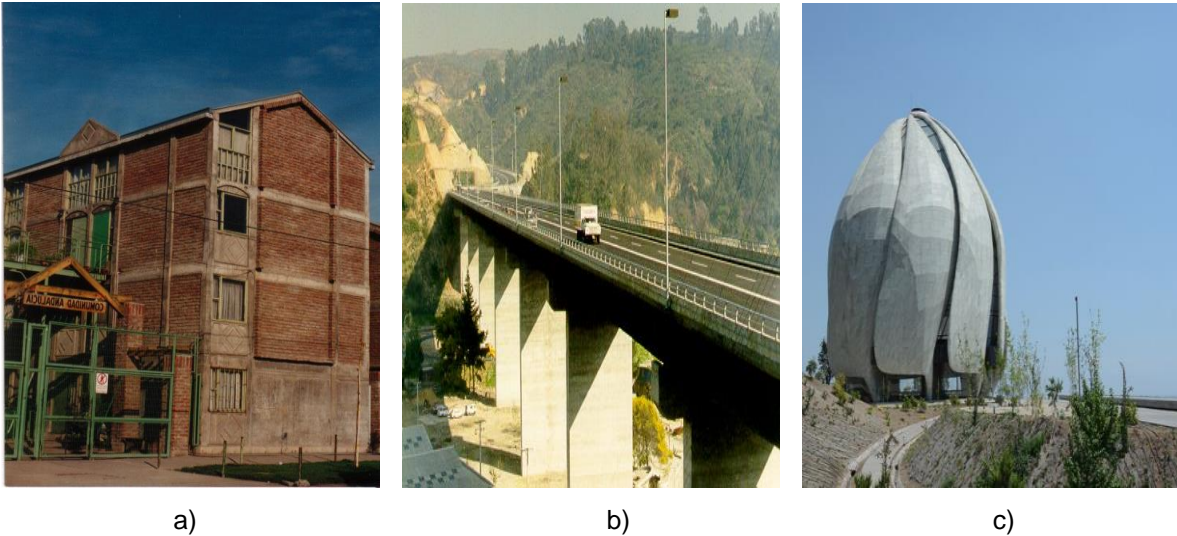


Figura 2.6. a) Edificio Andalucía, b) Viaducto Marga-Marga, c) Templo Bahai

Si bien, todos estos dispositivos empleados en muchas de las estructuras existentes logran excelentes resultados, otorgando gran protección sísmica a las estructuras, absorbiendo gran parte de la energía que es generada durante un evento sísmico, se hace cada vez más importante y necesario replantear y/o agregar objetivos para un aislador, acorde progresa el desarrollo tecnológico y aumentan los estudios de este tipo de dispositivos. Chile como mucho de otros países se ha convertido en un gran “laboratorio” de estos dispositivos de aislación basal, pudiendo registrar y estudiar el comportamiento de estos, de esta forma no solo en Chile sino que en el mundo y específicamente en el área de la ingeniería, es que se ha podido observar que las principales limitaciones que poseen estos dispositivos, son su durabilidad, dificultad para sustituirlos después de eventos sísmicos que los deterioran, la dependencia de su comportamiento de la temperatura, o la necesidad de auto-centrado experimentando grandes deformaciones permanentes. Se espera que un sistema de aislación basal, además de poseer gran capacidad de disipación de energía y facilidad para cambiar propiedades dinámicas del sistema estructural, también sea capaz de mantener un comportamiento cíclico estable que no presente gran variación durante un sismo, y que posea una larga vida útil.

En los últimos años estos problemas han sido abordados y estudiados extensamente, por distintos autores M. Dolce, D. Cardone, F. Ponzio, R. Marnetto, J. Wang entre otros. Proponiendo la utilización de materiales como lo son las aleaciones con memoria de forma (SMA) que podrían eliminar gran parte de las limitaciones que presentan los dispositivos de aislación sísmica hoy en día, ya que dichas aleaciones presentan, buena resistencia a la fatiga, superelasticidad y memoria de forma, estabilidad de sus características, y buena resistencia a la corrosión.

Debido a lo expuesto anteriormente, en el presente trabajo de título se estudiará el comportamiento de sistemas de aislación con dispositivos LRB comúnmente utilizados en el Chile y el mundo, y materiales SMA, aplicados a sistemas de aislación basal.

2.1.1 Lead Rubber Bearings (LRB)

Los dispositivos elastómericos con núcleo de plomo (LRB) fueron inventados en Nueva Zelanda en 1977 [9] y han sido utilizado extensamente en ese país, así como también, en Japón y Estados Unidos. Estos dispositivos están compuestos por láminas de caucho, intercaladas o estratificadas con láminas de acero, con el fin de proporcionar mayor rigidez para resistir cargas gravitacionales, además, son cubiertas con placas de acero de mayor espesor y poseen un núcleo de plomo ubicado en el centro. Los LRB son usualmente hechos de forma circular (ver Figura 2.7) y ocasionalmente se confeccionan con más de un núcleo de plomo.

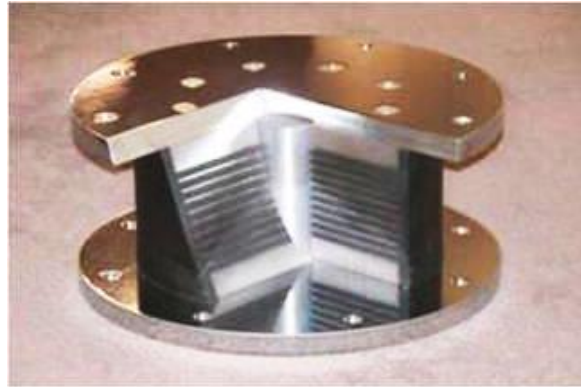


Figura 2.7: Aislador sísmico LRB

Este sistema combina en un dispositivo el elemento flexible y la disipación de energía. Las láminas de acero y caucho del aislador inducen al núcleo de plomo a deformar en un esfuerzo de corte puro, trabajando como un amortiguador histerético. El plomo, deforma en el rango plástico, a un esfuerzo de fluencia de aproximadamente 10 Mpa a temperatura ambiente, produciendo varios ciclos de histéresis estables, debido a que este material se recristaliza a temperatura ambiente, por lo cual, dichos dispositivos deben ser protegidos de cambios abruptos de temperatura, como podría ocurrir en un incendio. Es importante mencionar la gran resistencia a la fatiga que los caracteriza, permitiendo así la oscilación y ciclos de histéresis durante un evento sísmico prolongado. Es necesario en estos tipos de dispositivos que el núcleo de plomo se encuentre en un estado de confinamiento intenso, lo cual se logra introduciendo a presión el núcleo de plomo con dimensiones ligeramente mayor a las del orificio de las láminas de caucho.

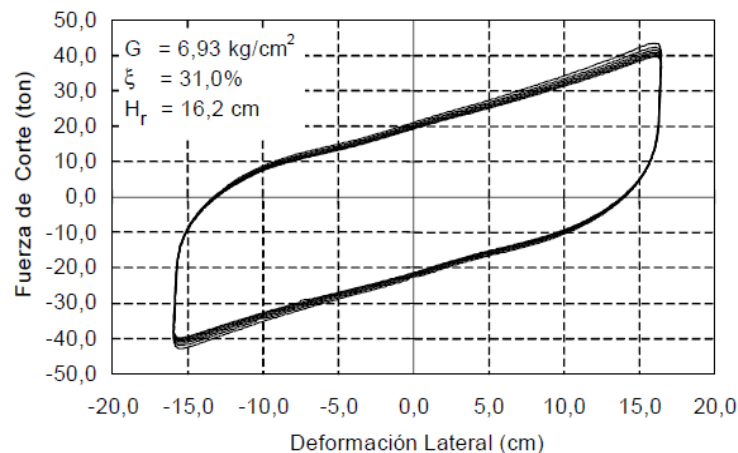


Figura 2.8: Ciclos de histéresis típicos de un dispositivo LRB [12]

El amortiguamiento suplementario que genera la disipación de energía puede ser regulado mediante las dimensiones del núcleo de plomo, el cual realiza una gran contribución para reducir los desplazamientos horizontales, alcanzando un coeficiente de amortiguamiento equivalente de hasta un 30%. El caucho, por otra parte, provee de ductilidad al sistema de aislación, consecuentemente es el autor de la elongación del periodo fundamental de la estructura con aislación basal.

Este tipo de dispositivo ha sido extensamente probado en Nueva Zelanda, existiendo en la actualidad gran cantidad de estudios disponibles y, por ende, líneas directivas muy completas para su diseño y modelación. En particular, en Chile es aceptado y expuesto como dispositivo de aislación basal en la normativa vigente de diseño de edificios con aislación sísmica (NCh2745), siendo implementado en varios proyectos a la fecha.

2.1.2 Shape Memory Alloys (SMA)

Los materiales con memoria de forma (SMA) fueron descubiertos en el año 1965 considerados materiales inteligentes, dichos materiales presentan la gran capacidad de absorber energía durante ciclos histeréticos estables de carga y descarga, además pueden volver a su forma de origen (ver Figura 2.9 [18]) incluso al sufrir grandes deformaciones (entre un 8 y 10%). El proceso que permite este comportamiento es la transformación austenita-martensita, que consiste en un cambio de estructura cristalográfica sin difusión, es decir, los átomos se reacomodan debido a una deformación por corte y sin migración de estos mismos. La microestructura de doble fase que poseen los SMA muestran dos estructuras cristalinas distintas:

- La fase austenítica: estable a temperaturas más altas con estructura cúbica.
- La fase martensita: es la más débil, estable a temperaturas más bajas con estructura de paralelogramo.

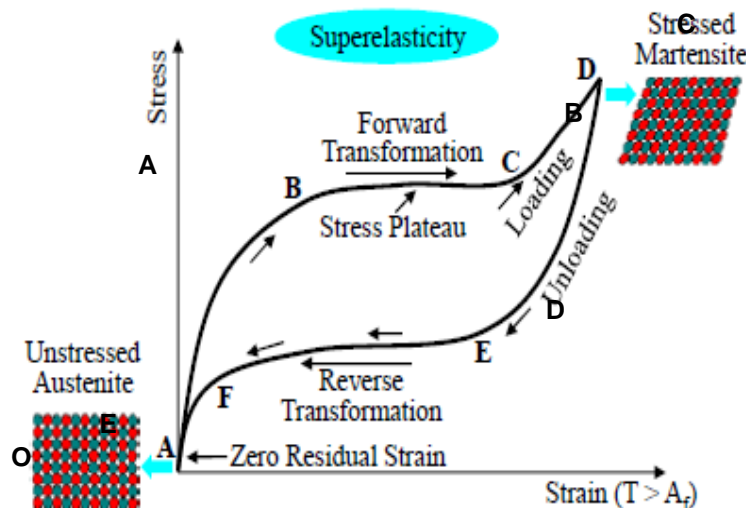


Figura 2.9. Comportamiento esfuerzo-deformación de los SMA [18]

La presencia de cambios de tensión y temperatura desencadena la transformación entre las dos fases cristalográficas. La tensión externa y la temperatura tienen efectos mutuos sobre el mecanismo de transformación, es decir, una tensión mayor conduce a temperaturas de transformación de fase más altas.

El cambio de fase ocurre al enfriar el material, de modo que a altas temperaturas se obtiene austenita y al reducir la temperatura, martensita. Las temperaturas de inicio y fin de cada fase se pueden observar esquemáticamente en la Figura 2.10. [19]

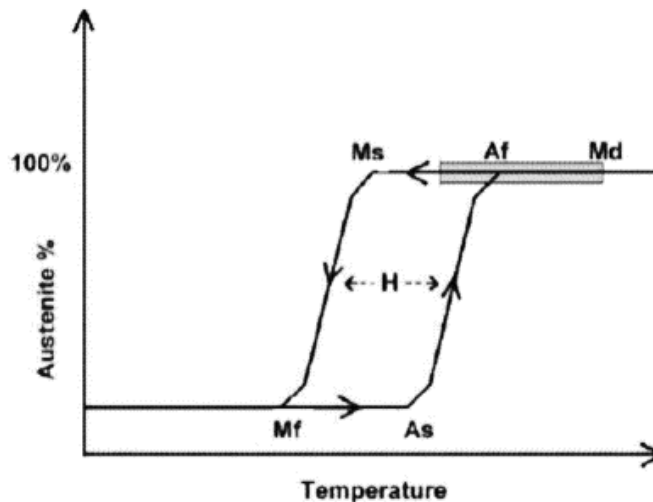


Figura 2.10. Comportamiento de transformación de fase-temperatura de los SMA [19]

Las temperaturas críticas que dan inicio con precisión al proceso de transformación directo (hacia adelante o aumento de la deformación). Ms y Mf indican las temperaturas de comienzo y fin de la fase Martensita, respectivamente. Mientras que As y Af denotan las temperaturas de comienzo y fin de la fase austenita. Si la temperatura está por encima de cierto rango, la SMA permanece en la fase austenítica (A) (ver Figura 2.10). Si además esta es cargada, la SMA austenítica comienza a transformarse en la fase Martensítica (AB), lo cual ocurre al término de una “maseta de carga” (loading plateau). La transición microestructural gradual de la austenita, a la martensita se completa al final de esta maseta (B). En cargas posteriores, una martensita completamente transformada muestra de nuevo el comportamiento del endurecimiento por tensión (BC). Durante la descarga (CD) el SMA martensítico recupera deformación mediante un retroceso gradual, iniciando la transformación de martensita a austenita (DE). El fin de la fase martensita, se logra al completar la transformación de fase, como se muestra en el punto E. se observa que no queda ningún desplazamiento residual después de completarse la transformación inversa debido a la descarga. A continuación, se puede ver en la Figura 2.11. de manera cualitativa la influencia de la temperatura en el comportamiento de los SMA [20]

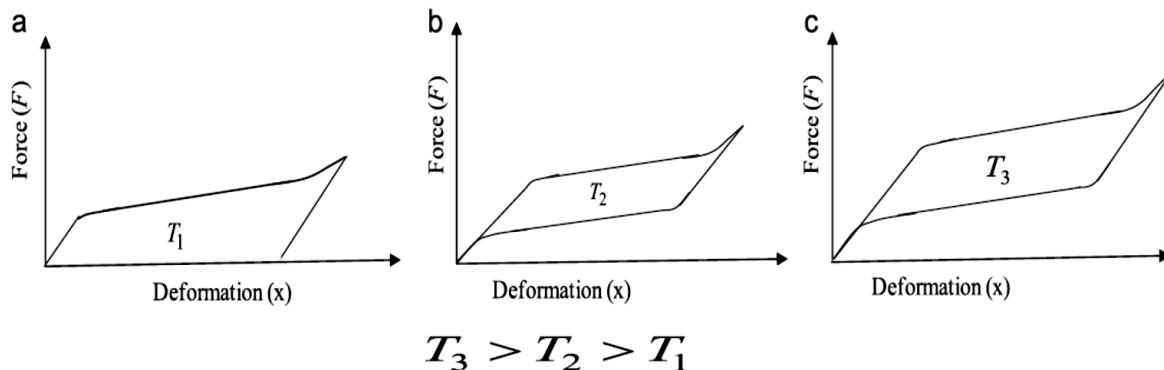


Figura 2.11. Influencia de la temperatura en el comportamiento de las SMA [20]

2.2 Revisión Literaria

Resumen: Diversos sistemas de protección sísmica han sido estudiados y puestos a prueba de hace más de un siglo, convirtiéndose la aislación basal, en un método aceptable de protección sísmica en el área de la ingeniería estructural. Es importante mencionar que, paralelamente a la creación de nuevos materiales y avances tecnológicos, se han inventado muchos tipos de sistemas de aislamiento, los cuales han sido ensayados en diferentes situaciones, ya sea en modelos experimentales a escala real o reducida, modelos matemáticos que buscan representar de manera óptima el comportamiento los distintos tipos de dispositivos de aislación basal o a través de monitoreo de estructuras existentes de las cuales se han obtenido resultados interesantes. Sin embargo, no todos han aprobado las pruebas de desempeño sismo resistente, o simplemente se han encontrado deficiencias que no logran suplir, enriqueciendo cada vez más la disponibilidad de información necesaria para el estudio e innovación en cuanto a dispositivos de aislación basal. En la presente revisión literaria se presenta una breve reseña de algunas investigaciones realizadas en distintas partes del mundo con diversos enfoques sobre sistemas de aislación basal, la cual tiene como propósito principal proveer una base teórica para el estudio que se hará y dar a conocer la evolución que ha seguido la investigación en dicho tema durante los últimos años.

Palabras claves: Aislación basal, aislador sísmico, dispositivos LRB, dispositivos SMA

INTRODUCCIÓN

El aislamiento basal ha cobrado gran importancia en los últimos años, convirtiéndose en una de las maneras ampliamente utilizadas para el diseño de estructuras sismo resistentes. Estos dispositivos de aislación basal son considerados mecanismos de control pasivos, debido a que no necesitan de alguna fuente de poder externa para su actuación, modificando las características dinámicas de la superestructura, con el fin de reducir los esfuerzos que origina un sismo en ella y por ende su implementación en estructuras puede llegar a controlar varios parámetros de diseño, permitiendo así dar una solución atractiva en cuanto a la reducción de distintos tipos de solicitaciones sísmicas, lo que otorga un nivel de seguridad mayor para elementos estructurales e incluso de elementos no estructurales, además, de adquirir una libertad arquitectónica que permite el diseño de estructuras monumentales en zonas de alto riesgo sísmico (p.e. Templo bahai, Chile), entre otras cosas. Por lo que el estudio e instrucción sobre estos dispositivos se hace muy necesario a la hora de llevar a cabo un proyecto de investigación, permitiendo de esta manera un mejor entendimiento de algunos puntos de interés que contempla su labor como sistemas de protección sísmica para estructuras, y consideraciones a tener en cuenta para su modelación y posterior diseño.

También se hace necesario dar a conocer al lector, estudios e investigaciones hechas en cuanto a dispositivos de aislación basal que contemplen la utilización de materiales de aleaciones metálicas con memoria de forma (SMA), los cuales, como se mencionó anteriormente, han ido incorporándose con el transcurso del tiempo como una alternativa para complementar dispositivos de aislación basal tradicionales existentes y así poder solucionar o atenuar algunos problemas presentes en estos. Es importante mencionar que a la fecha no existen estructuras equipadas con este tipo de dispositivo, mucho menos códigos que estandaricen y regulen en el uso de los SMA en sistemas de aislación basal.

R. I. Skinner et al. [21] Los inicios de la aislación basal son expuestos en este documento. Considerado el primer artículo que hace referencia específicamente a un dispositivo de aislación basal

Se trabaja con el acero y el caucho como materiales principales para obtener niveles de amortiguación histeréticos, mediante la deformación inelástica del acero, la cual combinada con el caucho, material que otorga gran flexibilidad, logran sistemas de aislación basal prácticos y eficientes, reduciendo de esta forma el nivel general de daños que puede provocar un evento sísmico en un edificio, ya que se reducen las exigencias de ductilidad en la estructura minimizando sus deformaciones permitiendo así una libertad arquitectónica en cuanto a la elección del tipo de estructura, en su disposición y detalle, además de disminuir costos económicos. Se identifican tres factores principales que proveen resistencia sísmica en las estructuras; resistencia elástica, deformación inelástica y capacidad de amortiguamiento, la eficacia de cada factor depende en gran parte de las características de los sismos, y estos son clasificados en 4 tipos:

- I. Tipo de sismo impulsivo con una dirección de excitación predominante, los cuales son resistidos por la estructura mediante la combinación de resistencia elástica y deformación inelástica. La amortiguación realiza un bajo aporte a la resistencia de estos sismos.
- II. Tipo de sismo de larga duración con movimientos del suelo irregulares, las estructuras resisten estos sismos mediante la combinación de los tres factores principales de resistencia sísmica los cuales reducen la acumulación de deformación cíclica.
- III. Tipo de sismo de larga duración con movimientos del suelo regulares con uno más periodos de excitación dominantes, son el resultado de la resonancia parcial de un suelo flexible por ende es considerado como el resultado de un efecto sitio. En este caso el amortiguamiento hace una importante contribución a la resistencia de cualquier estructura que tenga un periodo fundamental similar al periodo dominante de la excitación sísmica del suelo
- IV. Tipos de terremotos que incluyen daños importantes en el suelo además del movimiento inercial, y esto plantea problemas de diseño especiales que fueron considerados.

Se expresa la capacidad de deformación inelástica mediante un factor de ductilidad, definido como la relación de la máxima deformación que se desarrolla durante ciclos de histéresis de gran importancia y la deformación de la "primera" fluencia. Aumentar de manera inadecuada la ductilidad en estructuras puede resultar en daños secundarios costosos es por esto, que se tiene gran incertidumbre al aplicar consideraciones como estas en el diseño, por lo tanto, se expone que dispositivos especiales que proporcionen alta ductilidad de forma eficaz y eficiente reducirían estas incertidumbres en el diseño sismo resistente.

Se comenta sobre el comportamiento de dispositivos de a amortiguación histerética y de deformación inelástica considerable:

- Dispositivos de caucho laminado
- Barras de acero torsionales-histeréticas
- Barras de acero en voladizo como aislador basal
- Amortiguadores histeréticos basados en la extrucción de plomo

Caracterizados por la fuerza de accionamiento moderada a la cual responden y su operatividad durante varios ciclos de histéresis.

En este caso se desarrollaron pruebas para estructuras de hormigón armado de base fija, relación de amortiguamiento viscoso de 0.05 y modelos de estructura con un sistema de aislación basal compuesto de dispositivos de caucho con altura efectiva de 6 pulgadas y dispositivos de vigas

en voladizo vertical, como sistema de aislación basal con relación de antiguamiento efectivo de 0.03. En consecuencia, el aumento de la amortiguación y periodo debido al sistema de aislación mitigan los efectos adversos que pueden desarrollarse durante un sismo en una estructura, con mayor eficiencia en aquellas de periodos fundamental menores a 1.0 segundo.

Se realizan modelos de una sola masa solida con soportes flexibles los cuales pueden ser bastante representativos con el fin de obtener resultados de la respuesta dinámica de estructuras con periodo fundamental bajos menor a 1.0 segundo (esta representatividad aumenta para edificios con periodos menores a 0.5 segundos) dado que los diafragma del edificio experimentan aceleraciones similares y la deformada de este es parecida a la deformada que provoca una carga horizontal distribuida en la altura del edificio, la masa total puede tomarse en el centro de gravedad del edificio y el soporte flexible debe permitir traslaciones parecidas al centro de gravedad de la estructura.

Se evalúan los siguientes resultados obtenidos para modelos de base fija y modelos aislados, sometidos al registro de aceleraciones sísmico del Centro (terremoto tipo 2), 1940 en su componente Norte-Sur para distintos niveles de amplificación del registro de 1.0, 1.5 y 2.0 veces:

- Espectro de la relación corte basal máximo/peso de la estructura para un amortiguamiento critico viscoso de 0.03 (corte basal/peso versus periodo del edificio). Se concluye que sistemas de aislación basal reducen considerablemente los esfuerzos de corte basal sobre todo en estructuras de periodo bajo de baja ductilidad y alta resistencia, como lo son estructuras de marcos robustos, arriostrados y con muros de corte. Es apropiado utilizar elementos pretensados de alta resistencia y baja amortiguación con sistemas de aislamiento basal.
- Demanda de ductilidad versus relación fuerza de fluencia/peso de la estructura de un edificio de periodo fundamental de 0.35 segundos y razón de amortiguamiento viscoso de 0.05 en el sistema de aislación basal en estudio, con distintas relaciones de pendiente R (0.1, 0.15 y 0.2), definidas por las características de carga-deformación del edificio representada por ciclos de histéresis bilineales de cada modelo en donde R se obtiene según la relación de la pendiente en rango plástico y pendiente de rango elástico. Los resultados obtenidos se calcularon para amplificaciones del registro del centro de 1.5 y 2.0 veces su magnitud. Se demuestra que la relación de pendientes R del edificio tiene una influencia importante en cuanto a demanda de ductilidad de un edificio con aislación basal, se define un valor de relación de pendientes óptimo para encontrar un desempeño sísmico adecuado y evitar un mecanismo de colapso indeseable bajo el terremoto de diseño en edificios de 0.1. Cuando la base está aislada edificios de bajo periodo pueden incrementar su valor en 0.7 segundos para vibraciones de suelo moderadas y puede llegar alcanzar valores de 1.2 a 2.0 segundos para aceleraciones de suelo de gran intensidad (1.0 a 2.0 veces las aceleraciones registradas en el terremoto del Centro). Se concluye que aislamiento basal proporciona grandes reducciones en la respuesta sísmica de edificios de periodo bajo, en cuanto a edificios de periodo largo (mayores a 0.7 segundos), su diseño se vuelve complejo ya que puede haber más de un modo significativo de vibrar.

Se comparo el desempeño sísmico de un edificio con y sin aislamiento basal en torno a la demanda global de ductilidad del edificio.

Para una demanda de ductilidad permitida de 4, con factor de amplificación 2 para el registro sísmico del Centro de 2, el edificio aislado requiere una fuerza de fluencia de corte basal de 18% de su peso, mientras que un edificio no aislado con un periodo entre 0.1 y 0.35 segundos, requiere una fuerza de fluencia de corte basal de 55% de su peso. Además, esta fuerza de corte basal puede ser representada como una carga uniforme sobre la altura de edificio para el caso aislado y en cuanto al edificio sin aislación esta tiene una distribución triangular invertida.

W. H. Robinson et al. [9] Uno de los primeros estudios de los amortiguadores de goma con plomo (Lead-Rubber Damper) se llevó a cabo en el año 1977. Este dispositivo estaba compuesto de láminas de caucho reforzadas con láminas de acero como los amortiguadores flexibles tradicionales con la excepción de que se implementó en estos, un núcleo de plomo.

Se llevo a cabo un ensayo experimental en mesa vibradora del dispositivo de aislación basal el cual tenía forma cuadrada de dimensiones 356x356x140 m.m conformado por 7 placas de acero de 3 mm de espesor intercaladas con 6 láminas de caucho de 16 m.m de espesor con un agujero en el centro de 100 m.m de diámetro donde se insertó un núcleo de plomo. El dispositivo fue anclado a una base de vibración capaz de simular una excitación sísmica unidireccional con frecuencias de oscilación de hasta 0.9 Hz. y desplazamientos horizontales relativos (carrera) máximos de 136 m.m. Para representar las cargas verticales de la estructura soportada, se aplicaron cargas verticales variables de 0 a 450 Kn. Se realizaron 70 ensayos en diferentes condiciones de carga vertical, desplazamientos horizontales máximos experimentados, frecuencia cíclica de oscilación y temperatura.

Se muestran los resultados obtenidos para condiciones de carga vertical aplicada de 400 kN y una frecuencia de oscilación de 0.9 Hz y temperaturas que varían entre los -15°C y los 45°C aproximadamente. Se obtiene el comportamiento fuerza-desplazamiento para el caucho solo y para el amortiguador en general (ver Figura 2.12.), la fuerza F' es la fuerza de corte máxima recomendada por el fabricante para el caucho solo.

Un factor de comparación utilizada fue la relación entre el área que encerraba los ciclos de histéresis de carga-deformación del amortiguador con el área de un rectángulo circunscrito con lados paralelos al eje de coordenadas, el cual representa un amortiguador ideal de goma plástico-rígido, el factor obtenido de esta relación fue de 0.67.

En la Figura 14. se puede ver que el ciclo de histéresis puede ser aproximado por un paralelogramo que pasa por los puntos a, b y c. El área de este paralelogramo es 0.98 veces mayor que el ciclo de histéresis obtenido, además los lados del paralelogramo son cercanos a las pendientes del ciclo de histéresis, de esta forma logra ser representativo el comportamiento de este dispositivo.

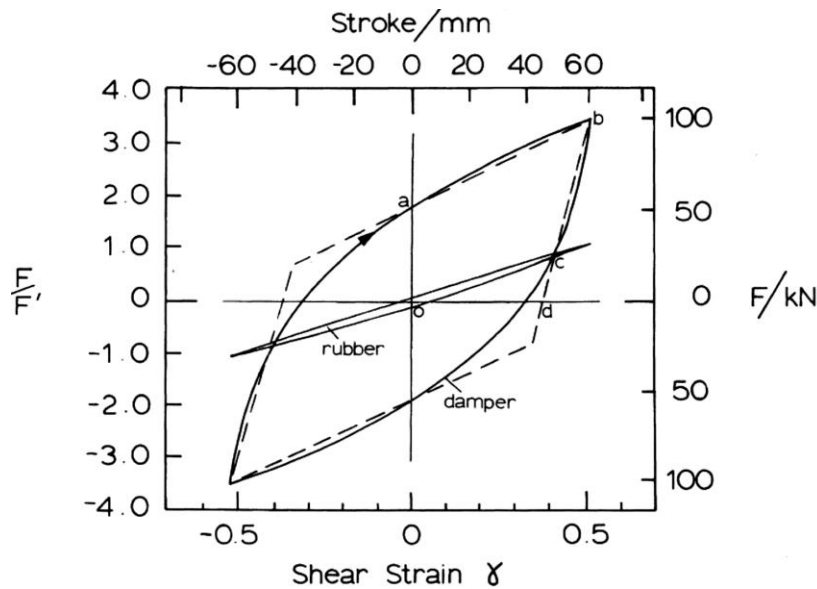


Figura 2.12. Fuerza-Desplazamientos de un dispositivo LRB

El buen comportamiento del amortiguador se atribuye probablemente a la temperatura en la que se encuentra el plomo de modo que durante su deformación el plomo puede recuperar la

mayoría de sus propiedades mecánicas casi inmediatamente, además de la condición de confinamiento del plomo debido a las placas de acero y caucho, entrando en estados de corte puro.

Se concluye que el amortiguado de goma con núcleo de plomo es un dispositivo adecuado para sistemas de aislamiento basal. La función principal de las láminas de caucho es controlar el patrón de tensiones y deformaciones del plomo forzándolo a deformarse en un estado de corte puro, desarrollando así el comportamiento mostrado anteriormente, además el caucho proporciona un soporte flexible horizontalmente necesario para la mayoría de los sistemas de aislamiento de base. Se estima conveniente la utilización de estos dispositivos ya que proporcionan las 3 características principales necesarias en un sistema de aislamiento basal; amortiguación histerética, capacidad del soporte de plomo y fuerza de recentrado.

M. Dolce et al. [10] En este documento se realiza el estudio de 4 sistemas de aislación basal diferentes en una estructura de marco de hormigón armado, los sistemas evaluados son los siguientes:

1. Base de caucho (Rubber based)
2. Base de Acero (Steel based)
3. Aleación con memoria de forma (shape memory alloy)
4. Sistemas híbridos (combinación de dispositivos con memoria de forma y acero o caucho)

Se presentan resultados generales de pruebas experimentales en modelos aislados basalmente, describiendo las siguientes respuestas:

- a) Desplazamientos máximos en la base
- b) Máximos drifts entre-pisos
- c) Respuesta tiempo-historia de aceleraciones de piso (se obtiene aceleración máxima de piso experimentada)
- d) Máxima fuerza de corte de pisos.

Se describe de manera adicional la evolución de la frecuencia fundamental de vibración de la estructura de hormigón armado durante las pruebas efectuadas.

Los componentes de un sistema de aislación pueden ser clasificados como aisladores y dispositivos auxiliares. Los aisladores son dispositivos de soporte con baja rigidez horizontal y/o baja fricción con gran capacidad de desplazamiento horizontal (comúnmente entre 200-400 m.m.). Por otra parte, los dispositivos auxiliares pueden cumplir diferentes funciones, como, por ejemplo, disipar energía y/o restringir lateralmente la estructura sometida a cargas de servicio y/o recentrar la estructura después de la acción sísmica experimentada, cuando tales funciones no las efectúa el aislador.

Se destaca el gran incremento desde el año 1990 en la utilización de sistemas híbridos que combinan dispositivos elastómeros o deslizantes con amortiguadores viscosos, como lo son sistemas de caucho con núcleo de plomo (LRB) y high-damping rubber bearings (HDRBs). Sin embargo, se reconoce que niveles no adecuados de amortiguamiento en estos sistemas de aislación pueden aumentar la respuesta de la superestructura, se enfatiza en que el diseño e implementación de estos sistemas de aislación para eventos extremos puede no ser favorable para casos de eventos moderados más frecuentes. Se propone atractivamente solucionar estas problemáticas mediante la sustitución de los amortiguadores viscosos por dispositivos con "superelasticidad" con comportamiento altamente elástico, esto se reconoce explícitamente en normativas europeas (Eurocodigo 8 [22]).

Se comienza a pensar en la utilización de aleación con memoria de forma (SMA) en sistemas de aislación basal debido a que estos materiales tienen la facultad de complementar dispositivos planos de desplazamiento horizontal (como dispositivos de caucho) proporcionando capacidad de

re-centrado y una adecuada disipación de energía. La memoria de forma se refiere a la capacidad que tienen ciertas aleaciones metálicas, por ejemplo, Ni-Ti, Cu-Al-Zn, para soportar grandes deformaciones unitarias (sobre el 10%) desarrollando comportamientos altamente no-lineal con cierta disipación de energía, con la facultad de recuperar su configuración inicial al final del proceso de deformación.

Las pruebas experimentales se llevaron a cabo en un modelo a escala reducida, geoméricamente similar al prototipo real y sometido a las mismas aceleraciones de suelo. El prototipo real consistía en un marco de 3 pisos, con dos módulos principales de un edificio típico de hormigón armado, con altura entre pisos de 3.5 [m] y espaciamiento entre columnas de 5 [m], el diseño fue realizado de acuerdo con el Eurocodigo 8 [22] considerando un espectro de respuesta de suelo tipo B, peak de aceleración (PGA) de 0.15g, clase de ductilidad baja, con factor de desempeño de 2.5. Los materiales utilizados en el modelo se elaboraron bajo la condición de mantener los mismos esfuerzos que el prototipo real, esto implicó la confección de un micro hormigón consistente con las propiedades mecánicas necesarias para lograr dicho objetivo.

Tabla 2.2. Tipo de modelos ensayados

Isolation device	Description	Model no.
Rubber		
Re-centring group	3 rubber bearings (16 × 2.5 mm thick rubber layers)	4, 5
Dissipating group	—	
SMA1		
Re-centring group	12 ‘re-centring’ 1 mm diameter SMA wire loops pre-strained at about 3%	6
Dissipating group	8 ‘dissipating’ 1 mm diameter SMA wire loops pre-strained at about 4%	
SMA2		
Re-centring group	12 ‘re-centring’ 1 mm diameter SMA wire loops pre-strained at about 3%	6
Dissipating group	—	
Steel		
Re-centring group	—	6
Dissipating group	1 U-shaped steel plate, stressed in roller bending	
SMA1a		
Re-centring group	24 ‘re-centring’ 1 mm diameter SMA wire loops pre-strained at about 3%	7
Dissipating group	16 ‘dissipating’ 1 mm diameter SMA wire loops pre-strained at about 4%	
SMA2a		
Re-centring group	24 ‘re-centring’ 1 mm diameter SMA wire loops pre-strained at about 3%	7
Dissipating group	2 U-shaped steel plates, stressed in roller bending	
SMA2b		
Re-centring group	24 ‘re-centring’ 1 mm diameter SMA wire loops pre-strained at about 3%	7
Dissipating group	1 U-shaped steel plate, stressed in roller bending	
SMA2c		
Re-centring group	24 ‘re-centring’ 1 mm diameter SMA wire loops pre-strained at about 3%	7
Dissipating group	—	
SMA1b		
Re-centring group	32 ‘re-centring’ 1 mm diameter SMA wire loops pre-strained at about 3%	7
Dissipating group	24 ‘dissipating’ 1 mm diameter SMA wire loops pre-strained at about 4%	

Se ensayaron los siguientes modelos tipo con distintos sistemas de aislación:

Modelos N° 5 y N°7 corresponden a marcos macizos, con relleno de albañilería. Por otra parte, modelos N° 4 y N°6 son marcos sin rellenos y por último modelos N°1 y N°2 de base fija.

Los resultados de las pruebas realizadas indican que los aisladores de caucho son muy efectivos para limitar fuerzas de corte, aceleraciones de pisos y drifts de entrepisos en un terremoto sobre estructuras de marco de hormigón armado, además pueden evitar daños de elementos estructural y no estructurales durante excitaciones sísmicas similares al terremoto de diseño, su plena protección podría verse comprometida durante eventos sísmicos con intensidades y frecuencias inesperadas.

Dispositivos de aislación basal de SMA y acero, poseen gran capacidad de disipación de energía, teniendo un papel importante en cuanto a la limitación de desplazamientos máximo basal, además, poseen un gran control de la fuerza transmitida a la superestructura lo que se traduce en bajos drifts de entrepisos máximos y bajas niveles de fuerza de corte en las columnas de hormigón armado. Se destaca el cálculo de un factor de magnificación dinámica calculado (aceleración peak de techo/PGA) el cual muestra que particularmente los sistemas de aislación de SMA son más efectivos para PGA de mayor intensidad y tienen gran capacidad para proteger elementos estructurales y no estructurales debido a que valores de máximos drifts entre pisos se mantienen por debajo de valores límites asociados al comienzo de daños estructurales (0.25%) para valores de PGA de hasta 0.7g. Principales limitantes de los sistemas de aislación de SMA y acero están referidas a superación del desplazamientos de diseño en el caso de los sistemas SMA y a la ductilidad máxima experimentada por sistemas de aislación de acero, que experimentan bajo intensidades sísmicas elevadas, de terremotos inesperados con contenidos de frecuencias particulares o pulsos de altas de velocidades.

Para concluir se enfatiza en que los sistemas de aislación sísmica pueden proveer gran protección a paredes del sistema estructural de la superestructura y mejoras significativas en cuanto a la protección del contenido del edificio, si se escoge un sistema de aislación apropiado, dependiendo de las características dinámicas del contenido del edificio. Las diferentes características de los diferentes sistemas de aislación desarrollan mejoras específicas para cada respuesta evaluada, no existe un sistema óptimo ni un periodo aislado que minimice al mismo tiempo los desplazamientos basales, cortes basales y aceleraciones de pisos.

Los cojinetes de deslizamiento de acero-PTFE, junto con los sistemas de aislación sísmica basal de acero estudiados, podrían proporcionar excelentes resultados tanto en términos de desplazamiento mínimo de la base como de coeficiente de corte basal, cuando se tiene en cuenta un solo terremoto. Sin embargo, acumulan grandes desplazamientos remanentes, lo que provocaría el rechazo de dichos sistemas en códigos sísmicos modernos.

Dispositivos de aislación basal de SMA en conjunto con dispositivos de deslizamientos de acero-PTFE parecen resolver problemas detectados en los dispositivos descritos anteriormente, y tienen respuestas similares, sin embargo, las aceleraciones de pisos pueden ser muy altas, específicamente cuando se experimentan bajas intensidades sísmicas.

Sistemas de aislación quasi-elásticos de goma, responden bien en cuanto a la reducción de las aceleraciones de pisos, pero no sucede lo mismo en cuanto a desplazamientos de base y coeficientes de corte basal, sobrepasando límites de protección estructural en cuanto a drifts de entrepisos bajo inesperados terremotos de gran intensidad.

M. Shinozuka et al. [20] Este documento se enfocó en el estudio estocástico de la respuesta de un edificio aislado con dispositivos SMA como complemento de dispositivos LRB, bajo eventos sísmicos aleatorios, para esto se propuso un modelo de corte de un edificio aislado con dichos dispositivos, el sistema de aislación es sometido a análisis de vibración aleatorios no lineales, mediante linealización estocástica de las características de ciclos no lineales fuerza-desplazamiento de los SMA. Se reconoce la gran capacidad de reducir fuerzas y/o demandas transmitidas a la superestructura que poseen aisladores convencionales como los son los apoyos de goma (Rubber bearing, RB) apoyos de goma con plomo (Lead rubber bearing, LRB), apoyos de goma de alto

amortiguamiento (High damper rubber bearing, HDRB), péndulo de fricción (friction pendulum, FP) y apoyos de fricción resilientes (R-FBI), de todos estos el más utilizado, los sistemas de aislación LRB. Sin embargo, estos dispositivos presentan problemas de gran interés, acumulan grandes desplazamientos bajo intensos movimientos del suelo, debido a la alta flexibilidad que poseen, dando como resultado daños a los sistemas públicos, daños al mismo aislador e incluso ocasionando colisiones entre edificios.

Se ha propuesto la inclusión de dispositivos SMA para dar solución a los problemas antes mencionados, debido a las propiedades de superelasticidad y efectos de memoria de forma, además de la gran capacidad de disipación de energía que poseen cuando se someten a eventos histeréticos, manteniendo un bajo nivel de desplazamientos residuales. Específicamente en este estudio se analizan dispositivos SMA, compuestos de la aleación Niquel-Titanium (Nitinol). La caracterización del comportamiento histerético de los SMA se basó en el modelo de Graesser-Cozzarelli [23] el cual ha sido ampliamente utilizado para estudiar las características dinámicas de los sistemas basados en SMA, dicho modelo está basado sobre el modelo paramétrico de Bouc-Wen [24] con la incorporación de un término extra para considerar efectos de superelasticidad de los SMA. Se definieron parámetros como la fuerza de restauración, dependiente de la rigidez inicial de los SMA en su fase Austenita, la fuerza de transformación de austenita a fase martensita la cual puede ser considerada como una fuerza de “fluencia” en el proceso histerético elasto-plástico. Además, se estableció una constante α que relaciona la rigidez pre/post transformación y se asumió que la temperatura ambiente es suficientemente buena para ser validos los efectos de superelasticidad. Cabe mencionar que también se aplicó una simplificación propuesta por Yan y Nie [25] con el fin de minimizar errores. (Ver Figura 2.13).

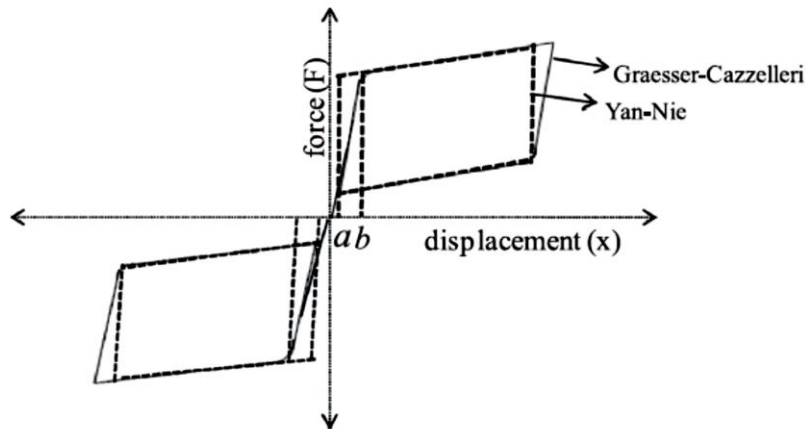


Figura 2.13. modelos del comportamiento de los SMA

Por otro lado, las características del comportamiento histerético de fuerza-deformación de los dispositivos LRB, fue representado por el modelo de Bouc-Wen.

El modelo ensayado fue constituido por los modelos del sistema LRB y el modelo de cables de SMA, estos últimos incorporados dentro del aislador LRB, los cuales soportaban los desplazamientos laterales del aislador (deformaciones de corte) a través de esfuerzo axial. En la respuesta estocástica obtenida, se consideró un filtro de ruido blanco (tipo de respuesta estacionaria) actuando en la roca de fondo, bajo la estructura, se hace referencia al modelo estocástico de Kanai-Tajimi [26]

Se presenta la obtención de la respuesta estacionaria estocástica de la aceleración absoluta de la base y los desplazamientos del sistema bajo input de eventos sísmicos. Los esfuerzos se concentran en obtener las ecuaciones que representen de mejor forma el comportamiento del

dispositivo de aislación de LRB-SMA, además de comparar el comportamiento de dicho sistema híbrido con el de un sistema de LRB solamente.

Se enfatiza sobre el gran problema que tiene algunos diseños de estructuras con aislamiento basal de lograr cumplir con los objetivos de minimizar aceleraciones y desplazamiento conjuntamente, es decir, muy a menudo estos dos objetivos se pretenden mutuamente, pero estos son de naturaleza contradictoria, por lo que, la mejora en uno solo puede lograrse a expensas de la concesión del otro, problema que se pretende solucionar con este tipo de sistemas LRB-SMA, que combine las características optimas, y así obtener un sistema de aislación más eficiente. Para dar solución a esto, se centra la búsqueda de un valor F_0 correspondiente a la fuerza de fluencia (transformación de fase) del sistema LRB-SMA junto con la fuerza de fluencia del dispositivo LRB optima que minimice tanto los desplazamientos del aislador como las aceleraciones de la superestructura para que el desempeño del sistema en conjunto sea lo más eficiente posible.

Se hace una comparación de los valores medios cuadráticos (rms) de: a) la aceleración del piso superior, y b) de los desplazamientos del aislador, ambos parámetros se relacionan con respecto a la fuerza de fluencia del dispositivo LRB. Se analizan sistemas LRB-SMA con distintos esfuerzos de transformación de fase y un sistema LRB convencional. Los resultados obtenidos demuestran que un sistema de aislación basal donde sea fundamental una disminución de los desplazamientos del aislador puede ser solucionado con sistemas SMA-LRB en lugar de un sistema únicamente de LRB. Esto se debe a que con un límite de fluencia cada vez más alto de LRB, el efecto beneficioso de un menor desplazamiento del aislador se aumenta y, por otra parte, el aumento de la aceleración se hace proporcional. En contraste a esto el sistema LRB-SMA reduce considerablemente los desplazamientos del aislador encontrando una fuerza de transformación adecuada del SMA. Se puede ver que para un 50% de reducción en el desplazamiento del aislador en el LRB se logra mediante un aumento del 8% en la aceleración, en cambio, el SMA-LRB (con una fuerza de transformación del SMA de 0.10) causaría la misma cantidad de reducción con un aumento de sólo el 1,5% en la aceleración. Por lo tanto, puede afirmarse, que, para un nivel idéntico de reducción del desplazamiento del aislador, el sistema SMA-LRB parece ser más eficiente que el sistema LRB. Se obtiene de esta forma el nivel óptimo de la fuerza de transformación de fase del SMA.

Se concluye que una combinación optima de las fuerzas características de ambos sistemas (LRB y SMA) es necesaria para asegurar un desempeño optimo en términos de maximizar la eficiencia del aislador, reduciendo los desplazamientos de este y las aceleraciones experimentadas en los pisos.

G. Rojas. [27] Se diseño, y comparo el desempeño y costos asociados a los casos de un edificio habitacional de mediana altura (11 niveles más 1 subterráneo) con un periodo fundamental entre 0.6 y 0.7 [s] con base fija y el mismo edificio con aislación basal utilizando dispositivos LRB, según las normativas vigentes en Chile de diseño sismo resistente de edificios y diseño de edificios con aislación sísmica. Se plantea que métodos de aislación basal son efectivos en cuanto a la reducción de demandas provocadas por un evento sísmico de gran intensidad en la superestructura, lo que podría permitir excluir a la estructura aislada de códigos de diseños más restrictivos (algunas especificaciones de los decretos supremos 60 y 61) ya que dicha técnica de protección sísmica provoca una reducción de corte basal considerable (pudiendo ser diseñada la estructura eventualmente con el corte mínimo de la normativa) lo que resultar en un diseño optimo en cuanto a la reducción de materiales a utilizar en la construcción del edificio, estableciendo de esta manera la interrogante si la solución de aislación para edificios de mediana altura es o no económicamente competitiva para dicho caso.

El edificio estudiado en este documento se describe de ocupación habitacional, de mediana altura de planta rectangular con muros y vigas de contorno, ubicado en una zona sísmica 3 y suelo tipo D (según NCh433Of96 Mod2009) específicamente en la población Vergara de la ciudad de Viña

del Mar, el cual fue modelado y analizado mediante un software de diseño estructural. No se tiene como finalidad diseñar el sistema de aislación si no que se propone la configuración y rigidez de los dispositivos, además de la solución necesaria para que no exista tracción en los aisladores.

Son considerados solo los costos directos que corresponden a la cantidad de acero y hormigón utilizado y al sistema de aislación incluyendo la estructura adicional que se deba utilizar para otorgar compatibilidad y estabilidad entre los dispositivos utilizados y la estructura.

Edificio convencional de base fija

Se diseñó el edificio mediante un análisis modal espectral específico de la norma NCh 433Of 96 Mod 2009, obteniéndose cortes de diseños tanto en dirección X e Y de 15% y 16% con respecto al peso sísmico de la estructura respectivamente, muy cercanos al corte máximo limitado en dicha norma (17% del peso de la estructura, para el caso en estudio).

El diseño de los elementos estructurales que componen el edificio se realizó de acuerdo con lo dispuesto en los códigos de diseño de hormigón armado vigentes a la fecha, ACI-318S-11 y el decreto supremo N°60, además, de obtener las solicitaciones para cada elemento estructural según lo indicado en la NCh 3171Of2010, considerando un diseño por resistencia

Este diseño consistió, en diseñar un muro (el más solicitado), el diseño de 2 vigas tipo las cuales eran las más desfavorables y de geometría similar a las demás, el diseño del sistema de fundación y losas de piso. Luego se cubico el hormigón y acero utilizar en cada elemento y se amplificó esta cubicación según la cantidad de elementos similares existentes en el modelo según corresponda. Esta cubicación se realizó en grupos, analizando el material requerido para cada eje de elevación (en dirección X e Y) además de considerar la cantidad de acero y hormigón necesario para la construcción de las losas de piso y fundaciones.

Los resultados de la cubicación de material muestran que para el diseño del edificio tradicional de base fija, el acero necesario es de 297303 [kg], mientras que para el hormigón se estiman 3793 [m³] a utilizar. Se obtuvieron referencias del precio unitario de cada material, según lo indicado en el "Portal de actividades y precios de la construcción" considerando un precio unitario para el acero de 0.05 (UF/kg) y en cuanto al hormigón su costo unitario fue de 3.45 (UF/m³), obteniéndose un total de 27951 UF

Edificio con base aislada sísmicamente.

Este edificio fue el mismo analizado y diseñado anteriormente, se mantuvo las características arquitectónicas y tipología estructural. Se llevo a cabo un diseño optimizando espesores de algunos elementos, en el caso de los muros su espesor disminuyo debido a que su capacidad de deformación es suficiente para soportar los esfuerzo que demanda la estructura, por otro lado, las dimensiones de vigas y losas se mantuvieron ya que se indica que estos elementos están controlados por las cargas gravitacionales del edificio. Además, se incluyó en este caso la elaboración de un elemento estructural para evitar tracciones en los dispositivos de aislación, se analizaron 2 sistemas distintos, en primer lugar, un sistema de vigas sin diafragma rígido el cual permite deformaciones de corte y flexión, por otra parte, se consideró incorporar un sistema de losa, ambos sistemas presentan una distribución de esfuerzos similar. Se escogió la solución más óptima en cuanto a la representatividad de su modelación y valor económico, la cual resulto ser la losa con un espesor de 60 [cm] y un volumen de hormigón aportante de 425 [m³] que da estabilidad a 26 aisladores LRB. Se menciona que las vigas realizan trabajos de corte mínimo es esta la razón por la cual no fueron seleccionadas como sistema de estabilidad.

Para la configuración del sistema de aislación se calculó la rigidez total equivalente limite dado los periodos objetivos permitidos por la NCh 2745 (entre 2.5 a 3.0 [s]), los valores límites de la rigidez total efectiva fueron de 5100 a 3543 [ton/m], para cada periodo objetivo limite respectivamente, lo

que para 26 aisladores se traduce en rigideces unitarias entre 195 [ton/m] a 140 [ton/m], adoptándose de esta manera una rigidez unitaria por aislador de 140 [ton/m], que se traduce en un periodo objetivo para la dirección X de 2.66 [s] y para la dirección Y de 2.68 [s], valores que se encuentran dentro de los límites permitidos en la NCh2745.

El diseño de cada elemento estructural se realizó según las mismas normativas y códigos utilizados en el caso anterior (ACI 318S-11 y decreto supremo N°60). Luego se realizó la cubicación del material de cada elemento estructural de manera similar al edificio con base fija, considerando también la incorporación de la losa estabilizadora del sistema.

Se calcularon los costos directos de construcción, los cuales consideraron la totalidad de material necesario y mano de obra para la construcción del edificio aislado, considerando además en este caso el costo total de los aisladores con referencia en la Revista AICE, 2012 [7 en la tesis] (247 UF por aislador). Los resultados obtenidos muestran que el acero total necesario es de 211366[kg] equivalente a 10568 UF, en el caso de hormigón son necesarios 3393 [m³] con un costo de 11708 UF resultando un costo total de materiales de 22276 UF, esto adicionado al costo total de los 26 aisladores de 6424 UF, dando como costo total de la estructura aislada de 28698 UF.

Se concluye en cuanto al análisis de costos realizado que la estructura aislada es un 4% más costosa en comparación a la estructura tradicional de base fija, lo que se traduce en una diferencia de 747 UF.

En cuanto al desempeño sismorresistente de ambas estructuras, se comparan resultados obtenidos de un análisis tiempo-historia no lineal de ambos modelos utilizando la herramienta de ETABS, FNA (Fast Nonlinear Analysis) de a) demanda de desplazamientos, b) desplazamientos relativos entre pisos, c) demanda de aceleraciones de pisos.

- a) En cuanto a la demanda de desplazamiento, estos aumentan conforme aumenta la altura en ambos modelos, alcanzando un valor máximo en el último piso de 12.0 [cm] para el caso de la estructura de base fija, en cuanto a la estructura aislada, el valor máximo alcanzado fue de 5.3 [cm], diferencia equivalente a una reducción del 56%.
- b) Los resultados observados para la demanda de desplazamientos relativos entre pisos evidenciaron que la estructura tradicional alcanza valores de hasta un 0.45%, mientras que la estructura aislada llega a un valor de 0.32%, lo que se traduce en una disminución del 29%, esperándose daños no estructurales menores en la estructura aislada.
- c) Las aceleraciones de piso presentan una disminución del 50%. En la estructura de base fija, la aceleración incrementa desde la base, hasta alcanzar un máximo de 0.82g. Por otra parte, la estructura con base aislada se observa una disminución en lo alto de la estructura y luego se estabiliza hasta alcanzar un máximo de 0.41g. Esta reducción permite excluir de daño estructural a la estructura aislada y reducir considerablemente el daño de los elementos no estructurales.

P. Clemente. et al. [28] En este trabajo se muestra y discute la respuesta de estructuras con aislación basal sometidas a cargas sísmicas. Se enfatiza en la importancia de realización de análisis no-lineal, ya que en estos se evidencian los diferentes comportamientos de las estructuras, bajo distintos imput de energía. Particularmente, se comenta lo necesario que es el monitoreo de las estructuras existentes (que experimentan sollicitaciones sísmicas) para las futuras investigaciones y la obtención de parámetros de diseños como lo son, por ejemplo, el periodo fundamental de la estructura y el porcentaje de amortiguamiento crítico, se menciona que a la época (año 2012) existen varios edificios tradicionales (de base fija) que cuentan con sistemas de monitoreo, pero no es el caso de los edificios con aislación basal [29].

En este artículo se recuerdan algunos casos de interesante respuesta sísmica de edificios aislados en su base bajo fuertes terremotos. Luego se muestra un análisis preliminar de la respuesta

sísmica bajo terremotos de baja magnitud, con el fin de estudiar también, la efectividad de los dispositivos de aislación bajo intensidades de sismos que quizás no sean del todo consideradas en el diseño de dichos dispositivos. El análisis de resultados se hace en torno a dos tipos de pruebas principales, análisis del comportamiento sísmicos ante imput de baja energía y análisis del comportamiento sísmico ante imput de alta energía.

Resultados obtenidos de monitoreos de edificios sometidos a sismos de gran intensidad (alta energía)

Se hace referencia a dos estructuras con sistemas de aislación basal que experimentaron solicitaciones sísmicas durante el terremoto de Hyogo-ken Nabe de 1995 (M_w 7.3) que tuvieron un muy buen comportamiento, una de ellas es el edificio del ministerio de comunicaciones de la ciudad de Sanda que se encontraba a unos 30 km del epicentro, el cual estaba aislado mediante aisladores de goma de baja amortiguación y disipadores de energía elasto-plásticos. Los sistemas de monitoreo permitieron establecer que la relación entre la aceleración máxima medida en la parte superior del edificio y el sótano de este era aproximadamente de 1/9, determinado así, una reducción significativa de la demanda de aceleración impuesta por el sismo. Por otro lado, el edificio de hormigón armado de la ciudad Ojiya (Figura 2.14), Japón, aislado con aisladores de goma y deslizadores, soporto muy bien el terremoto de Niigata de 2004 (M_w 6.8) registrándose en este caso una aceleración máxima en la base de 0.725g y en la parte superior se alcanzaron valores de 0.194g, obteniéndose una relación de reducción de 1/4. En el año 2011, durante el terremoto de Tohoku, el Museo Nacional de Arte Occidental Le Corbusier de Tokio, de cuatro pisos, aislado con dispositivos de goma, los cuales fueron implementados luego de una remodelación en el año 1999, demostró una reducción de las aceleraciones máximas en el plano horizontal de 0.19 y 0.27g en la base a 0.08 y 0.10g en la parte superior.



Figura 2.14. Edificio de hormigón armado de la ciudad de Ojiya

Por otra parte, en China, la aplicación de sistemas de aislación basal modernos comenzó en 1991 y aumento rápidamente. Se observó, que durante el terremoto de Lushan (M_w 7.0) del 20 de abril de 2013, dos edificios de escuelas primarias, uno cerca del otro, mostraron comportamientos muy diferentes, por un lado, uno se construyó de manera convencional con su base fija, dicho edificio evidencio un aumento de las aceleraciones máximas medidas, que iba desde los 0.2g en su base a 0.72g en la parte superior, por el contrario, el edificio con aislación basal experimento valores aceleraciones máximas que llegaban solo hasta los 0.12g (Zhou 2015 [30]). En Estados Unidos se expone el caso del edificio del hospital USC de los Ángeles, California, que mostro un muy buen comportamiento durante el terremoto de Northridge en 1994, logrando una relación de aceleraciones máximas medidas en la parte superior y en la base de 1/9. A pesar de este y otros excelentes comportamientos de los edificios aislados basalmente en EE.UU., el número de edificios aislados sigue siendo limitado, esto se debe a las drásticas penalizaciones que posee el código de diseño para estructuras aisladas.

Resultados observados de estructuras sometidas a sismos de baja intensidad (baja energía)

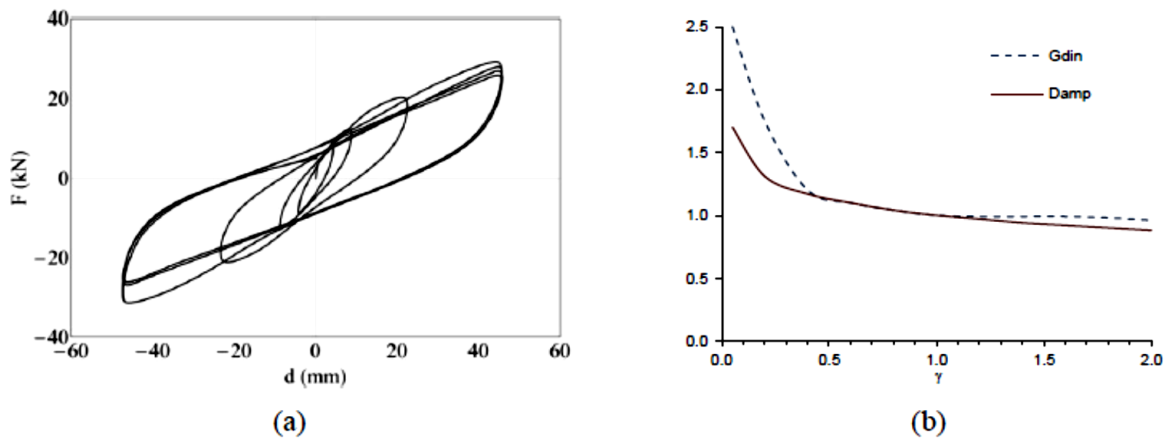


Figura 2.15. a) Comportamiento típico fuerza-deformación de los HDRB, b) Variación del amortiguamiento y Modulo de corte con respecto a la deformación por corte

Los estudios revisados en cuanto a input de baja energía se enfocaron en un conjunto de edificios aislados en su base en Italia, los cuales no han registrado terremotos fuertes, pero si varios sismos de baja energía, permitiendo algunas consideraciones. Es importante mencionar que los sistemas aislados suelen ser diseñados para enfrentar el terremoto de diseño, se espera, que para sismos de muy baja intensidad y también para vibraciones ambientales, el sistema de aislación no se ponga en acción, provocando la influencia de los modos altos de la superestructura, lo que podría resultar en una cierta amplificación de la respuesta en términos de aceleración. Para analizar en detalle este aspecto, se hace una diferenciación entre el caso de dispositivos de aislamiento de goma de alta amortiguación (HDRB) y deslizadores de superficie curva (CSS). En el caso de los HDRB su comportamiento histerético de fuerza-deformación varía mucho dependiendo del desplazamiento de corte máximo alcanzado, tanto el módulo de corte, como el amortiguamiento disminuyen en función del aumento de la deformación por corte. (ver Figura 2.15)

En cuanto al comportamiento de los CSS, este está fuertemente influenciado por las fricciones estáticas al inicio del movimiento y el desplazamiento máximo alcanzado en cada ciclo, cuando cambia de sentido (ver Figura 2.16.) Generalmente la fricción dinámica es asumida constante, pero análisis experimentales muestran variaciones significativas (Lomiento & Benezoni, 2016 [31]). En cualquiera sea el caso, la fricción dinámica es más baja que la fricción estática inicial.

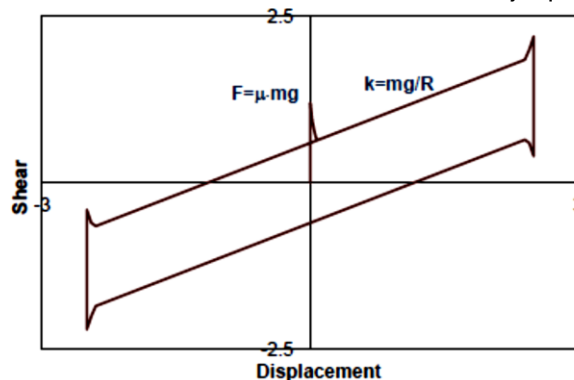


Figura 2.16. Comportamiento típico de corte-desplazamiento de los CSS

Resultados observados en el edificio en el Edificio Forestal en el Centro de Protección Civil de la Region de Umbria en Foligno, durante el terremoto en Italia Central del 2016 (M_w 6.5) se evidencio

por un lado que la estructura no presente amplificaciones de aceleraciones máximas de piso a lo largo de la altura, pero si un cambio del contenido frecuencias de estas.

En el proyecto C.A.S.E, el cual se trataba de 184 casas prefabricadas de madera, hormigón armado y acero cada una de ellas colocadas sobre una gran losa de hormigón armado aislada y soportadas por deslizadores de superficie curva (CSS), el cual experimento resultados interesantes durante el evento sísmico del 2016 descrito anteriormente, registros obtenidos demostraron una amplificación de las aceleraciones máximas de pisos en función de su altura, este análisis señalo el problema de activación del aislamiento sísmico, que en algunos casos se comporta como un elemento rígido.

En conclusión, gracias al monitoreo de las estructuras existentes con aislamiento basal se puede verificar la gran función que desempeñan los sistemas de aislamiento cuando son sometidos a sismos de gran intensidad. Además, se evidencia la necesidad de incorporar un análisis no-lineal previo al diseño de sistemas de aislamiento basal que verifique el comportamiento del sistema ante sismos de baja intensidad.

R. Astroza. et al [32] El año 2012 se realizó un completo ensayo experimental en la mesa de vibrar de la universidad de California, San Diego. Este proyecto conocido con el nombre de BNCS (Building Nonstructural Components and Systems), consistió en ensayar un edificio de 5 pisos de hormigón armado a escala real, completamente equipado con CNE (componentes no estructurales) y construido a escala real, el cual fue sometido a solicitaciones sísmicas de diversas intensidades. En este documento se describe el sistema estructural del edificio, sus componentes no estructurales principales, el sistema de monitoreo y el protocolo de ensayos sísmicos, conjuntamente a esto se presenta algunas respuestas estructurales principales y se resumen los daños observados en la estructura. Este trabajo tiene la intención de informar a la comunidad de ingeniería sísmica sobre este programa experimental y de la posibilidad y potencial uso de esta información empírica generada, la cual es de gran importancia para investigadores e ingenieros de países sísmicos como es el caso de Chile.

En primer lugar, se define los CNE como aquellos elementos que permiten la operación de los edificios. Entre estos componentes se incluyen sistemas de evacuación (escaleras y ascensores), equipos mecánicos y eléctricos, fachadas, elementos arquitectónicos, contenidos, entre otros. Si bien estos sistemas no se consideran en el sistema sismorresistente de cargas laterales, su daño o falla induce pérdida de la funcionalidad y operación de los edificios, e incluso se dice que representan aproximadamente el 80% del costo total de la construcción de los edificios ([33], [34]) y por ende su falla implica, además de la paralización de actividades, pérdidas económicas significativas. Se indica la clasificación a la cual están referidos los componentes estructurales, describiéndolos como aquellos que son sensibles a aceleración, a desplazamientos (relativos) o a una combinación de ellos.

La estructura ensayada estaba constituida por un marco especial de momento de hormigón como sistema sismorresistente en la dirección longitudinal del edificio, en cuanto a la dirección transversal (perpendicular a la dirección de la sollicitación sísmica) se instalaron dos muros de corte de hormigón armado. El edificio se apoyó en una base adaptable a condiciones de base fija y aislada, mientras que el sistema de fundación se construyó directamente sobre la mesa de vibrar y se diseñó para tener un comportamiento elástico-lineal (sin fisuración) en las diferentes etapas de construcción y ensayos. En la Figura 2.17. se presenta el detalle de la elevación del marco especial de momento y la planta tipo del primer piso del edificio. El edificio fue diseñado para una ubicación al sur de California en condiciones de suelo duro, se realizó un diseño basado en desplazamiento basado en desplazamientos para lograr un dift de entrepiso de un 2.5% y una aceleración máxima de piso (PFA) de 0.7-0.8g durante el terremoto de diseño. Además, se hicieron perforaciones menores en losas para considerar la implementación de servicios del edificio (tuberías, sistemas contra incendio, cables eléctricos) y cables de los sensores de medición.

Durante la primera fase de ensayos sísmicos, el edificio fue instalado sobre cuatro aisladores de goma de alto amortiguamiento ubicados en las esquinas de la fundación. Los aisladores tenían 650 mm de diámetro y una altura total de 340 mm compuestos por 34 capas de goma y 33 placas de acero.

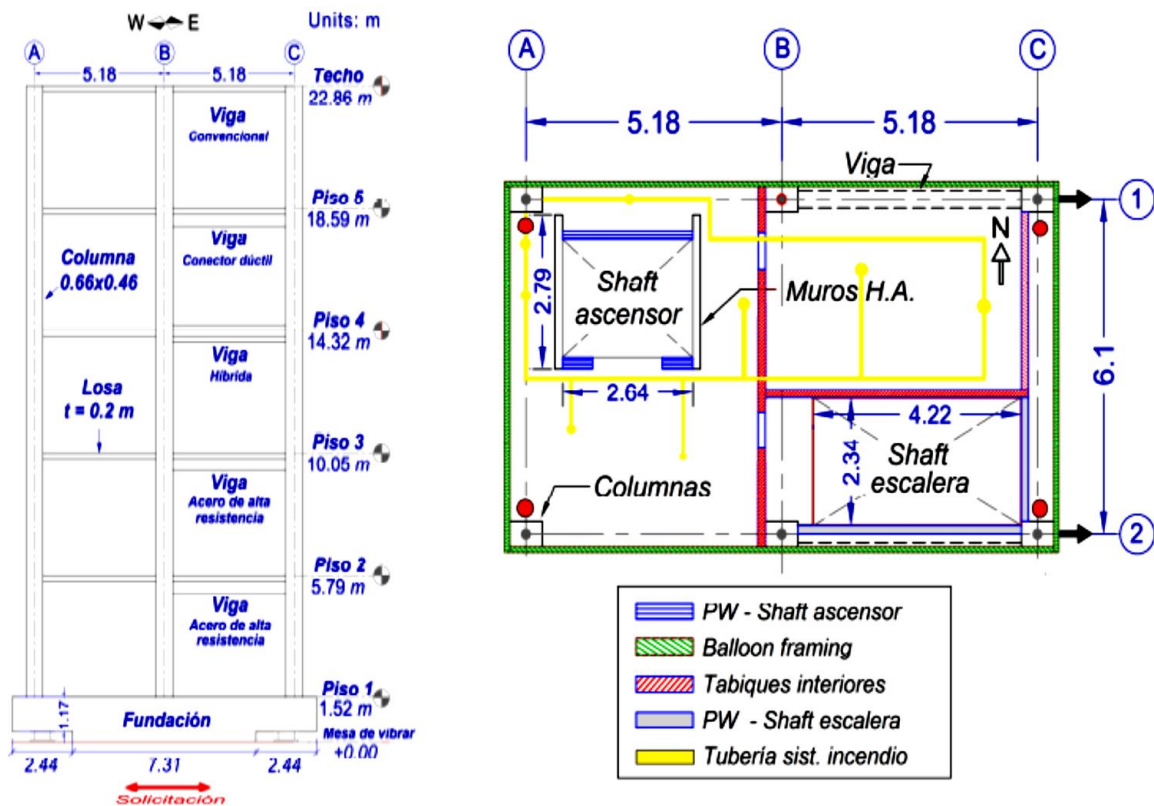


Figura 2.17. Elevación del marco y planta del piso 1 de la estructura ensaya

Se instalaron una gran cantidad de CNE de distintos tipos ocupacionales, todos ellos a excepción de la escalera fueron instalados una vez finalizada la construcción de la estructura. El peso total del edificio alcanzó los 6290 kN, particularmente los CNE aportaban a dicho peso un total de 1410 kN. (el peso de la estructura sin los CNE fue de 4880 kN). La distribución de los distintos CNE y tipo ocupacional de los pisos fue:

- Primer piso: se instalaron servicios principales, incluyendo los eléctricos y puertas de acceso.
- Segundo piso: poseía espacios de uso habitacional y de laboratorio
- Tercer piso: contemplo la instalación de servicios computacionales
- Cuarto y quinto piso: se habilitaron con equipamiento hospitalario, el cuarto piso albergaba equipos de una unidad de cuidados intensivos y el quinto piso, una sala de cirugía.

La instrumentación para la obtención de las distintas respuestas ya sea de elementos estructurales y no estructurales consistió en 516 sensores, entre ellos, acelerómetros, transductores de desplazamientos, *strain gauges*, y celdas de carga. Aproximadamente 2/3 de los sensores se instalaron en CNE, mientras que el resto fue instalado en diversos elementos estructurales.

Los diversos ensayos dinámicos realizados incluyeron; 13 ensayos sísmicos (se tomaron los registros de 4 terremotos, los cuales fueron escalados en distinta magnitud, (ver Tabla 2.3.), 31

pruebas de sollicitación basal de ruido blanco de baja amplitud y 45 pruebas de sollicitación basal tipo pulso.

Tabla 2.3. Ensayos sísmicos realizados para el edificio aislado en su base y edificio de base fija

Fecha ensayo	Registro	Tipo	Nombre	PIA (g)	PIV (mm/s)	PID (mm)
Abril 16, 2012	Canoga Park – Terremoto Northridge 1994	EC	BI1-CNP100	0.21	232.7	84.2
	LA City Terrace - Terremoto Northridge 1994	EC	BI2-LAC100	0.22	244.1	89.3
Abril 17, 2012	LA City Terrace - Terremoto Northridge 1994	EC	BI3-LAC100	0.25	244.8	89.5
	San Pedro 100% - Terremoto Maule, Chile 2010	RR	BI4-SP100	0.52	348.7	82.7
Abril 26, 2012	ICA 50% - Terremoto Pisco-Perú 2007	RR	BI5-ICA50	0.17	223.2	47.6
Abril 27, 2012	ICA 100% - Terremoto Pisco-Perú 2007	RR	BI6-ICA100	0.32	425.9	94.6
	ICA 140% - Terremoto Pisco-Perú 2007	RR	BI7-ICA140	0.50	625.9	129.2

Tabla 2 – Ensayos sísmicos realizados para el edificio fijo en su base.

Fecha ensayo	Registro	Tipo	Nombre	PIA (g)	PIV (mm/s)	PID (mm)
Mayo 7, 2012	Canoga Park – Terremoto Northridge 1994	EC	FB1-CNP100	0.21	235.0	87.8
Mayo 9, 2012	LA City Terrace - Terremoto Northridge 1994	EC	FB2-LAC100	0.18	230.5	93.1
	ICA 50% - Terremoto Pisco-Perú 2007	RR	FB3-SP100	0.21	262.2	58.3
Mayo 11, 2012	ICA 100% - Terremoto Pisco-Perú 2007	RR	FB4-ICA50	0.26	284.9	73.2
Mayo 15, 2012	TAPS P.S.#9 67% - Terremoto Denali 2002	EC	FB5-ICA100	0.64	637.4	200.6
	TAPS P.S.#9 100% - Terremoto Denali 2002	EC	FB6-ICA140	0.80	835.7	336.2

En cuanto a respuestas estructurales y daño observado, se identificó que los *peak floor acceleration* (PFA) en la dirección longitudinal se mantuvieron relativamente constantes en el edificio aislado, simultáneamente, las aceleraciones de entradas se atenuaron un 50% y los drift de entrepiso registraron valores inferiores a los 0.4%, las deformaciones de corte en la dirección del movimiento de la mesa de vibrar (calculadas como el desplazamiento relativo entre la parte superior e inferior del sistema de aislación dividido por la altura total de la goma del aislador), alcanzaron valores de 157% (327 mm de desplazamiento relativo del aislador), se calcula de esta forma, que el 90% del desplazamiento total del techo, relativo a la mesa de vibrar se concentró en el sistema de aislación.

Contrario a la distribución de aceleraciones máximas de piso medida en el edificio aislado, los PFA medidos en el edificio de base fija aumentaron en la altura del edificio. Para el edificio de base fija las mayores aceleraciones de piso se observaron constantemente en el techo de la estructura, con un valor máximo aproximadamente de 1.0g. Debido a esto se logró observar comportamiento de piso blando en los niveles inferiores, concentrando las mayores demandas de desplazamiento, lo que implicó drift de entrepiso máximas (PIDR) que se acercaron a valores de 6%.

Finalmente, se obtuvieron las demandas máximas de corte basal cuantificada como porcentaje de peso del edificio, a partir de la masa de cada piso y las aceleraciones máximas medidas. Se observó que para el edificio de base fija se alcanzaron valores de corte basal máximo cercanos al 44%, mientras que para el edificio de base aislada se registró un corte basal de 20% (hubo una reducción del 24%).

F. Hernandez. et al. [35] En este documento se aplica la utilización del principio de subestructuras, para esto se analiza la respuesta dinámica de la superestructura considerando como entrada, las aceleraciones totales que se miden sobre el nivel de aislación, cuando el edificio está sometido a sollicitación sísmica en su base. Son empleados los métodos DSI (Deterministic-Stochastic Subspace Identification) por pequeños saltos de tiempo (STDSI) y la función de transferencia por pequeños

saltos temporales (STTF). Esta metodología se aplica a tres estructuras: i) Una estructura modelada en SAP2000, ii) un edificio de 5 pisos a escala real, ensayado en la mesa vibradora de la Universidad de California, San Diego (Edificio BNCS) y iii) el edificio de la Comunidad Andaluía, ubicado en Santiago sometido a sismos reales. Se identificó en cada caso las propiedades de la superestructura en el tiempo.

El análisis de estructuras aisladas sísmicamente es comúnmente hecho considerando la respuesta global de la estructura. Es decir, no se desagrega la respuesta del sistema de aislación sísmica. En la medida que las propiedades dinámicas del sistema se estudien considerando la respuesta de la estructura con relación al movimiento del suelo, se suele aceptar que el sistema de aislación “agrega un modo de vibración” que es fundamentalmente la traslación horizontal y por lo tanto la superestructura se mueve como cuerpo rígido.

Se presenta el método DSI el cual permite obtener resultados de identificación de propiedades dinámicas (frecuencias naturales, formas modales y razones de amortiguamiento) de estructuras elásticas-lineales con un alto nivel de exactitud para sistemas sujetos a múltiples entradas (excitaciones) y múltiples salidas (respuestas medidas), más detalles del método se pueden encontrar en Overschee (1996) [36]. Para el caso de las estructuras que muestren propiedades dinámicas que varíen con el tiempo (no-lineales), el método también ha sido exitoso para determinar la evaluación temporal de dichas propiedades, mediante la utilización de ventanas temporales de corta duración de entrada y salida de datos (en las cuales se supone no existe una variación significativa de las propiedades dinámicas de la estructura), en este caso el método se denomina STDSI (Short Time DSI) [37] el cual es utilizado en este estudio.

Por otro lado, el método STTF, es un símil de un espectrograma o STFT (Short Time Fourier Transform) [38], pero describe la función de transferencia en pequeñas ventanas de tiempo entre un registro de entrada y un registro de salida, en otras palabras, la amplitud de la función de transferencia describe la razón espectral entre la entrada y salida seleccionada, la cual es representada en el espacio tiempo-frecuencia. Las ventajas que tiene el STTF en comparación con el espectrograma son:

- i) La función de transferencia es independiente de la amplitud de entrada o salida y por lo tanto independiente de la energía sísmica entregada en cada paso de tiempo.
- ii) La respuesta total de aceleración de un registro de aceleración perteneciente a la estructura (salida) se compone de la respuesta relativa y del movimiento basal. Por lo tanto, el espectrograma tiene la desventaja que posee frecuencias características asociadas a la fuente (entrada).
- iii) La STTF puede ser programada considerando diversas entradas, por lo tanto, esta técnica permite analizar la variación temporal de las frecuencias de la estructura relativa al nivel de suelo o respecto del nivel de asolación (método de subestructura)

Identificación de propiedades dinámicas de una estructura aislada modelada en SAP2000

El modelo consistió en una estructura de marcos de hormigón armado de 4 pisos (se presenta en detalle en [39]), diseñada según la NCh433.Of90 Mod 2009. El sistema de aislación se compone de 24 aisladores sísmicos (ubicados bajo cada columna en la base), de tres tipologías distintas conforme a la NCh 2745. Of2003 [40], los cuales fueron modelados a través de elementos links (con comportamiento histerético bilineal conforme al modelo descrito en [41]) de manera que el periodo objetivo es de 2.5 [s] en ambas direcciones (X e Y). Se modeló también, este mismo edificio sin aislación para lo cual se dispusieron apoyos fijos en las columnas de la superestructura.

El modelo de la estructura con apoyos fijos fue sometido en su base a registros medidos en la estación de Constitución del terremoto del Maule de 2010, M_w 8.8 (PGA de 0.54g y 0.63g en sentido longitudinal y transversal respectivamente) y resuelta numéricamente empleando el método de

integración directa y el algoritmo HHT en SAP2000 [42]. La estructura con aislación también fue resuelta de forma similar, pero considerando una respuesta no-lineal, para incluir la respuesta histerética de los aisladores sísmicos.

En primera instancia, se aplicaron las técnicas DSI y STDSI para la estructura con apoyos fijos, obteniéndose frecuencias y coeficientes de amortiguamiento invariables en el tiempo e iguales a las determinadas por el modelo en SAP2000 mediante análisis modal.

De forma similar, los métodos STDSI y STTF (considerando la relación espectral entre la respuesta del nivel superior y la entrada sísmica impuesto a nivel de suelo), fueron aplicados a la estructura con aislación sísmica. Se puede concluir que la respuesta de la estructura es descrita por múltiples modos con propiedades dinámicas que son variables en el tiempo, debido al comportamiento histerético del sistema de aislación. Además, se aplicaron dichos métodos para determinar las propiedades dinámicas de la superestructura empleando el principio de subestructura, es decir, se consideran como salida las respuestas totales de los niveles de la superestructura y como entradas las aceleraciones totales a nivel de aislación sísmica. Se observó que las propiedades dinámicas que se identifican de la superestructura son invariantes en el tiempo (dado que la superestructura fue modelada como lineal-elástica), independiente que el sistema de aislación responda altamente de forma no-lineal. En cuanto al corte basal experimentado por la estructura de base fija y de base aislada, este experimenta una reducción del 14% entre los valores máximos de cada una.

Se observa que para propiedades dinámicas identificadas con métodos DSI o STDSI la estructura con apoyo fijo y para estructuras con aislación ocupando el método de subestructura, y para valores obtenidos de análisis modal en SAP2000 dichas propiedades son invariantes en el tiempo y, además, los resultados son idénticos entre sí.

Edificio con y sin aislación basal a escala real ensayado en mesa de vibrar

El edificio analizado corresponde al BNCS descrito anteriormente en el documento [32] de la presente revisión literaria. La estructura fue inicialmente ensayada sobre 4 aisladores sísmicos y fue sometida a diversos sismos de diversas intensidades, luego el edificio fue desmontado del sistema de aislación y fue nuevamente inducido a sismos de diferentes intensidades provocando daños de diversas magnitudes. Entre cada ensayo se realizaron mediciones de micro vibraciones para identificar las propiedades dinámicas de la estructura post-sismos.

Se obtuvo el resultado de las primeras tres frecuencias naturales en sentido longitudinal de la superestructura (sobre el sistema de aislación) obtenida con el método STDSI y el método de superestructura. Además, se determinaron las frecuencias con el método SSI obtenidas de ensayos de vibraciones ambientales (VA) para la estructura sin aislación que se efectuaron justo después de que el edificio fuese desmontado de los aisladores sísmicos. De los resultados se puede comprobar que la superestructura tiene variaciones en el tiempo de sus frecuencias, mostrando un comportamiento ligeramente no-lineal, lo que se atribuye a los componentes no estructurales (CNS). Se puede observar, además, que las frecuencias iniciales y finales alcanzan aproximadamente un mismo valor y son iguales a las frecuencias identificadas para la estructura sin aislación sísmica (VA). Esto muestra que la superestructura no sufrió daños considerables durante el sismo, además se comprueba que el método de subestructura es apropiado para determinar propiedades dinámicas de la superestructura.

Frecuencias de edificios reales con y sin aislación sísmica

El método STDSI fue aplicado a registros obtenidos en el edificio aislado basalmente, de la Comunidad Andalucía, ubicado en Santiago, el cual se encuentra instrumentado por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, desde su construcción en 1992. Se tiene la situación particular de que frente a este edificio aislado se encuentra otro edificio vecino

idéntico fundado directamente sobre el terreno (con base fija). El sismo de mayor intensidad que se registró fue el de Junio, 2000 (con un PGA de 0.03g). Se obtuvieron las frecuencias longitudinales y transversales mediante el método STDSI para la superestructura, utilizando el método de subestructuras en el edificio con aislación sísmica. Estas frecuencias son del mismo orden de magnitud que las frecuencias identificadas para la estructura vecina (sin aislación sísmica). Cabe mencionar que ambas estructuras no son exactamente iguales, debido al deterioro del tiempo, posibles daños generados por sismos menores, variaciones de la distribución de masa, etc. Como sea, los resultados obtenidos muestran que el método de su estructuración puede ser aplicado también en estructuras reales con aislación sísmica, permitiendo estudiar la respuesta local de la superestructura.

Se concluye que los métodos expuestos en el presente documento pueden ser de gran utilidad para estudios e investigaciones futuras, otorgando una herramienta para el cálculo de propiedades dinámicas de la superestructura de un edificio aislado, tanto para modeladas matemáticamente, como para estructuras reales existentes.

En la Tabla 2.4 se muestra un resumen de los dispositivos que componen el sistema de aislación basal de cada documento mencionado en la presente revisión literaria, además se indica el tipo de ensayo realizado.

Tabla 2.4. Resumen de la revisión literaria

Documento	Año	Sistema de Aislación estudiado				Tipo de ensayo	
		LRB	SMA	HDRB	Otros	Experimental	Numérico
[1] R. I. Skinner	1975			X	X		X
[2] W. H. Robinson	1977	X					X
[3] M. Dolce et al.	2006		X	X	X	X	X
[4] M. Shinozuka et al.	2015	X	X				X
[5] G. Rojas	2015	X					X
[6] P. Clemente et al.	2017			X	X	X	
[7] R. Astroza et al.	2019			X		X	
[8] F. Hernandez et al.	2019			X		X	X

En la Figura 2.18. Se muestran los distintos tipos de dispositivo y/o modelos ensayados en cada documento de la presente revisión literaria a excepción de los documentos que tratan sobre monitoreos de respuesta de estructuras ya existentes ([6], [8]).

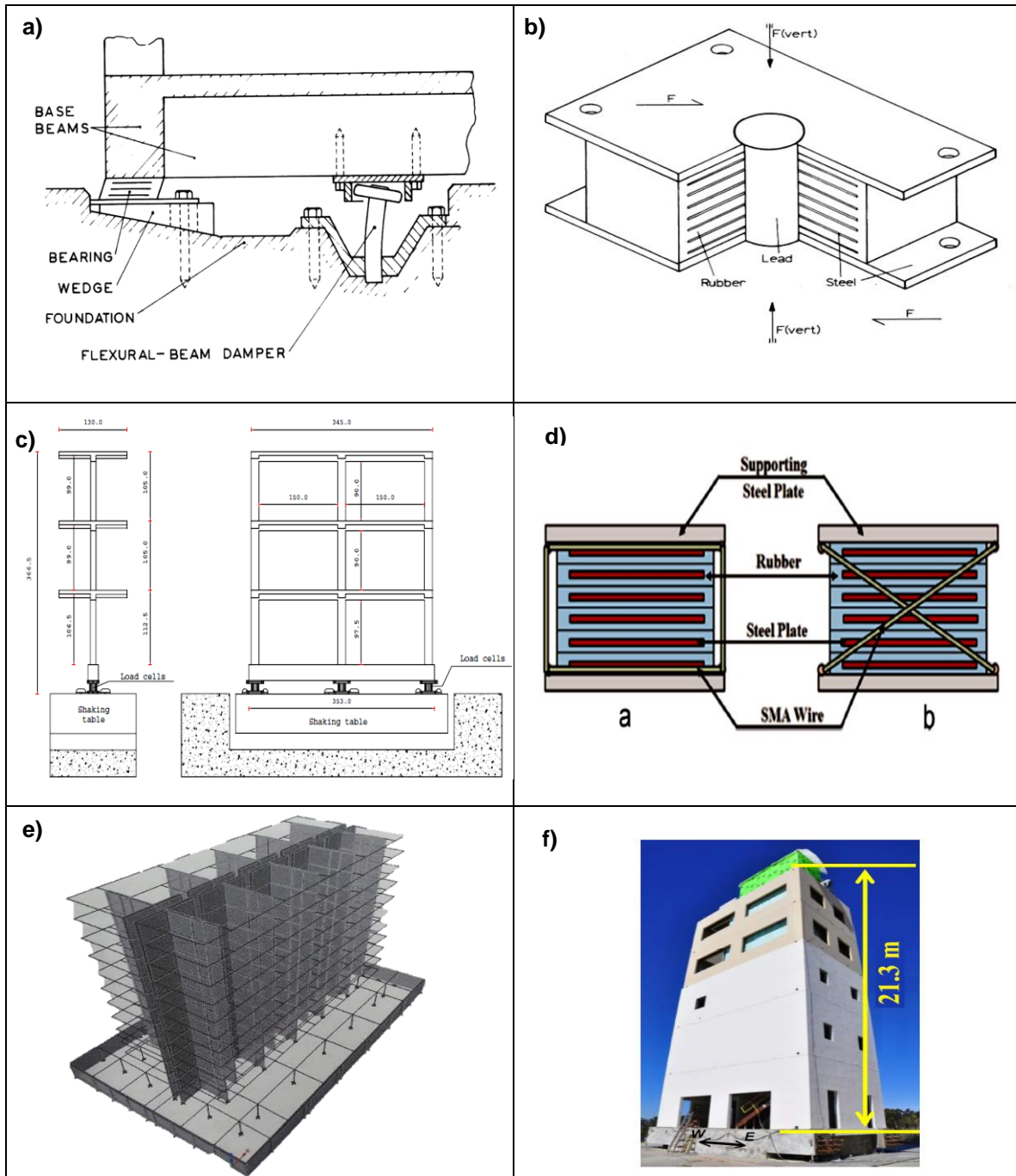


Figura 2.18. Dispositivos y/o modelos analizados en la revisión literaria

Capítulo III: Caso de Estudio y Diseño Estructural

Caso de Estudio

El caso en estudio del presente trabajo de título corresponde a un edificio habitacional que se encuentra actualmente en la comuna de Con Con, quinta región de Valparaíso. El sistema estructural resistente a cargas laterales se compone principalmente de muros de hormigón armado. Además, posee vigas de acople entre los muros, y losas de hormigón armado de 15 [cm] de espesor.

El edificio está compuesto de 5 niveles sobre la superficie del terreno (superestructura), el estudio realizado se centró en la superestructura del edificio en donde la altura entre piso entre los niveles 1 al techo no transitable (quinto nivel) es de 2.64 [m], mientras que la altura entre, lo que se traduce en una altura total del edificio desde la superficie del terreno hasta el nivel de techo de 13.20 [m].

3.1 Modelo del Caso en Estudio

El modelo elástico tridimensional del estudio se realizó en un software computacional de análisis estructural típico de la práctica en ingeniería civil, está constituido por 5 niveles sobre el nivel de terreno con planta similar en los distintos niveles de piso, ver Figura 3.1 y Figura 3.2.

Tabla 3.1. Área de losa por piso

Nivel	Área de losas [m ²]
Techo	1176.4
4	1176.4
3	1176.4
2	1176.4
1	1176.4

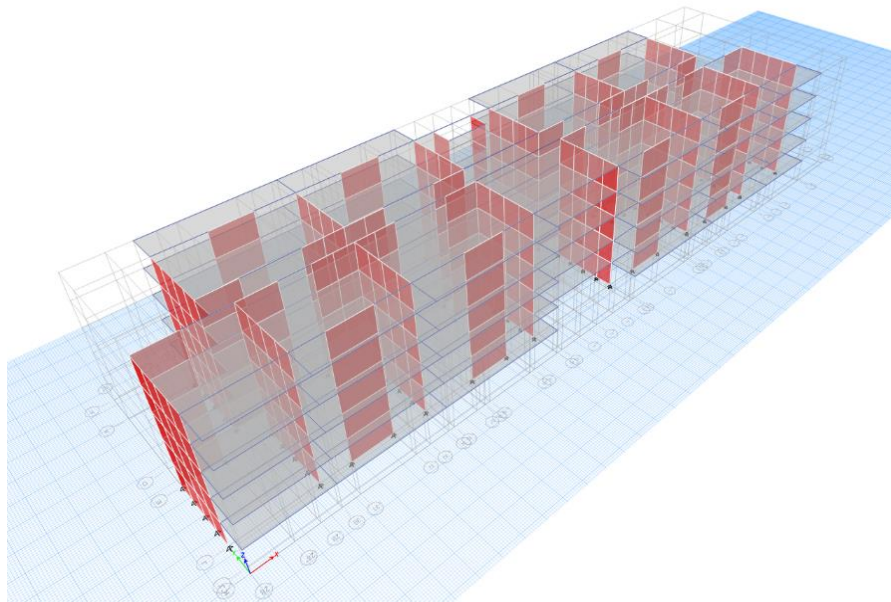


Figura 3.1: Modelo tridimensional elástico caso de estudio

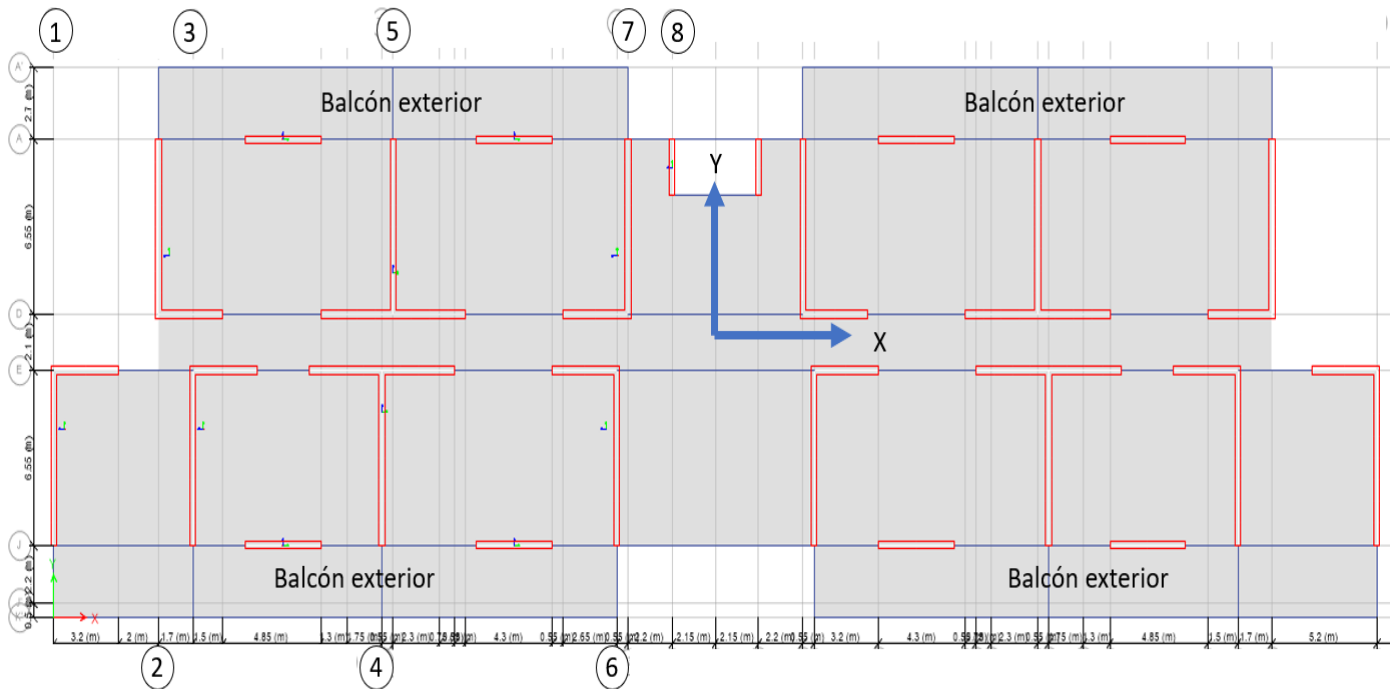


Figura 3.2: Planta Tipo del Caso de Estudio

3.1.1 Materiales Utilizados

- ❖ Hormigón no confinado: Se utilizó un hormigón G-20 según la NCh1700f.1985 Mod2016 [43] en el modelo matemático, las distintas características de estos se ven en la Tabla 3.2 y Tabla 3.3. respectivamente:

Tabla 3.2. Propiedades de hormigón utilizados

Propiedades	G-20
Resistencia del hormigón (f_c') [kg/cm ²]	200
Peso específico (γ) [kg/m ³]	2600
Módulo de elasticidad (ACI318-08 8.5.1) [kg/cm ²]	213500
Coefficiente de poisson (ν)	0.2
Módulo de corte (G) [kg/cm ²]	88977.6

Dicho hormigón fue utilizado en las siguientes secciones

Tabla 3.3. hormigón utilizado en cada elemento

Elemento	Hormigón utilizado
Sección de losa	
Losas $e = 15$ [cm]	G-20
Sección de vigas	
Viga 20x45 [cm]	G-20
Sección de muros	
Muros	G-20

Para representar el comportamiento del hormigón, muchos modelos han sido propuestos en la literatura. La mayoría de ellos son variaciones del modelo original propuesto por Hognestad (1951) [44]. En este caso se utilizó la formulación propuesta por Kent y Park (1971) [45] la cual se sustenta en el modelo de Hognestad para desarrollar sus propias formulaciones de los parámetros que controlan la forma de la ley tensión-deformación. Este modelo es representado por las siguientes formulaciones expresadas en unidades [kg, cm] y mostrado en la Figura 3.3.

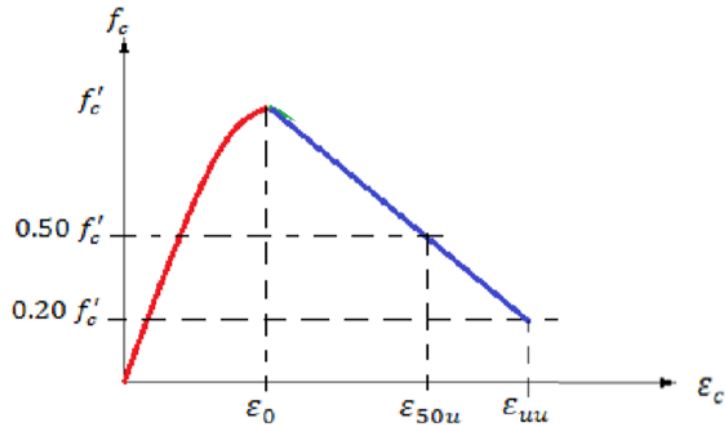


Figura 3.3. Modelo del Hormigón Kent y Park 1971 [45]

$$\varepsilon_0 = 0.002$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{0.21 + 0.002f'_c}{f'_c - 70}$$

$$\varepsilon_{uu} = 1.60\varepsilon_{50u} - 0.60\varepsilon_0$$

El modelo de Kent y Park, aplicado al hormigón utilizado en el presente caso de estudio se traduce en la siguiente curva de comportamiento del material. Cabe mencionar, que se consideró una deformación máxima en compresión igual a 3‰, de acuerdo con el ACI318-08 10.2.3. (ver Figura 3.4)

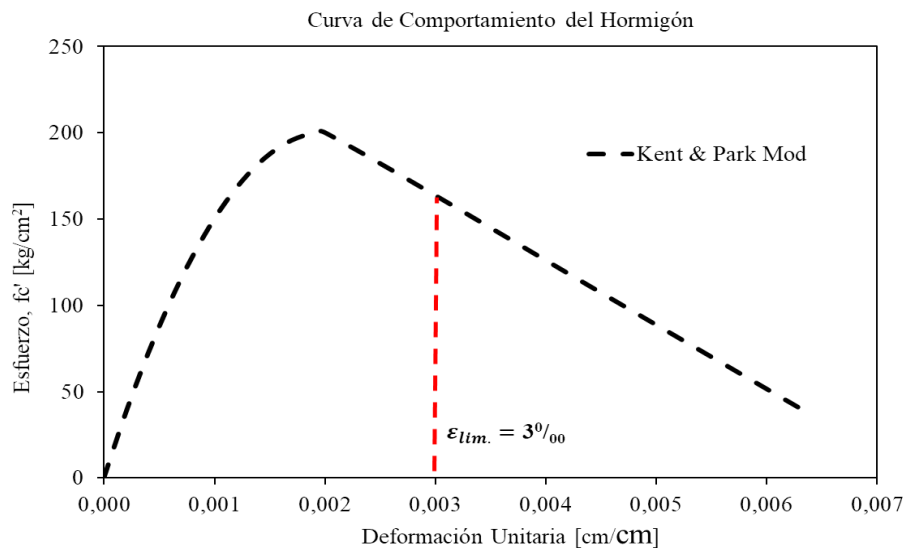


Figura 3.4. Modelo ley constitutiva del hormigón G-20 utilizado

- ❖ Acero de refuerzo: Las propiedades del acero utilizado en las barras de refuerzo de cada sección son mostradas en la Tabla 3.4.

Propiedades	A630-420H
Esfuerzo de fluencia (f_y) [kg/cm ²]	4200
Esfuerzo de Rotura (f_{su}) [kg/cm ²]	6300
Peso específico [kgf/cm ³]	0.00785
Módulo de elasticidad (E_s) [kg/cm ²]	2100000
Def. unitaria de fluencia	0.002
Coeficiente de poisson (ν)	0.25
Módulo de corte (G) [kg/cm ²]	800000
Def. unitaria del comienzo del endurecimiento	0.01
Modulo tangente al comienzo de la deformación unitaria de endurecimiento	100000

Tabla 3.4. Propiedades del acero

Los modelos del acero de refuerzo han sido extensamente estudiados durante la historia. Estos modelos suelen ir desde modelos monótonos simples ([46]; [47], [48]) hasta modelos más refinados que han logrado representar con precisión el comportamiento cíclico de una barra de acero bajo ciclos repetidos de tensión-compresión (Kunnath [49]).

En el presente caso de estudio, se utilizó uno de los enfoques más sencillos para modelar la curva monótona completa del acero bajo tensión, este modelo corresponde al desarrollado por Mander y otros (1984) [48] representado en la Figura 3.5, dicho presenta 4 estados limites principales del material, que delimitan las cuatro fases de una barra de acero bajo tensión monótona. Este modelo también fue utilizado para describir el comportamiento del acero en compresión, cabe mencionar que la máxima deformación unitaria del acero adoptada para evitar problemas de pandeo en las barras de refuerzo fue de 3% denominado ε_{su}^D . Dicho modelo es representado por las siguientes formulaciones y mostrado en la figura 25:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y = f_y / E_s$$

$$f_s = f_y \quad \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right]^p \quad \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

$$p = E_{sh} \left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right]$$

Donde, f_s = esfuerzo axial en el acero, ε_s = deformación unitaria en el acero, E_s = Módulo de elasticidad o Módulo de Young, f_y = esfuerzo de fluencia del acero, ε_y = deformación unitaria de fluencia del acero, ε_{sh} = deformación unitaria del acero en la cual comienza el endurecimiento, f_{su} = esfuerzo ultimo del acero, ε_{su} = nivel de deformación unitaria en el esfuerzo ultimo del acero (deformación unitaria ultima), p = poder del endurecimiento de la deformación unitaria, E_{sh} = Modulo tangente al comienzo de la deformación unitaria de endurecimiento del acero en ε_{sh} .

En la Figura 3.5 se presenta el modelo dúctil del acero planteado por Mander (1984) utilizado en el presente caso de estudio.

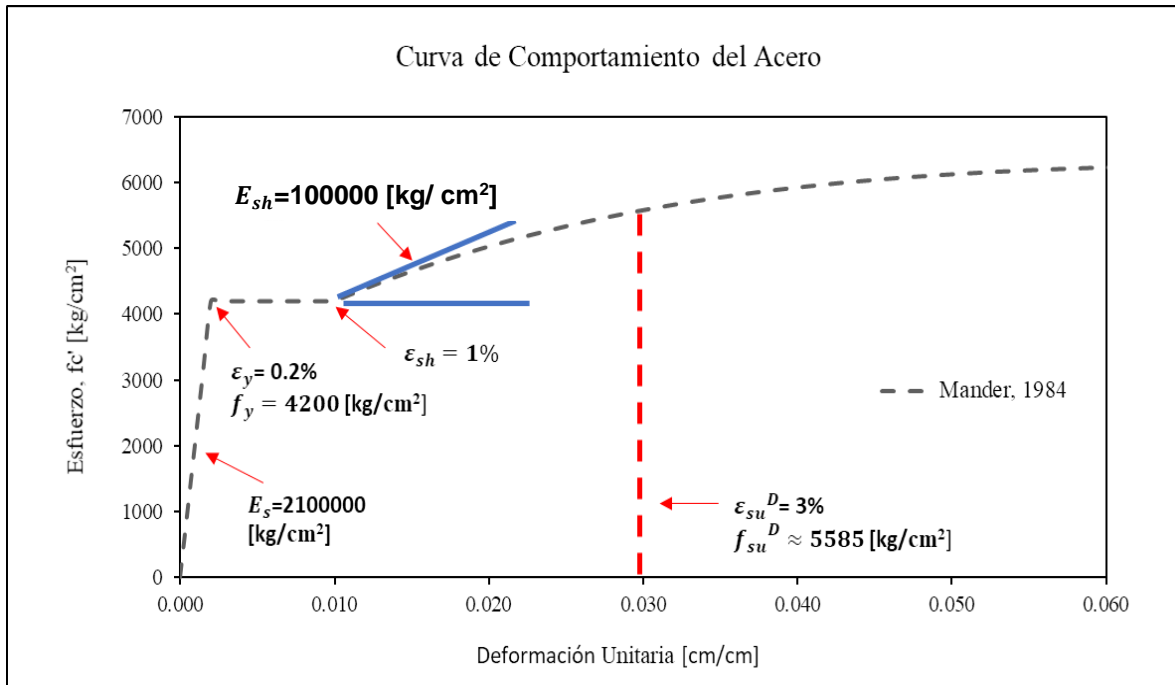


Figura 3.5: Modelo dúctil del comportamiento del acero A630-420H

3.1.2 Cargas Gravitacionales

En el modelo matemático fueron considerados tres patrones de cargas gravitacionales, estos son: cargas permanentes adicional al peso propio, sobrecargas de uso, según la normativa vigente NCh1537Of.2009 [50], las cuales se definen en la Tabla 3.5. y el peso propio de los materiales.

Tabla 3.5. Cargas permanentes y sobrecargas de uso

Cargas permanentes (Dead, adicional al peso propio)	[kg/m ²]
Baldosas y elementos no estructurales (Nivel 1-4)	100
Techo no transitable (Nivel 5)	4.5
Sobrecargas de uso (Live)	[kg/m ²]
Pasarelas y plataformas elevadas de uso público (Nivel 1-4)	400
Áreas de uso general, dormitorios (Nivel 1-4)	200
Balcones exteriores (Nivel 1-4)	500
Sobrecarga de uso techo (Nivel 5)	100

Se asignaron en el modelo, diafragmas rígidos por cada piso, se debe considerar que en la dirección larga de la planta puede presentar mayor flexibilidad. A continuación, se presenta la Tabla 3.6 que muestra el peso sísmico y/o masa sísmica asociada a cada uno de estos diafragmas.

Tabla 3.6. Peso (masa) asociada a cada diafragma

Piso	Masa [T/g]	Peso [T]	Área [m ²]	P/A [T/m ²]
5	70.4	690.3	1176	0.59
4 a 1	101.1	991.5	1176	0.84

Se observa que los valores de P/A están en el rango común para edificios. El valor menor en el techo se explica por la no transitabilidad de este, lo que reduce las cargas asignadas según la normativa.

3.1.3 Análisis Sísmico Modal Espectral

Se llevo a cabo un análisis sísmico modal espectral conforme lo indica la normativa chilena NCh433Of.96 Mod.2012 “Diseño sísmico de edificios” [11]. A continuación, se presentan las cargas gravitacionales consideradas en la estructura:

Tabla 3.7: Cargas gravitacionales y Peso sísmico

Carga	Valor
Peso propio de los elementos estructurales	3905 [Tonf]
Peso propio adicional	472 [Tonf]
Sobrecarga de uso	1560 [Tonf]
Peso Sísmico NCh 433	4768 [Tonf]

De acuerdo con el emplazamiento que tiene la estructura en estudio, la cual se ubica en la localidad de Con Con, en la Quinta región de Valparaíso, categoría de utilización y materialidad de los elementos estructurales que componen la estructura, se identificaron los siguientes parámetros acorde la normativa NCh433:

Tabla 3.8. Parámetros del caso en estudio del análisis modal espectral

Parámetro	Valor
Zona sísmica	3
A_0/g	0,4
Tipo de suelo	D
S	1.2
T_0 [s]	0.75
T^* (s)	0.85
n	1.8
p	1.0
Factor de Importancia	II
Sistema Estructural	Muros de Hormigón Armado
R	6
R_0	9

Desde la aplicación del análisis dinámico modal espectral de dicha normativa, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 3.9: Periodos con mayor masa traslacional equivalente

	Dirección X	Dirección Y
Periodo Fundamental con mayor masa traslacional	0.2 [s]	0.15 [s]
Modo	1	2
%Masa traslacional	71.4%	74.9%

Cabe mencionar que los ejes de referencia “X” e “Y” se ubican de acuerdo con la planta tipo de la estructura, ver Figura 3.2. En el Anexo A.1 se muestran los periodos y porcentajes de masa equivalente en cada dirección de análisis para los 15 primeros modos de vibrar de la estructura.

Además, de acuerdo con la normativa NCh433Of96 Mod 2012, el parámetro de control para las fuerzas y desplazamientos es el corte basal (Q_0), y se obtiene mediante una combinación modal utilizando el método CQC, este parámetro debe ser mayor a Q_{min} y no necesita ser mayor que Q_{max} . Límites que están dados por:

- Corte basal mínimo:

$$Q_{min} = \frac{ISA_0 P}{6g}$$

- Corte basal máximo:

$$Q_{max} = IC_{max} P$$

$$C_{max} = 0.35SA_0/g$$

Los resultados para el corte basal aplicados en este análisis modal espectral se resumen en la Tabla 3.10

Tabla 3.10: Principales resultados del análisis

Análisis	P[T]	Q_0 elástico [T]	%P	R^*	Q_0 [T]	Q_{min} [T]	%P	Q_{max} [T]	%P	R^{**}
X	4768	3557	74.6	3.10	1147	382.1	8	802.4	16.8	4.43
Y	4768	3162	66.3	2.59	1220	382.1	8	802.4	16.8	3.94

Donde:

Q_0 elástico = Corte basal utilizando el espectro de diseño sin reducir por R^* ,

%P = Valor del corte basal en términos del porcentaje del peso sísmico,

Q_0 = Corte basal utilizando el espectro de diseño, es decir, espectro elástico reducido en R^* ,

R^{**} = Factor de reducción de la aceleración espectral para alcanzar Q_{max} .

El valor de R^{**} esta dado por:

$$R^{**} = \frac{Q_0 \text{ elástico}}{Q_{max}}$$

En la Figura 3.6 se muestra la gráfica correspondiente a el espectro elástico de aceleraciones y los espectros de aceleración de diseño utilizando R^{**} en direcciones X e Y respectivamente.

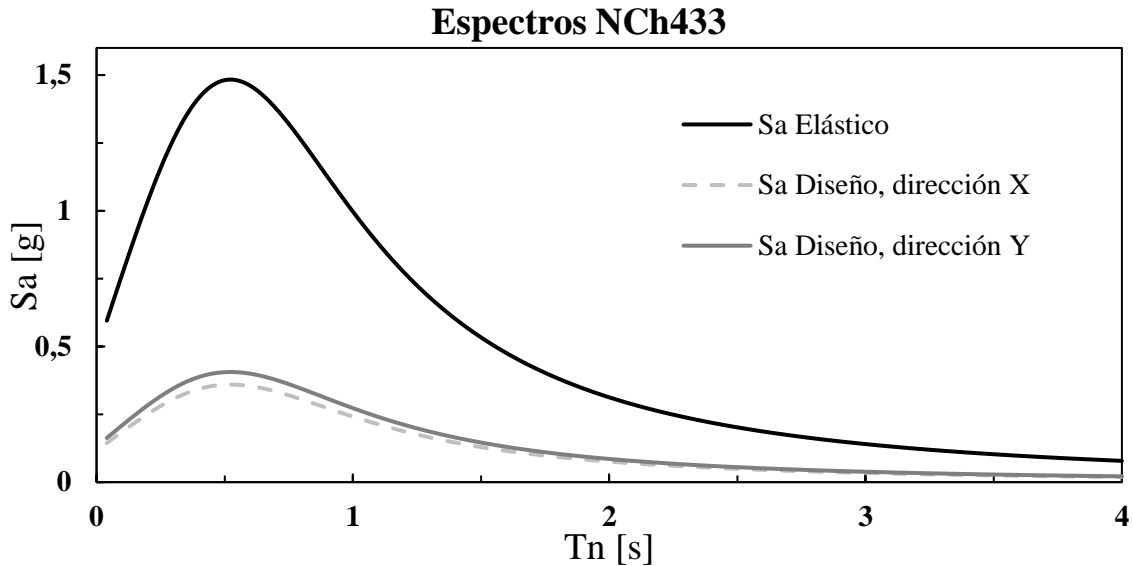


Figura 3.6: Espectros de Aceleración de la NCh 433

3.1.4 Control de Desplazamientos

Los desplazamientos relativos de entrepiso (Drift) cumplen con los requerimientos de la NCh433Of.96 Mod2012 artículos 5.9.2 y 5.9.3. En la Figura 3.7 se muestra un gráfico con los valores de desplazamientos de entrepiso divididos por la altura de piso (Drift/h), medidos en el centro de masas (CM) de cada diafragma de piso. Los valores máximos son del orden del $3,5^{0/000}$ y $1,5^{0/000}$ en dirección X e Y respectivamente.

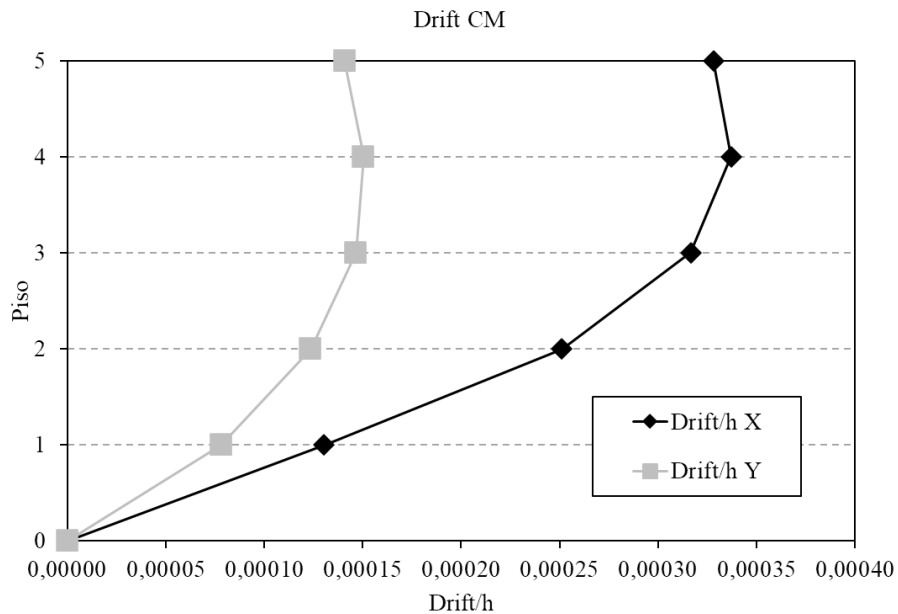


Figura 3.7. Drift/h en cada dirección de análisis

3.1.5 Análisis Espectral de Desplazamientos

Se llevo a cabo un análisis espectral de desplazamientos conforme lo indica la normativa chilena NCh433O.f96 Mod.2012 en su sección 6.3.5.5. A continuación se presentan los parámetros utilizados para el cálculo del espectro de desplazamientos:

Tabla 3.11. Parámetros del espectro de desplazamientos del caso de estudio

Dirección X		Dirección Y		Tipo de suelo D / Zona sísmica 3		
T_{nX} (s)	T_{agX} (s)	T_{nY} (s)	T_{agY} (s)	T_0 (s)	p	A_0 (cm/s ²)
0.2	0.31	0.15	0.22	0.75	1	392.4

Se llevo a cabo el procedimiento para el cálculo del espectro elástico de desplazamientos conforme se indica en 6.3.5.5. de la NCh 433Of96. Mod 2012. En la Tabla 3.12, se presentan las variables obtenidas para la construcción del espectro elástico de desplazamientos y los resultados de desplazamientos laterales de diseño en el techo para cada dirección.

Tabla 3.12. Resultados espectro de desplazamientos NCh433

Dirección X				Dirección Y			
α (T_{agX})	Cd^*	S_{deX} (cm)	δ_{uX} (cm)	α (T_{agY})	Cd^*	S_{deY} (cm)	δ_{uY} (cm)
2.25	1	0.63	0.82	2.67	1	0.27	0.35

En la Figura 3.8 se muestra el espectro elástico de desplazamiento obtenido para el presente caso de estudio:

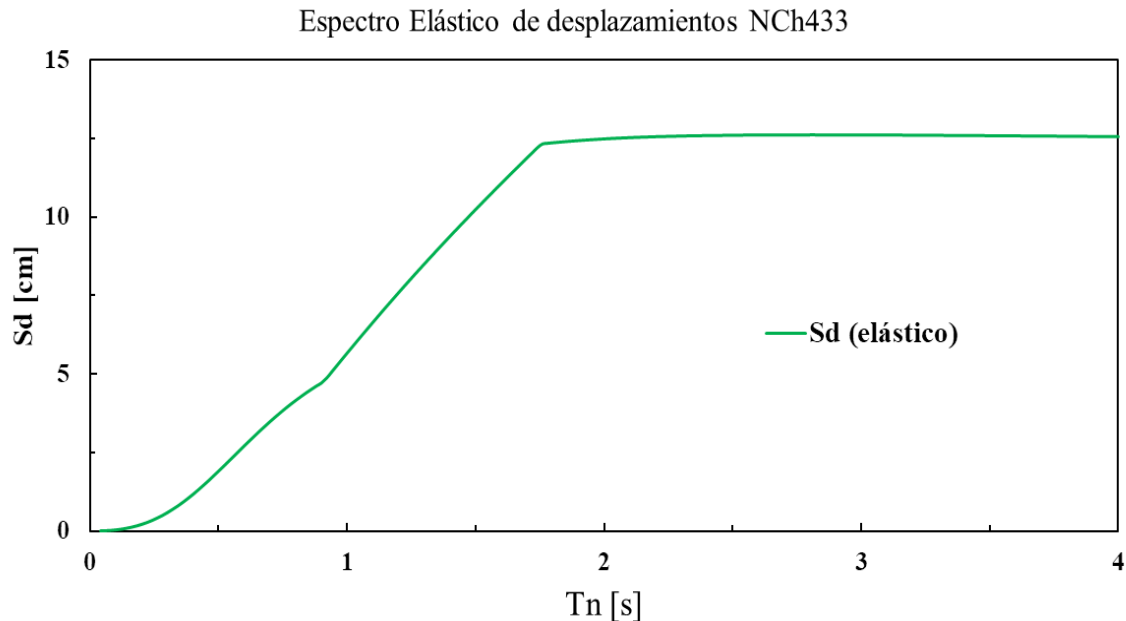


Figura 3.8. Espectro de desplazamientos NCh433Of.96Mod2012

Se aprecia que los valores del desplazamiento lateral de diseño de techo en ambas direcciones están en el orden de 1 cm. Esto se debe a la alta rigidez y por consiguiente bajo periodo fundamental con mayor masa traslacional en ambas direcciones de análisis (T_{nX} y T_{nY}).

3.2 Diseño Estructural

El diseño de los muros se realizó de acuerdo con lo especificado en el Reglamento vigente en Chile de acuerdo con las siguientes normas NCh y códigos oficiales:

- NCh430.Of.2008: "Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo"
- Decreto 60: "Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el decreto N°118, de (V. y U.), de 2010"
- NCh433.Of.96. Mod.2009: "Diseño sísmico de edificios".
- Decreto 61: "Aprueba reglamento que fija el diseño de edificios y deroga D.S. N°117, (V. y U.), de 2010".
- NCh1537.Of.2009: "Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso".
- NCh3171.Of.2010: "Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga".
- ACI 318-08: "Building Code Requirements for Structural Concrete".

Además, se realizó un diseño al corte por capacidad y un análisis de elementos especiales de borde para confinamiento en los muros de acuerdo con el ACI318-19.

La determinación de los espesores de los muros fue determinada de acuerdo con la sección 21.9.1.1 del DS 60 que indica lo siguiente:

$$Espesor_{min} \geq l_u/16 = 16 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Donde:

l_u = longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión, es decir la altura libre entre pisos. En este caso es igual a 249 cm. De esta manera se trabajó con un espesor mínimo de 20 cm la cual por simplicidad y para efectos de este trabajo de título se mantendrá en la totalidad de la altura.

3.2.1 Muros

3.2.1.1 Diseño a Flexión y Carga Axial

El diseño a flexión y carga axial se efectuó de acuerdo con el ACI318-08 [51] Capítulo 21 Estructuras Sismo Resistentes, mediante un análisis seccional utilizando el programa SAP 2000 [42].

Se utilizó la curva de esfuerzo-deformación de Kent & Park [45] para el hormigón, considerando una deformación máxima en compresión igual a 3‰, de acuerdo con el ACI18-08 10.2.3. Para el acero se ocupó la curva de esfuerzo-deformación propuesta por Mander, 1984 [48] con una deformación límite en tracción del acero de 3%.

Se considero una cuantía de refuerzo mínima distribuida de 2.5‰ en zonas donde según el análisis se requiera, de acuerdo con ACI318-08 21.9.2.1. También se consideró una cuantía mínima de acero concentrado en los bordes del 1.5‰ con el objeto de proveer un apoyo vertical a los ganchos de la armadura horizontal. El alma de los muros se armó con dos capas de refuerzo distribuido.

La planta tipo del edificio presentaba una configuración regular a lo largo de su altura, lo que permitió agrupar los muros de forma similar, clasificándolos en los siguientes tipos:

- Muros T
- Muros L

- Muros R (rectangulares)
- Machones (muros en dirección Y, ubicados en la parte central de la planta del edificio, ver Figura 3.2)

La longitud de cada sección (alma y ala según corresponda) se muestra en la Tabla 3.13. Esta fue definida según la arquitectura que presentaba el edificio previamente.

Tabla 3.13. Longitud de las secciones de los muros

Tipo de Muro	Longitud del alma [cm]	Relación h_w/l_w	Longitud del ala [cm]	Relación h_w/l_w
Muros T	665	2.0	720	1.83
Muros L	665	2.0	315	4.19
Muros R	375	3.5	No aplica	--
Machones	210	6.3	No aplica	--

Se analizó y diseñó cada muro tipo con el mismo refuerzo, el cual se obtuvo desde ejemplar con las solicitaciones más desfavorables de acuerdo con el análisis lineal elástico.

I. Muros T

El refuerzo longitudinal distribuido a lo largo de toda la altura del muro T, se resume en la Tabla 3.14

Tabla 3.14. Refuerzo longitudinal en muros T

-	Distribuido	ρ (‰)	Borde libre	ρ (‰)	Borde en común	ρ (‰)
Ala	2 ϕ 8@15	3.5	4 ϕ 12	1.5	4 ϕ 12	1.5
Alma	2 ϕ 8@15	3.5	8 ϕ 16	1.6		

a) Alma

En el análisis direccional en el sentido del alma (dirección Y de análisis) se consideró la sección completa del muro en forma de T.

Los diagramas de interacción se presentan en la Figura 3.9 (diagrama nominal y reducido de acuerdo con ACI318-08 10.2, 10.3 y 21.9.5, además se consideró la definición 21.9.5 del decreto Supremo 60. Se observan que las fuerzas solicitantes de acuerdo con las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de diseño.

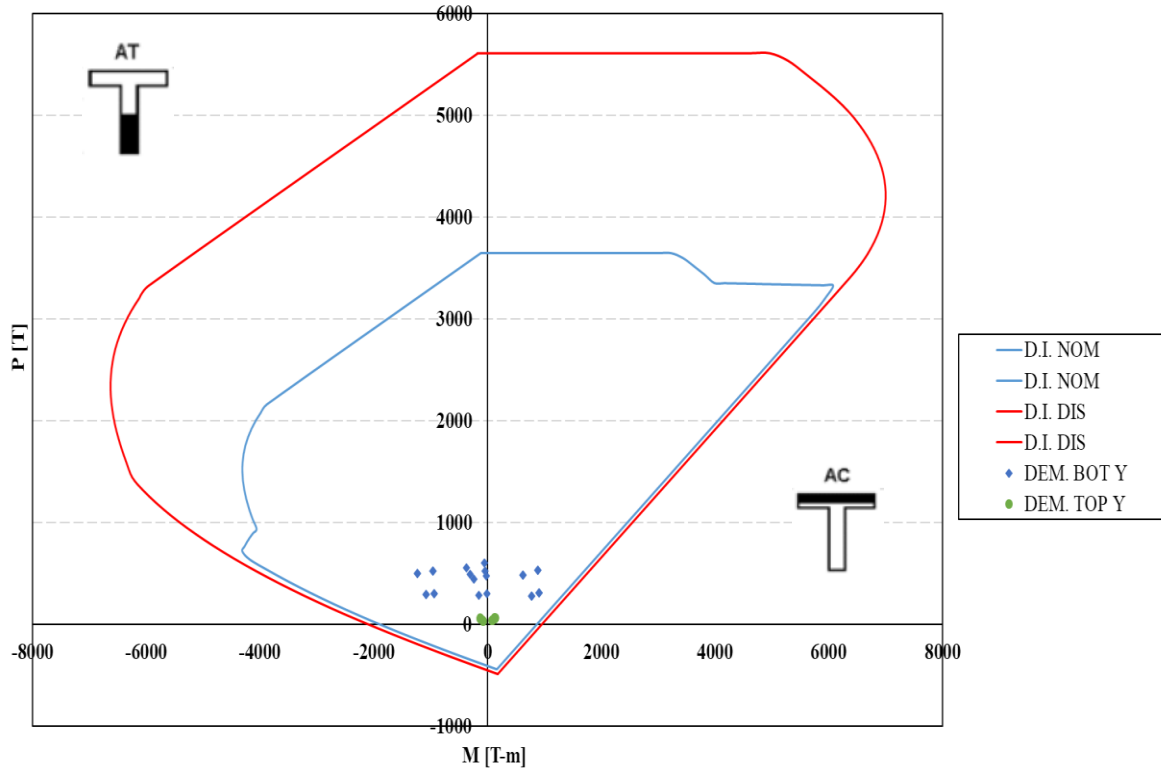


Figura 3.9. Diagrama de interacción, en la dirección del alma muros T

Se observa que cuando el ala se encuentra en compresión (lado positivo de las abscisas), la condición de rotura cuando la carga axial se encuentra por debajo del punto de falla balanceada está limitada por la deformación última del acero. Esto explica la forma del diagrama nominal para cargas axiales menores que la balanceada.

Cuando el ala está en tracción, el comportamiento está dominado por la máxima compresión del hormigón en el borde libre del alma, sin embargo, según el código ACI318-08 [51] y DS60 [3] dicho borde, no requiere armadura de confinamiento, debido al pequeño desplazamiento lateral de diseño de techo desde la NCh433 5.9.5 (δ_u) que presenta la estructura en esa dirección de análisis.

b) Ala

Al igual que en el caso de la dirección de análisis del alma, para efectos de diseño se consideró la sección completa del muro T en dirección del ala (dirección X de análisis).

En la Figura 3.10 se presentan los diagramas de interacción (diagrama nominal y reducido o de diseño, de acuerdo con ACI318-08 10.2, 10.3 y 21.9.5, considerando la definición 21.9.5 del decreto Supremo 60). Se observa que las combinaciones de cargas requeridas se encuentran dentro del diagrama de diseño. En este caso, la deformación máxima del acero se alcanza solo para cargas axiales de tracción. Esto explica que el diagrama reducido no presente la irregularidad del diagrama en el sentido del alma con el ala comprimida.

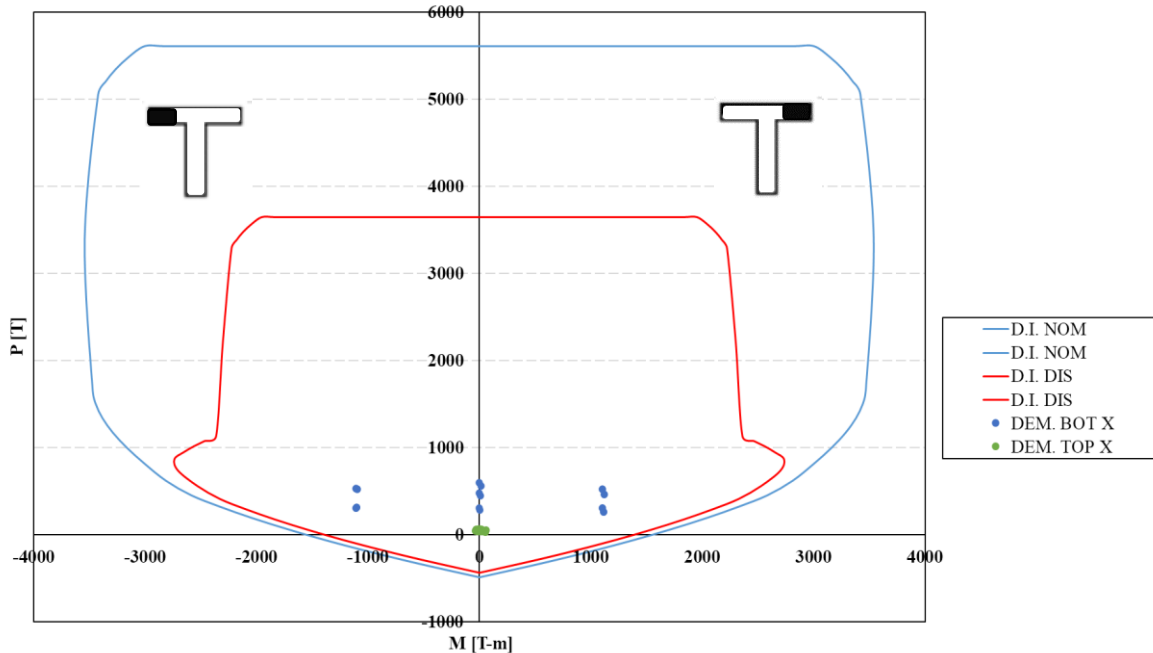


Figura 3.10. Diagrama de interacción, en la dirección del ala muros T

Cabe mencionar que, para esta dirección de análisis, el diseño del muro está controlado por los requerimientos en dirección Y (análisis del ala), debido a la asimetría que presentan este tipo de muros. Lo anterior explica la poca cercanía relativamente en comparación con el diagrama de interacción en Y que tienen los puntos de las fuerzas solicitantes con el diagrama de interacción nominal.

II. Muros L

El refuerzo longitudinal distribuido a lo largo de toda la altura del muro L, se resume en la Tabla 3.15.

Tabla 3.15. Refuerzo longitudinal muros L

-	Distribuido	ρ (‰)	Borde libre	ρ (‰)	Borde en común	ρ (‰)
Alma	2 Φ 10@20	3.95	6 Φ 12	1.5	4 Φ 16	2
Ala	2 Φ 10@20	3.95	6 Φ 16	2		

a) Alma

En el análisis direccional en el sentido del alma (dirección Y de análisis) se consideró la sección completa del muro en forma de L.

De manera similar al caso de los muros T, se presentan los diagramas de interacción en la Figura 3.11 (diagrama nominal y reducido) de acuerdo normativa chilena vigente. Se observan que las fuerzas solicitantes de acuerdo con las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de diseño.

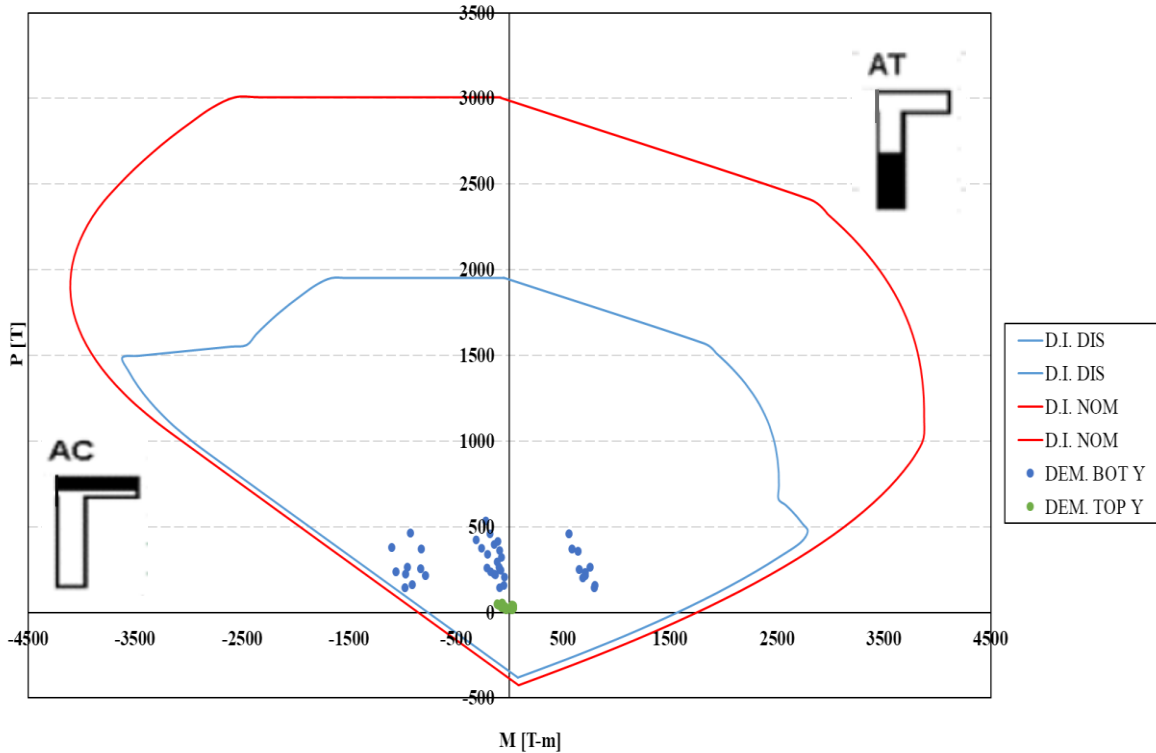


Figura 3.11. Diagrama de interacción, en la dirección del alma muros L

Se observa que cuando el ala se encuentra en compresión (lado negativo de las abscisas) el muro presenta una mayor ductilidad, posee una condición de falla probable asociado a una carga axial que se encuentra muy por debajo de la falla balanceada, asociada principalmente al límite de deformación del acero. Para el caso del ala en tracción el mecanismo de rotura está contralado por la máxima compresión del hormigón en el borde libre del alma, esto explica la forma que tiene el diagrama de interacción. A pesar de esto último, según la normativa vigente en Chile, el muro no requiere armadura de confinamiento debido al bajo desplazamiento lateral de diseño de techo (δ_u).

b) Ala

En la Figura 3.12 se muestran los diagramas de interacción obtenidos para el análisis en la dirección del ala del muro L (diagrama nominal y reducido) de acuerdo a la normativa chilena vigente. Se observan que las fuerzas solicitantes de acuerdo con las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de diseño cumpliendo con los requerimientos.

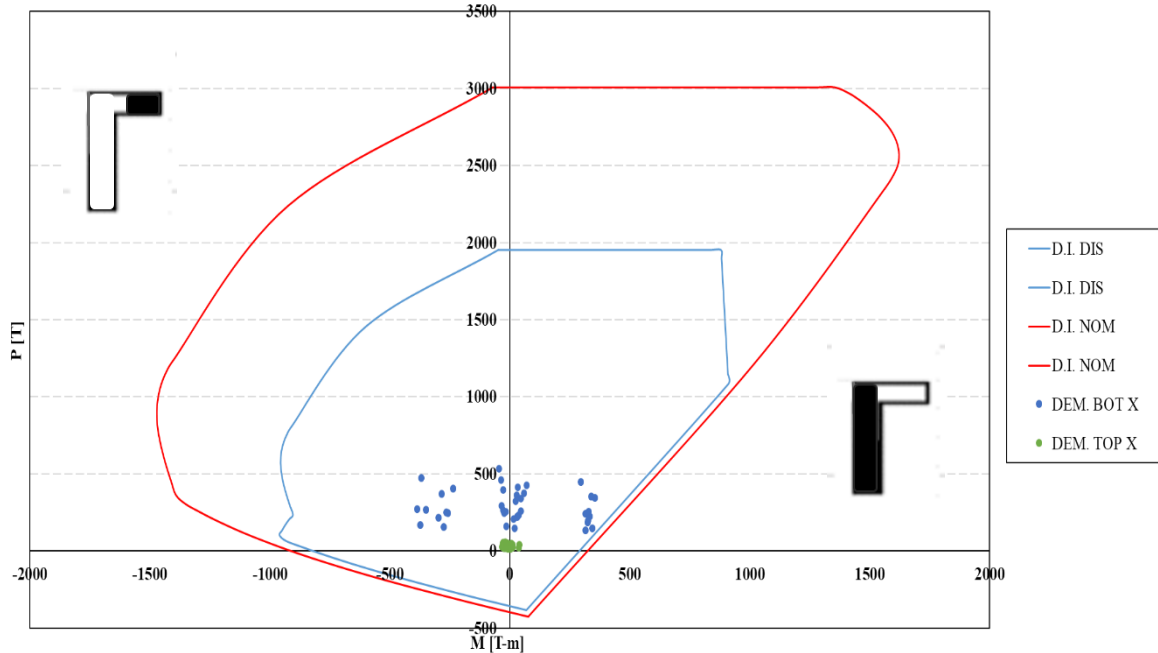


Figura 3.12. Diagramas de interacción, en la dirección del ala muros L

Es importante mencionar que, en este caso, el diseño fue controlado por las solicitaciones presentadas en ambas direcciones, esto se traduce en la cercanía de las demandas con el diagrama nominal en el caso del ala en compresión para la dirección Y, y en el caso del análisis en dirección X, los requerimientos están relativamente cercanos para el caso de del alma en compresión (eje de las abscisas positivo).

III. Muros R

En la Tabla 3.16 se muestra el detalle de la distribución de acero correspondiente a las barras longitudinales dispuestas en los muros R.

Tabla 3.16. Refuerzo longitudinal muros R

Distribuido	ρ (‰)	Borde libre	ρ (‰)
2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 12	1.5

El análisis seccional para estos muros fue realizado de acuerdo con la normativa vigente en Chile, en la Figura 3.13. se muestran los diagramas de interacción obtenidos en la dirección de análisis X. Se observa que las cargas solicitantes se encuentran dentro del diagrama nominal y por debajo de la falla balanceada.

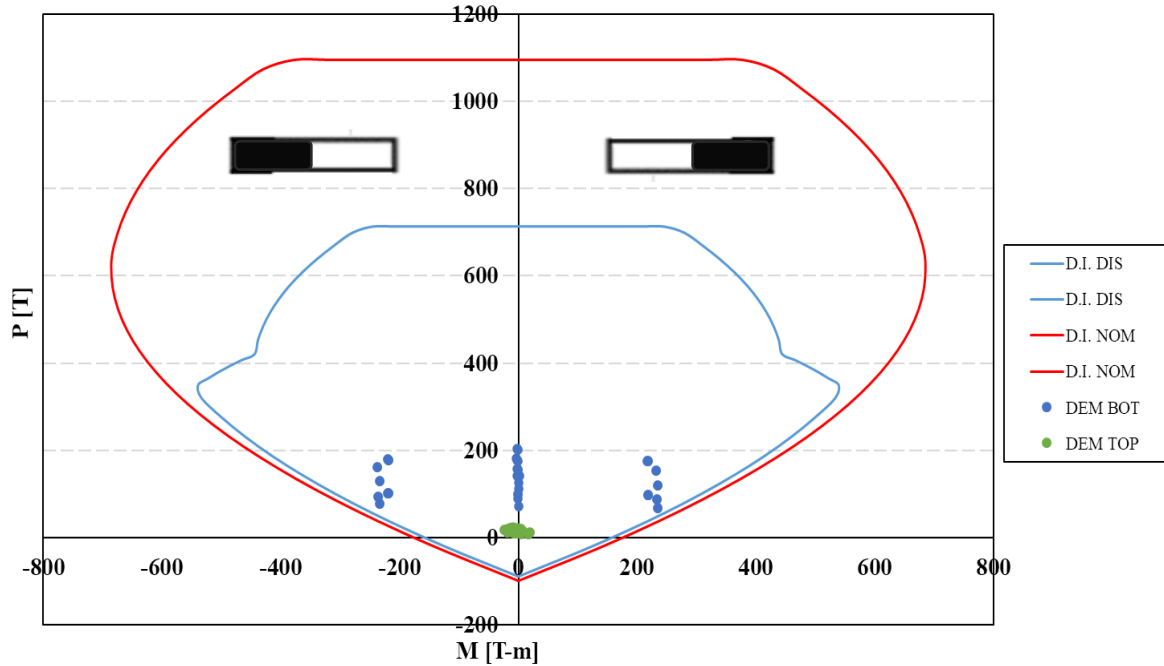


Figura 3.13. Diagramas de interacción muros R

Se enfatiza, en la simetría que posee el diagrama de interacción de este muro debió a la distribución de barras longitudinales uniforme que fue dispuesta en él. Es importante destacar que se realizó un diseño acotado lo cual se ve demostrado en la proximidad de los puntos que representan las demandas con el diagrama de interacción nominal lo que coincidentemente se obtuvo desde la distribución de refuerzo mínimo.

IV. Machones

Por último, el Tabla 3.17. Se observa la distribución de acero longitudinal obtenida para el caso de los machones (2 ejemplares, en el centro de la estructura) de acuerdo con el diseño de la normativa vigente en Chile.

Tabla 3.17. Refuerzo longitudinal machones

Distribuido	ρ (‰)	Borde libre	ρ (‰)
2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 12	1.5

De manera similar a los muros R presentados anteriormente, los machones mostraron una simetría en los diagramas de interacción resultantes (diagrama nominal y reducido), Ver figura 3.14. Se observa que las fuerzas solicitantes se ubican dentro del diagrama de interacción nominal del muro y por debajo del punto de falla balanceada, lo que indica que la condición de ruptura está limitada por la deformación máxima del acero.

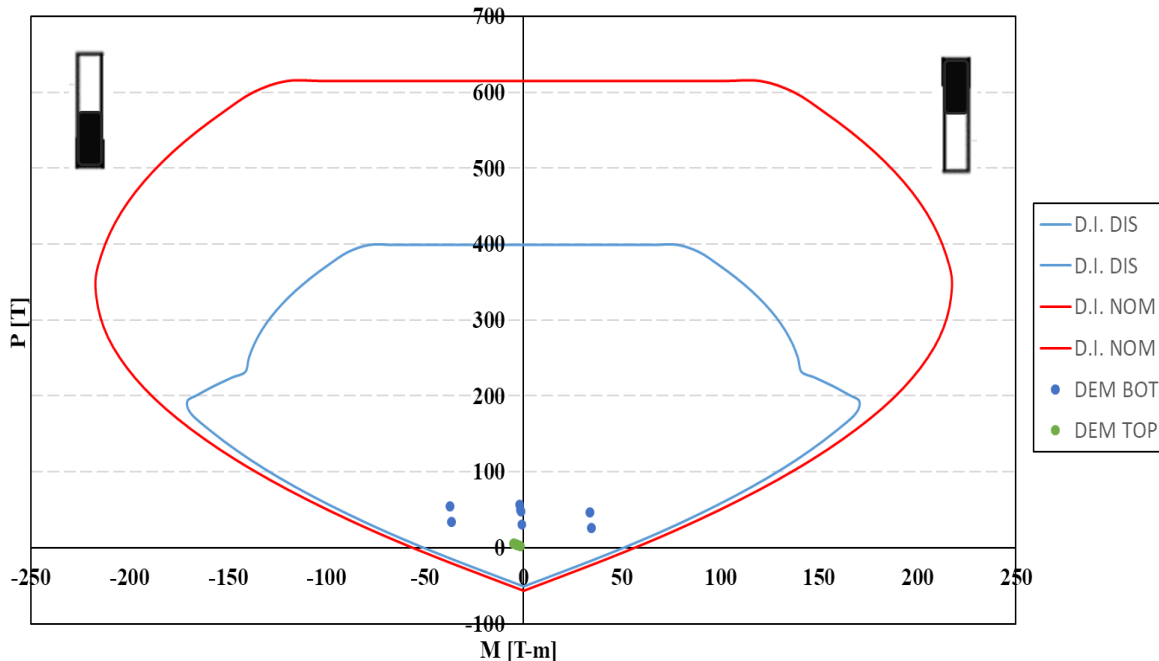


Figura 3.14. Diagramas de interacción machones

En este caso es importante mencionar que el diseño a flexión y carga axial fue controlado únicamente por los requerimientos de refuerzo mínimo. Esto explica lo relativamente poco ajustado que se encuentran los puntos de fuerzas solicitantes con el diagrama nominal del machón.

Cabe mencionar, que se comprobó en cada muro tipo el límite de carga axial permitido y limitado de acuerdo con la sección 21.9.5.3 del Decreto Supremo 60, donde se indica que el máximo valor de la carga axial proveniente desde las combinaciones (Pu) debe ser menor o igual a un 35% de toda la sección transversal del muro sometida a un esfuerzo de compresión pura uniforme igual a f_c' . Los resultados de este análisis se muestran en la Tabla 3.18.

Tabla 3.18. Pu límite DS60

Muro Tipo	Pu límite máx. DS60 [T]	P máx. Demandas [T]	% $A_g f_c'$
T	1911	599	11
L	1372	532	14
R	525	204	14
Machón	294	57	7

Se puede concluir que la carga axial máxima desarrollada por las combinaciones de carga (las cuales provienen de la sección inferior del primer piso) están entre el rango 7% al 14% de carga asociada a la compresión pura de la sección transversal sometida a esfuerzo f_c' . Esto se explica debido a la poca cantidad de pisos, baja carga distribuida en cada piso (esto depende de la categoría de ocupación del edificio, en este caso, habitacional) y la gran cantidad de muros presentes en la estructura lo que permite distribuir las cargas.

3.2.1.2 Diseño al Corte

El diseño al corte fue efectuado en la dirección Y de cada muro de acuerdo con el ACI318-08 capítulo 21.9. Considerando además la norma NCh433Of.96 Mod.2012 con la incorporación de

los decretos supremos 60 y 61. Se realizó un análisis lineal elástico en el software computacional ETABS 2017 [13] desde el cual se obtuvieron las solicitaciones provenientes de las combinaciones de cargas, las cuales fueron obtenidas de acuerdo con NCh3171Of.2010 [52] sección 9.1 Factores de combinaciones de cargas.

El componente de la solicitación sísmica se obtuvo desde análisis modal espectral de acuerdo con la normativa vigente en Chile, el cual fue aplicado a las combinaciones de carga anteriormente mencionadas en conjunto con las cargas permanentes y sobrecarga de uso definidas en la sección 3.1.2 Cargas Gravitacionales, Luego se obtuvo la Envolvente máxima de estas combinaciones para determinar el corte ultimo por piso (V_u).

Se considero una cuantía de refuerzo mínima distribuida de 2.5⁰/₁₀₀ en zonas donde según el análisis se requiera, de acuerdo con ACI318-08 21.9.2.1. y un factor de reducción ϕ de 0.6.

Primero, fue verificado el corte nominal máximo establecido como límite de acuerdo con 21.9.4.5 ACI318-08, en esta sección se indica que el máximo corte nominal que puede resistir la sección del muro en análisis debe ser menor la máxima solicitación de corte del piso con mayor demanda proveniente de las combinaciones de carga dividida por el factor de reducción ϕ , denominada corte nominal requerido ($V_{u,max}/\phi$).

$$V_{u,max}/\phi \leq V_{nom.m\acute{a}x} = 2.65A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

A continuación, se presenta en la Tabla 3.19, los resultados obtenidos para cada muro tipo.

Tabla 3.19. Corte nominal límite ACI318-08

Muro Tipo	$V_{u. m\acute{a}x.}/\phi$ [T]	$V_{nom.m\acute{a}x}$ [T]	% ($V_{u. m\acute{a}x.}/\phi$) / $V_{nom.m\acute{a}x}$
T	268	498	53
L	209	498	42
R	59	281	21
Machón	22	157	14

Se observa que para cada muro tipo la demanda de corte máxima proveniente de las combinaciones de carga con la mayor solicitación no supera el límite establecido por el ACI 318-08 21.9.4.5. Esto se debe a la gran cantidad de muros y posterior distribución del esfuerzo solicitante que se desarrolla en la estructura. Se concluye que el espesor asignado para cada muro no requiere ser aumentado y cumple con el requerimiento de la normativa vigente.

Luego, para el cálculo del refuerzo transversal requerido, este se obtuvo desde la 21.9.4.1 del ACI318-08 específicamente la ecuación (21-7) la cual se describe a continuación:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Donde:

V_n = Fuerza de corte nominal requerida en la sección del muro (Dirección Y)

A_{cv} = Área bruta de la sección de hormigón limitada por el espesor del muro y la longitud de este en la sección considerada.

α_c = Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto, depende de la relación de aspecto de la sección del muro considerara para el análisis.

f'_c = resistencia específica de la compresión del concreto, definida en la Tabla 5.

ρ_t = Cuantía del área de refuerzo transversal distribuido requerida para desarrollar V_n

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero, definido en la Tabla 7.

A continuación, se muestra en la Tabla 3.20. la distribución de acero transversal proporcionada en cada muro tipo por nivel.

Tabla 3.20. Distribución de acero transversal de los muros

Nivel	Muro T		Muro L		Muro R		Machones	
	ρ_t (‰)	Distribución	ρ_t (‰)	Distribución	ρ_t (‰)	Distribución	ρ_t (‰)	Distribución
5	2.5	2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 8@20
4	3.0	2 Φ 8@18	2.5	2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 8@20
3	3.0	2 Φ 8@18	2.5	2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 8@20
2	3.0	2 Φ 8@18	2.5	2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 8@20
1	2.5	2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 8@20	2.5	2 Φ 8@20

Se observa que la distribución del acero transversal en la mayoría de los niveles queda controlada por la cuantía mínima definida en ACI318-08 21.9.2.1. Esto se debe a la baja solicitación de las fuerzas de corte que se reparten en cada muro tipo, permitiendo una distribución homogénea en los muros L, R y machones, y una variación leve en la distribución de los muros T.

3.2.1.3 Diseño al Corte por Capacidad ACI318-19

Se realizó un diseño por capacidad de acuerdo con el código recientemente publicado ACI318-19 [53] específicamente utilizando las disposiciones del Capítulo 18.10.3. En esta sección se considera la obtención de las fuerzas de corte de diseño, proveniente del análisis de carga lateral (V_u) tomando en cuenta los factores de incremento de i) la sobrerresistencia a flexión en la sección crítica donde se espera la fluencia del refuerzo longitudinal (Ω_v) y ii) un factor de amplificación dinámica debido al efecto de los modos superiores (ω_v). El enfoque utilizado para determinar la amplificación de las fuerzas de corte es similar al utilizado en New Zealand Standard (2006) [54]. Ver Figura 3.15. [55]

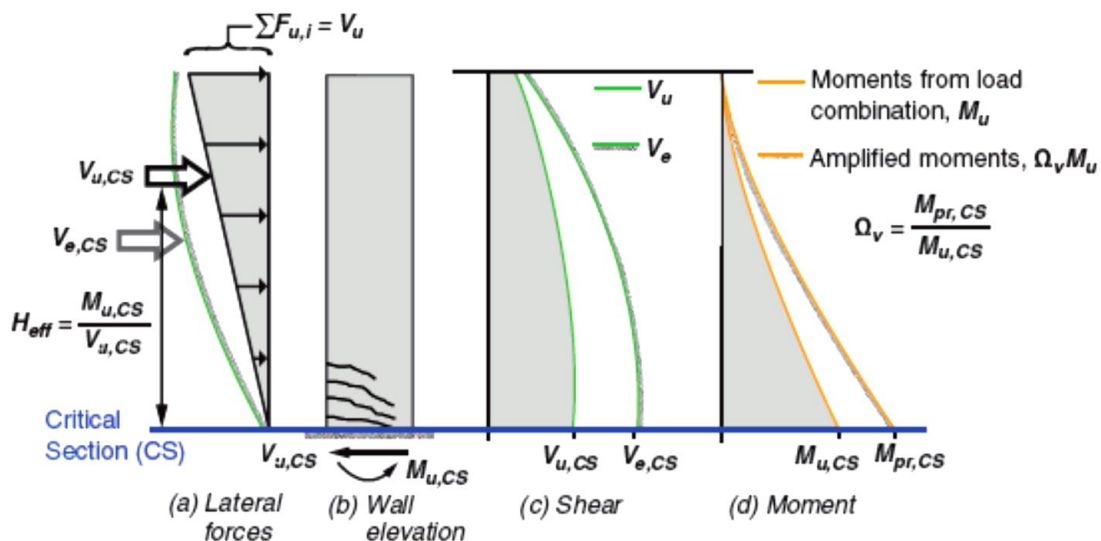


Figura 3.15. Determinación de la demanda de corte (Moehle et al 2011) [55]

Específicamente las fuerzas de diseño al corte por capacidad (V_e) Son obtenidas desde la mayoración de las cargas laterales provenientes desde el análisis que indica el código utilizado (V_u),

por estos dos factores de sobrerresistencia de la fluencia del acero longitudinal (Ω_v), y el factor que considera el efecto de modos superiores (ω_v).

Como se muestra en la Figura 3.15, el factor de sobrerresistencia (Ω_v), depende directamente del momento obtenido desde las combinaciones de carga (M_u), el cual se asocia a un nivel de carga axial (P_u), y el momento probable (M_{pr}) que puede desarrollar la sección bajo ese el nivel de carga axial P_u . Este momento probable se traduce de manera practica en la amplificación del momento nominal de la sección con un nivel de carga P_u por un factor de 1.25. Es importante, además, mantener una consistencia en la dirección y sentido de análisis para determinar cada uno de estos parámetros.

Dicho factor presenta condiciones (dependen de la relación de aspecto de la sección del muro h_w/l_w que se analiza, mostrada en la Tabla 3.13) y limitaciones las cuales son expuestas en la sección 18.10.3.1.2 del ACI318-19 y se muestran a continuación.

Tabla 3.21. Factor de sobrerresistencia de la sección de análisis

Condición	Ω_v	
$h_w/l_w > 1.5$	El mayor entre	M_{pr}/M_u^*
		1.5**
$h_w/l_w \leq 1.5$	1.0	

(*) Obtenido desde la combinación de carga que produce el mayor valor de Ω_v

(**) A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero nunca menor que 1.0

Por otra parte, el factor asociado a los efectos de modos superiores se obtuvo de acuerdo con la sección 18.10.3.1.3 del ACI318-19, este se relaciona directamente con la cantidad de pisos que soporta el muro y con la relación de aspecto que tiene la sección de análisis. Para secciones de muro en donde la relación de aspecto $h_w/l_w < 2.0$ el factor ω_v debe ser tomado igual a 1.0. Para casos en donde $h_w/l_w \geq 2.0$ el factor ω_v debe ser definido según la cantidad de pisos como sigue:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \quad n_s > 6$$

Finalmente, las fuerzas de corte de diseño por capacidad de acuerdo con el ACI318-19 [53] son obtenidas y limitadas como se indica a continuación:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$$

En la Tabla 3.22 se muestran los parámetros y el corte por capacidad definido (V_e) obtenidos para cada muro tipo

Tabla 3.22. Factores del diseño por capacidad ACI318-19

Muro Tipo	Ω_v	ω_v	Ve definido
T	5.62	1.4	$3V_u$
L	4.13	1.4	$3V_u$
R	2.46	1.4	$3V_u$
Machón	3.5	1.4	$3V_u$

Se observa, que para la totalidad de los muros tipos, el corte de demanda por capacidad queda definido por la limitación $3V_u$, esto se debe principalmente a la gran magnitud que toma el factor Ω_v , ya que, como se demuestra en los distintos diagramas de interacción de cada muro en la

sección 3.2.1.1, los puntos (P_u, M_u) que desarrollan un mayor valor de Ω_v (combinación de carga con componente sísmico de mayor carga axial) desarrollan un momento demandante M_u relativamente pequeño con respecto a M_n bajo esa misma carga axial que resiste el muro.

Una vez obtenida la sollicitación de corte por piso (V_e), fue verificado el corte máximo nominal establecido como límite de acuerdo con 18.10.4.5 ACI318-19. Este procedimiento fue similar al efectuado anteriormente para el caso de diseño de acuerdo con ACI318-08, con la diferencia que la sollicitación de las fuerzas de corte demandante utilizadas para este caso corresponde a V_e establecido anteriormente y el factor de reducción ϕ , es considerado igual a 0.75 de acuerdo con 21.2 de ACI318-19. Por simplicidad se trabajó con el valor máximo demandado en cada muro tipo, estableciendo valores únicos. Esto se traduce en la siguiente formulación.

$$V_{e,max}/\phi \leq V_{nom,max} = 2.65A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

A continuación, se muestran los principales resultados y consecuencias obtenidas según el límite de corte máximo nominal establecido en ACI318-19.

Tabla 3.23. Resultados corte nominal límite ACI318-19

Muro Tipo	$V_{e,max}/\phi$ [T]	$V_{nom,max}$ [T]	% ($V_{e,max}/\phi$) / $V_{nom,max}$	Espesor requerido ACI318-19 [cm]	% Aumento de Espesor
T	643	498	129	30	50
L	502	498	101	25	25
R	59	281	62	20	0
Machón	22	157	34	20	0

Se observa en la Tabla 3.23 que el dimensionamiento del espesor de los muros tipo T y L queda controlado por el límite de corte nominal requerida de acuerdo con ACI318-19, demandando hasta 10 centímetros más de espesor adicional con respecto al diseño planteado por ACI318-08 en el caso de los muros tipo T para la dirección de análisis del alma (Dirección Y).

Luego, se procedió a calcular la armadura de refuerzo transversal requerida para cada muro tipo, de acuerdo con 18.10.4.1 ACI318-19, la formulación entregada en dicha sección para determinar la cuantía de refuerzo transversal requerido es similar a la ecuación (21-7) de la sección 21.9.4.1 de ACI318-08 utilizada anteriormente, con la única diferencia que el corte nominal requerido en este caso viene dado por V_e/ϕ , utilizando ϕ igual a 0.75 y se consideraron las áreas transversales de corte con el espesor de muro requerido ACI318-19 mostradas en la tabla 3.23. Se hace una comparación de la cuantía de refuerzo transversal suministrada por piso para cada muro tipo de acuerdo con ACI318-08 (ρ_t^{08}) versus ACI318-19 (ρ_t^{19}), Ver Tabla 3.24.

Tabla 3.24. Comparación cuantía de refuerzo transversal

Muros T				Muros L			
Nivel	ρ_t^{19} (‰)	ρ_t^{08} (‰)	% aumento	Nivel	ρ_t^{19} (‰)	ρ_t^{08} (‰)	% aumento
5	4.5	2.5	80	5	2.8	2.5	12
4	6.0	3.0	100	4	4.4	2.5	77
3	6.7	3.0	123	3	5.1	2.5	102
2	6.7	3.0	123	2	5.4	2.5	117
1	4.2	2.5	69	1	4.4	2.5	77
Muros R				Machones			
Nivel	ρ_t^{19} (‰)	ρ_t^{08} (‰)	% aumento	Nivel	ρ_t^{19} (‰)	ρ_t^{08} (‰)	% aumento
5	2.5	2.5	0	5	2.5	2.5	0
4	2.5	2.5	0	4	2.5	2.5	0
3	2.5	2.5	0	3	2.5	2.5	0
2	3.0	2.5	20	2	2.5	2.5	0
1	4.0	2.5	58	1	2.5	2.5	0

Se destaca que el método utilizado según el diseño de corte por capacidad de acuerdo con ACI318-19, para la determinación del espesor requerido de muro y el refuerzo transversal es más restrictivo que los métodos adoptados en la normativa vigente en Chile de acuerdo con ACI318-08 y los Decretos supremos 60 y 61. Se observa que los efectos del de corte por capacidad, producen requerimientos de diseño más estrictos en la sección de muros con una relación de aspecto h_w/l_w 2.0. A pesar de que el factor de reducción ϕ es tomado igual 0,75 correspondiente para el diseño por capacidad [53], para el cálculo del refuerzo a corte necesario, este demanda una mayor cantidad de cuantía requerida con respecto a la normativa vigente en Chile. En el Anexo A.2 se muestran las envolventes máximas de corte solicitado y suministrado para cada muro tipo.

En resumen, el diseño de cada muro tipo en la dirección de análisis Y de acuerdo con la normativa vigente en Chile es:

Muros T:

Alma: Doble Malla V Φ 8@15, H Φ 8@18

Muros L:

Alma: Doble Malla V Φ 10@20, H Φ 8@20

Muros R:

Doble Malla V Φ 8@20, H Φ 8@20

Machones:

Doble Malla V Φ 8@20, H Φ 8@20

Por simplicidad y dado que se consideraron las secciones críticas de cada muro para determinar las distribuciones de refuerzo presentadas, estas se mantendrán en toda la altura de los muros.

3.2.1.4 Elementos Especiales de Borde (EEB)

Se determinaron los requerimientos de elementos de borde especiales de acuerdo con ACI318-08 21.9.6.2 en conjunto con 21.9.6 Decreto Supremo 60. Se deben disponer elementos

especiales de borde en zonas de compresiones donde el valor de la profundidad del eje neutro (c) cumpla con lo siguiente:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \cdot (\delta_u/h_w)} = c_{crit}$$

Donde:

l_w = longitud del muro en la dirección de análisis,
 δ_u = desplazamiento lateral de diseño de techo de acuerdo con NCh433 en la dirección de análisis,
 h_w = altura total del muro.

En el cálculo de c se utilizó la mayor carga axial asociada a una combinación sísmica (P_{dis}) obtenida desde el análisis de demandas provistas en el diseño de flexión y carga axial consistente con la dirección y sentido de análisis en estudio, además fue considerada la sección completa de cada muro tipo.

El valor de δ_u se estimó utilizando el desplazamiento lateral del último piso proveniente del análisis espectral de desplazamientos definido en la sección 3.1.5 Análisis Espectral de Desplazamientos. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.25.

Tabla 3.25. Elementos especiales de borde

-	Muro T	Muro L	Muro R	Machón
-	Alma	Alma	-	-
h_w [cm]	1320	1320	1320	1320
l_w [cm]	665	665	375	210
δ_u [cm]	0.35	0.35	0.35	0.35
δ_u/h_w	0.00027	0.00027	0.00027	0.00027
c_{crit} [cm]	4180	4180	2400	900
c [cm]	254	233	77	42
EEB	no requiere	no requiere	no requiere	no requiere

Se observa que, de acuerdo con la normativa vigente en Chile, los muros que forman parte del sistema estructural resistente no requieren elementos especiales de borde, esto se debe principalmente al bajo desplazamiento lateral de techo δ_u , producto de la gran rigidez que posee el edificio en la dirección de análisis y se hace hincapié en el comentario de la sección 21.9.6.2 del Decreto Supremo 60, la cual no considera necesario restringir el límite inferior del cociente δ_u/h_w lo que permite grandes valores de c_{crit} .

3.2.1.5 Elementos especiales de borde ACI318-19 (EEB¹⁹)

Se realizó de manera comparativa, la determinación de los elementos especiales de borde de acuerdo con ACI318-19. Según la sección 18.10.6 de dicho código, para muros con relación de aspecto $h_w/l_w \leq 2.0$ que son continuos en toda su altura, deberá proveerse elementos especiales de borde en zonas en compresión según:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \cdot 1.5 \cdot (\delta_u/h_{wcs})} = c_{crit}^{19}$$

Donde c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro, calculada para la carga axial mayorada y el momento nominal resistente consistente con la dirección de análisis del desplazamiento de diseño δ_u . Se limita el valor de la relación δ_u/h_{wcs} , la cual no debe ser tomada menor que 0.005, este límite inferior requiere elementos especiales de borde si la deformación por tracción del refuerzo longitudinal del borde del muro no alcanza aproximadamente el doble del límite

utilizado para definir las secciones de viga controladas por tracción de acuerdo con 21.2.2 de ACI318-19 demandando una moderada capacidad de deformación del muro para edificios rígidos.

La formulación para determinar la zona de confinamiento requerido se basa en el supuesto de que la respuesta inelástica del muro está dominada por la acción de flexión en una sección crítica de fluencia. El muro debe ser proporcionado y reforzado para que la sección crítica se produzca donde se pretende. Se deriva de un diseño por desplazamientos basado en estudios realizados (Moehle 1992 [56]; Wallace y Orakcal 2002 [57]).

El enfoque supone que los elementos especiales de borde son necesario para confinar el hormigón donde la deformación en la fibra de compresión extrema del muro excede un valor crítico producto de que el muro se desplaza a 1,5 veces el desplazamiento de diseño δ_u . Consistente con un diseño basado en el desempeño, el desplazamiento de diseño en la ecuación es tomado en la parte superior del muro que en este caso corresponde al desplazamiento lateral de diseño determinado en la sección 3.1.5. Análisis espectral de desplazamientos, para la dirección en cuestión. La altura de la pared se toma como la altura sobre la sección crítica (h_{wcs}), la cual se determina como sigue.

$$h_{wcs} = h_w - l_p$$

Donde:

l_p = Puede ser definido como longitud o altura de la sección crítica de fluencia = $l_w/2$ [58].

El multiplicador de 1,5 sobre el desplazamiento del diseño se añadió para producir requisitos detallados más consistentes con la intención que tiene el Código de llevar a cabo un diseño por desempeño intentando disminuir la probabilidad de colapso para el caso de un terremoto de baja ocurrencia.

A continuación, se expresa de manera explícita la longitud de confinamiento necesaria en caso de ser requerida de acuerdo con el procedimiento indicado según ACI318-19.

$$c_c^{19} = c - c_{crit}^{19}$$

En la Tabla 3.26 se muestran los cálculos obtenidos, para la determinación de la longitud de los elementos especiales de borde de acuerdo con ACI318-19 (EEB¹⁹) en la dirección de análisis Y.

Tabla 3.26. Elementos especiales de borde ACI318-19

-	Muro T	Muro L	Muro R	Machón
-	Alma	Alma	-	-
l_w [cm]	665	665	375	210
h_{wcs} [cm]	987.5	987.5	1132.5	1215
δ_u [cm]	0.35	0.35	0.35	0.35
δ_u/h_{wcs}	0.005	0.005	0.005	0.005
c_{crit}^{19} [cm]	148	148	83	47
c [cm]	254	233	77	42
EEB ¹⁹	requiere	requiere	no requiere	no requiere
c_c^{19} [cm]	100	86	-	-

Queda en evidencia que el código ACI318-19, presenta requisitos más estrictos en cuanto a la determinación de los elementos especiales de borde, específicamente en cuanto a secciones de muros con relación de aspecto h_w/l_w cercana a 2.0, requiriendo una longitud de confinamiento del elemento especial de borde de 100 cm.

3.2.1.6 Esquemas y detalles de muros

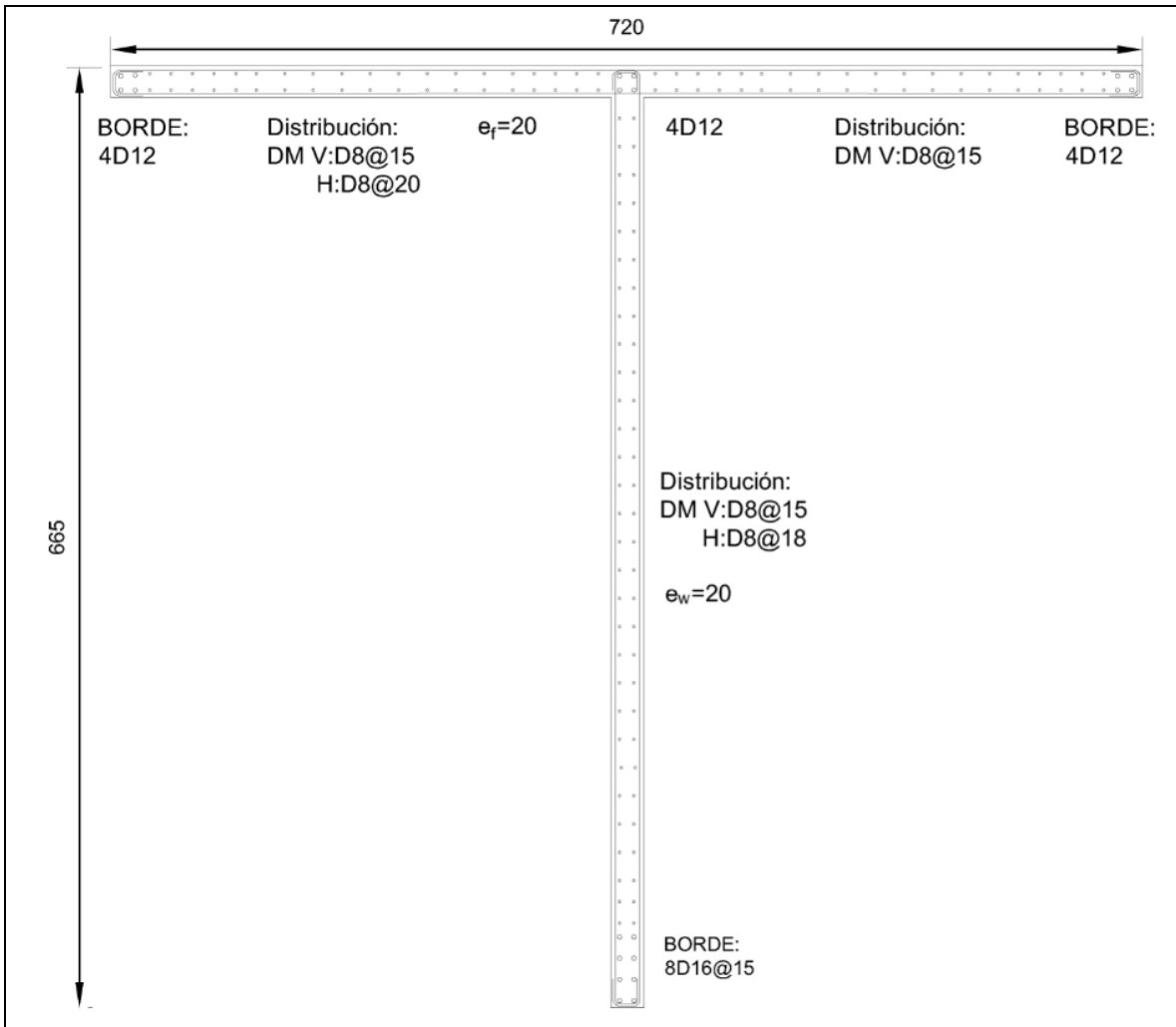


Figura 3.16. Refuerzo horizontal y vertical muros T

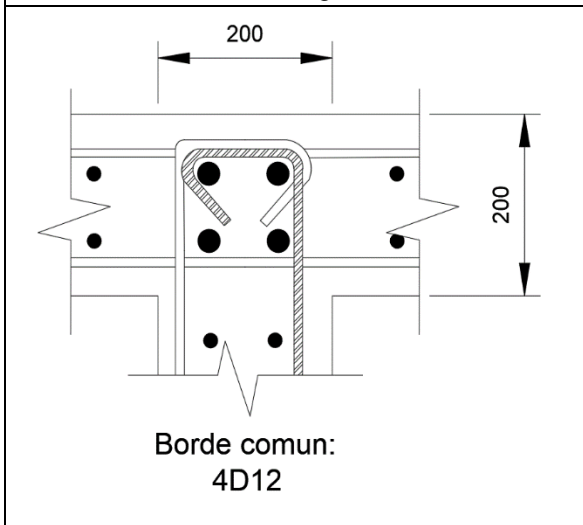


Figura 3.17. Detalle borde común muro T

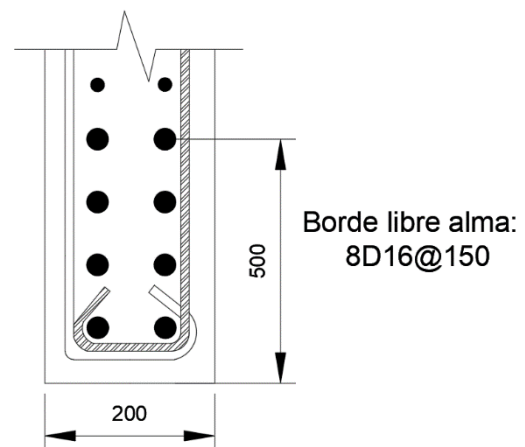


Figura 3.18. Detalle borde libre alma muro T

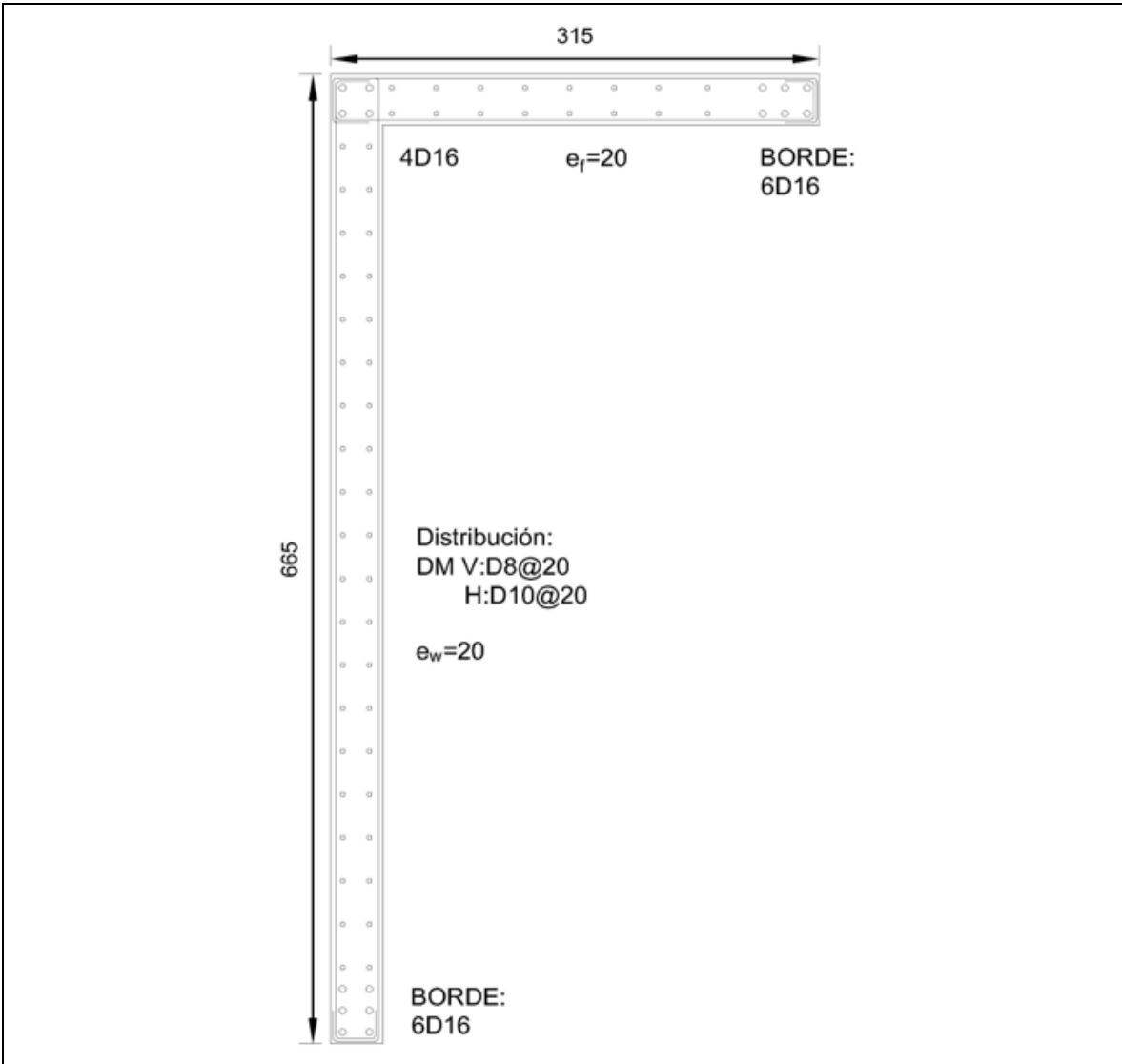


Figura 3.19. Refuerzo horizontal y vertical muros L

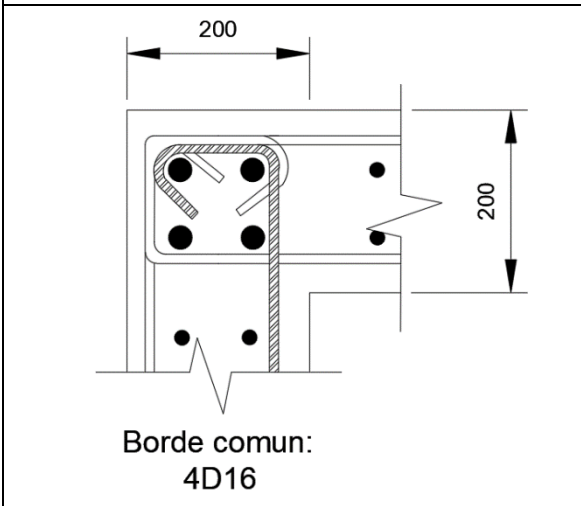


Figura 3.20. Detalle borde común muro L

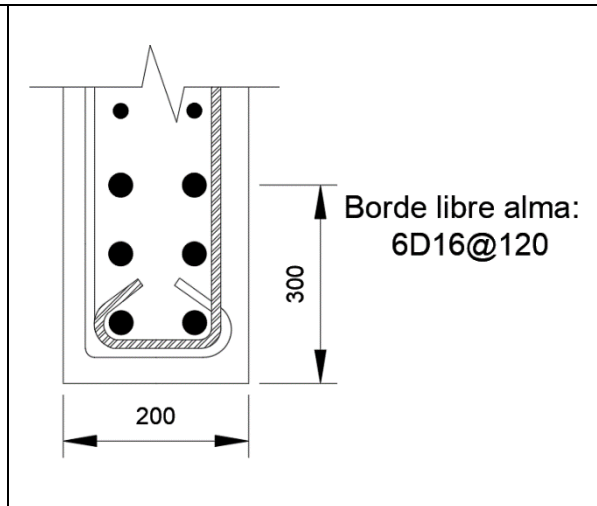


Figura 3.21. Detalle borde libre alma muro L

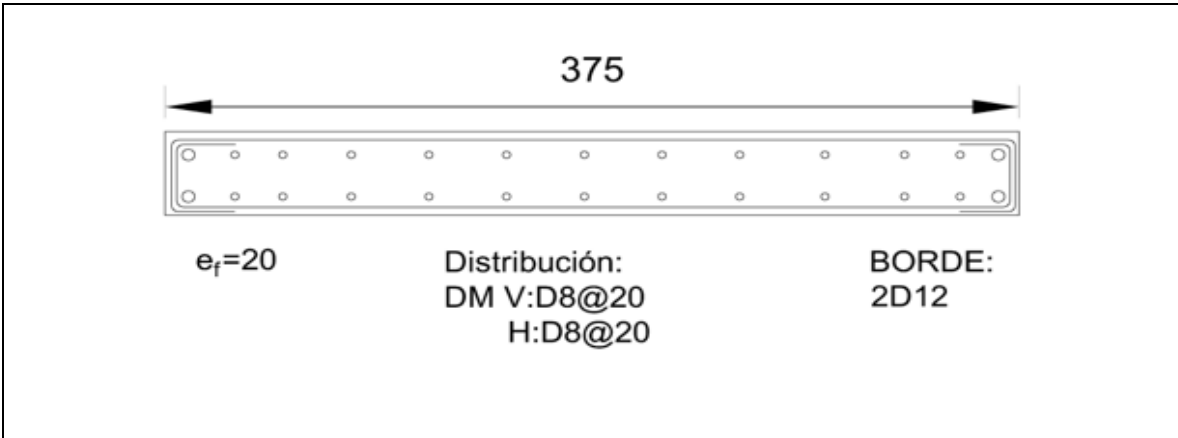


Figura 3.22. Refuerzo horizontal y longitudinal muros R

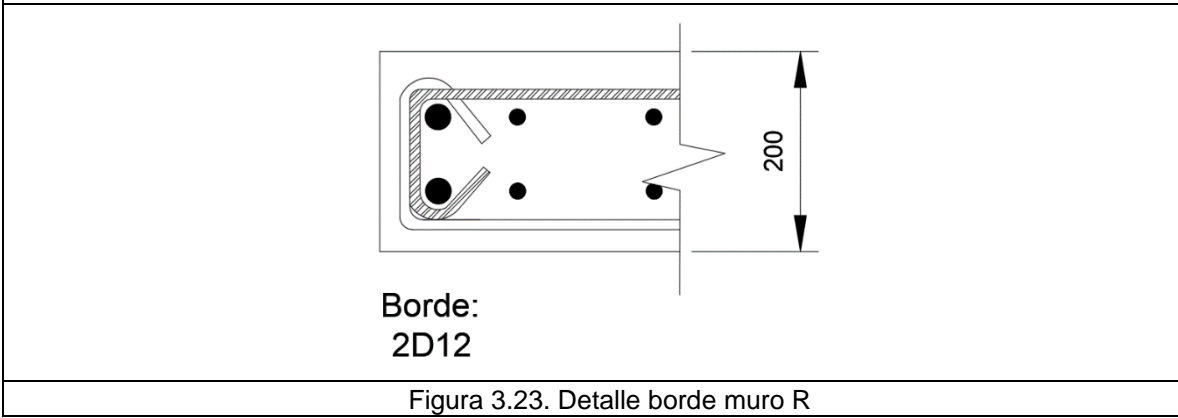


Figura 3.23. Detalle borde muro R

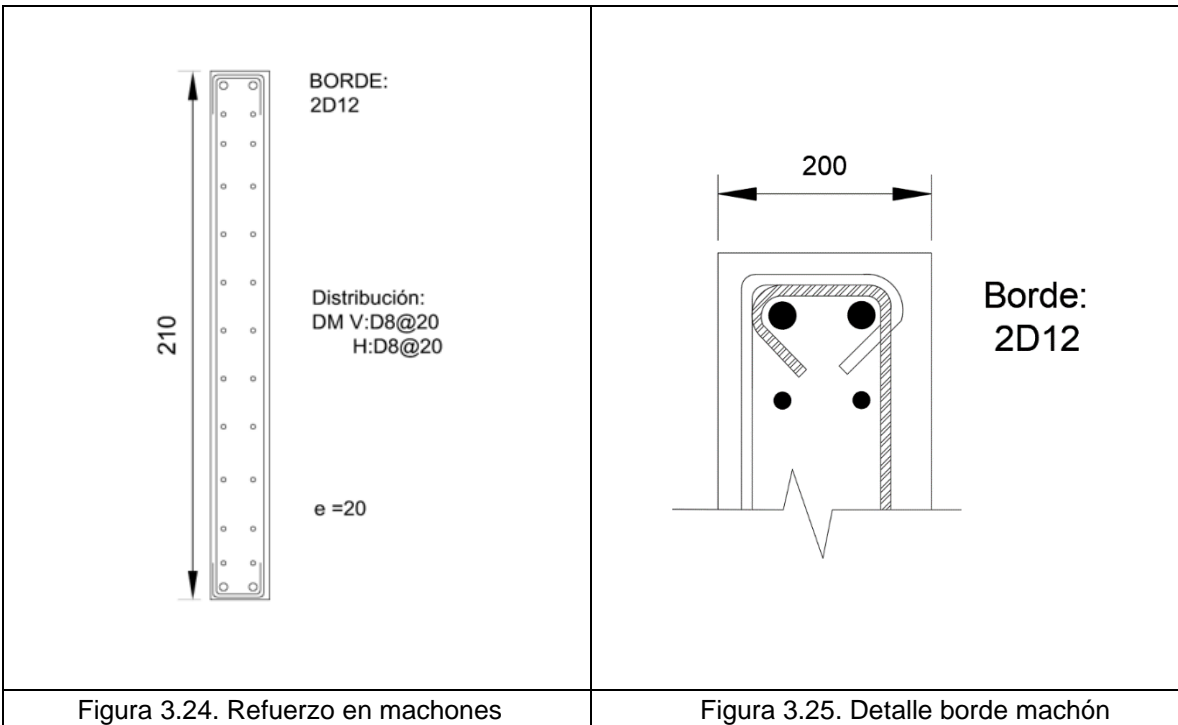


Figura 3.24. Refuerzo en machones

Figura 3.25. Detalle borde machón

Capitulo IV: Superestructura con Aislación Basal LRB y Sliders

4.1 Sistemas de Aislación Basal

Cabe mencionar que el diseño tradicional sismorresistente reduce y controla las fuerzas sísmicas inducidas por eventos severos recurriendo a la ductilidad propia que puede desarrollar la estructura, incursionando en un rango inelástico en donde se aceptan zonas de plastificación parciales dentro de la estructura, específicamente en vigas, columnas y sus conexiones, con el fin de utilizar la capacidad de disipación de energía disponible en dichos elementos. Esto significa que un diseño sismorresistente adecuado debe asegurar para un determinado nivel de demanda de ductilidad global, que la disipación de energía y ductilidad seccional no debe ser superada. Dentro de esta filosofía de diseño, es que se aceptan daños en la estructura para conseguir el objetivo de ductilidad deseado, de esta manera la NCh433Of.2012 en sus principios establece que la estructura debe resistir sin daños movimientos de moderada intensidad, limitar los daños de elementos no estructurales para sismos de mediana intensidad y por último, evitar el colapso de la estructura cuando esta es sometida a sismos severos, queda en evidencia que esta la filosofía planteada en dicha normativa sismorresistente, presenta discrepancias en cuanto a códigos actuales de diseño sismorresistentes en el mundo [53], poniendo en duda la seguridad y criterios adoptados, considerando además el peligro de recurrir a roturas parciales de la misma estructura que se quiere proteger, entregando o suponiendo ductilidades que en algunos casos son difíciles de probar y controlar.

Por otra parte, en cuanto a los requisitos de diseño para estructuras aisladas establecidos en la NCh2745Of.2003 tienen otro concepto, en el cual el objetivo de desempeño es una combinación de la protección a la vida y la reducción de daños en la estructura (o superestructura) y sus contenidos, esta plantea lo siguiente:

1. Resistir sismos pequeños y moderados sin daño en elementos estructurales, componentes no estructurales, y contenidos del edificio.
2. Resistir sismos severos sin que exista:
 - a. Falla del sistema de aislación
 - b. Daño significativo a los elementos estructurales
 - c. Daño masivo a elementos no estructurales.

Esto se logra esencialmente debido a que la estructura se mantiene en un rango elástico durante el sismo de diseño, ya que el desplazamiento lateral es absorbido en la interfaz de aislación y no en la superestructura, reduciendo las aceleraciones, drifts y corte basal responsable de los daños.

4.2 Diseño Estructural con Dispositivos de Aislación Lead Rubber Bearing (LRB)

Para realizar el diseño y cálculo de la superestructura y sistema de aislación que componen el sistema estructural resistente a cargas verticales, fueron tomadas en cuenta las normas NCh y códigos oficiales presentados anteriormente en el diseño convencional agregando a estas la normativa NCh2745:2013: "Análisis y diseño de edificios de aislación sísmica". Además, se incluyen secciones específicas del código internacional Eurocode 8 [22].

Se consideraron los materiales presentados anteriormente en la sección 3.1.1 para conformar la totalidad de los elementos estructurales de la superestructura.

4.2.1 Modelación y Análisis

Se llevo a cabo un modelo tridimensional en programa ETABS de la estructura completa, en el cual se incorporaron todas las masas presentes en la estructura, además se agregaron los dispositivos de aislación basal LRB y dispositivos deslizantes (Sliders) como elementos *Link*, proporcionando sus propiedades de rigidez secante o confusamente denominada rigidez efectiva, lo cual se abordará más adelante. El modelo hecho en ETABS se muestra en la Figura 4.1.

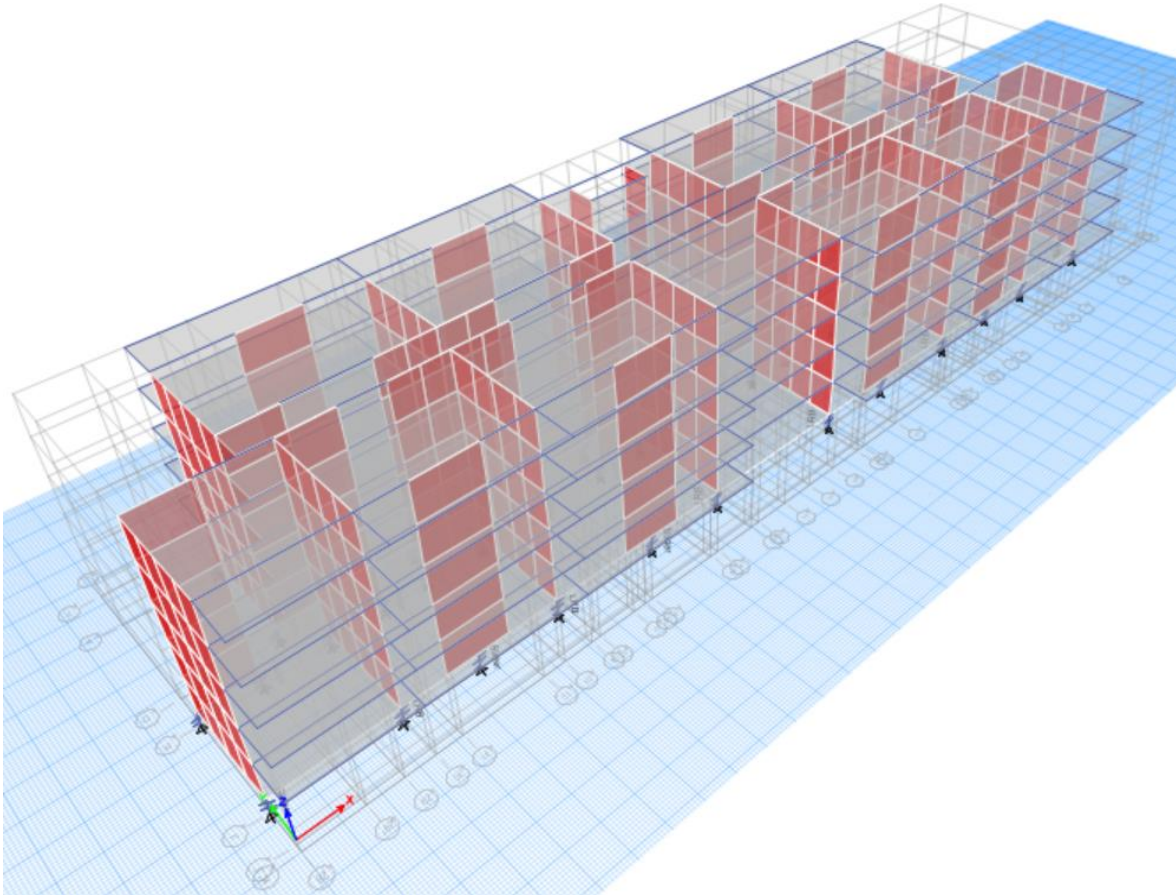


Figura 4.1. Modelo tridimensional estructura aislada con dispositivos LRB

Cabe mencionar que para el caso de la estructura aislada se adiciono un piso a nivel de suelo, para incorporar el efecto de las cargas gravitacionales presente en dicho nivel, considerando la planta tipo que se muestra en la sección 3.1 “Modelo del caso de estudio”, específicamente en la Figura 3.2, excluyendo balcones exteriores. En cuanto a la distribución ocupacional de este nuevo nivel incorporado se mantuvo constante a los demás niveles, manteniendo las áreas de uso general y las pasarelas de uso público con sus respectivas cargas gravitacionales de acuerdo con la Tabla 3.5.

4.2.2 Peso Sísmico de la Estructura Aislada

El peso sísmico se determinó considerando la totalidad de las cargas permanentes más un 25% de la sobrecarga de uso, de manera similar a lo expuesto anteriormente en la Tabla 3.7

adicionando el nivel de suelo con sus respectivas cargas gravitacionales, de acuerdo con la normativa vigente. Sin embargo, se calculó la carga de servicio (*service load*) correspondiente a la totalidad del peso proveniente de las cargas permanentes más el 100% de la sobrecarga de uso, de manera comparativa, se consideró esta última carga como demanda solicitante de cargas verticales, dicho lo anterior el valor del peso sísmico y demandas verticales de la superestructura es:

Tabla 4.1. Peso sísmico estructura aislada

Masa [T/g]	Peso sis.[T]	Psis/A [T/m ²]	Service Load (D+L) [T]	Serv.Load/A [T/m ²]
536.8	5264	0.78	6500	0.96

4.2.3 Análisis Sísmico Estructura Aislada

Se realizó un análisis sísmico dinámico de la superestructura de acuerdo con las normas NCh433.Of.96Mod.2012 y NCh2745:2013, utilizando el método dinámico de análisis con superposición modal espectral. Los parámetros que definen el espectro de diseño de estructuras con aislación basal son los siguientes:

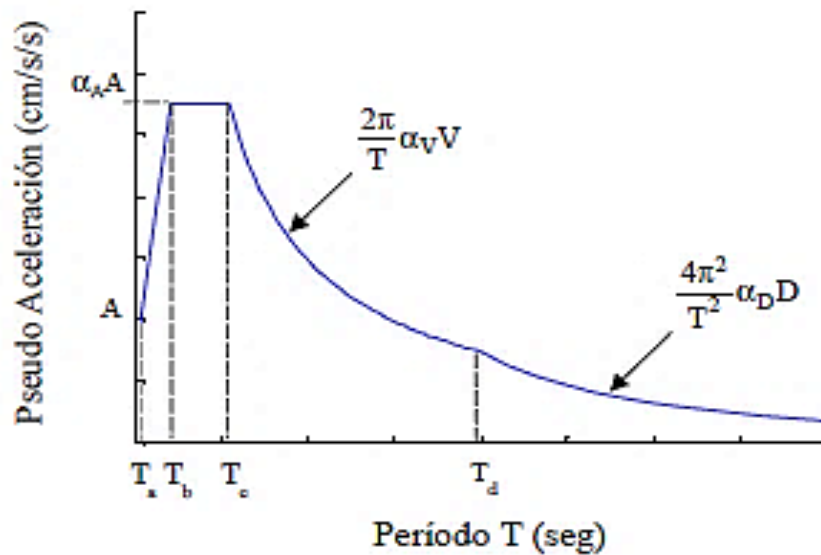


Figura 4.2. Definición del espectro de diseño de pseudo-aceleración NCh2745 [12]

Estos parámetros dependen de la zona en donde se encuentra la superestructura, la categoría ocupacional que posee y la estructuración de la misma. Los parámetros sísmicos que dan resultado a la sollicitación sísmica en este caso, se resumen la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Parámetros sísmicos

Parámetros de zona, categoría y estructuración			
Zona sísmica (Con con)	3	Factor de importancia I (NCh2745:2013)	1.0
Categoría de la estructura (Habitacional)	II		
Tipo de Suelo (DS60/NCh2745:2013)	D/III		
Parámetros espectrales			
Factor Z	1.25	Ta [s]	0.03
A (Bases Técnicas de Aislamiento Sísmico)	0.4 g	Tb [s]	0.038
α_{AA} [m/s ²]	12.12	Tc [s]	0.68
α_{vV} [m/s]	1.31	Td [s]	1.58
α_{dD} [m]	0.33		

A diferencia de la normativa NCh433 para estructuras convencionales de base fija, la norma de aislación basal NCh2745, presenta un único valor para el factor de importancia de estructuras con aislación sísmica igual a 1.0 sin importar la categoría de destino.

Además, en cuanto al Tipo de Suelo, esta norma posee una equivalencia y trabaja con los mismos parámetros espectrales para el caso del tipo de Suelo C y D clasificados según la NCh 433 mod. 2012.

A continuación, se presenta en Espectro de pseudo-aceleración elástico (sin reducir), obtenido para este caso.

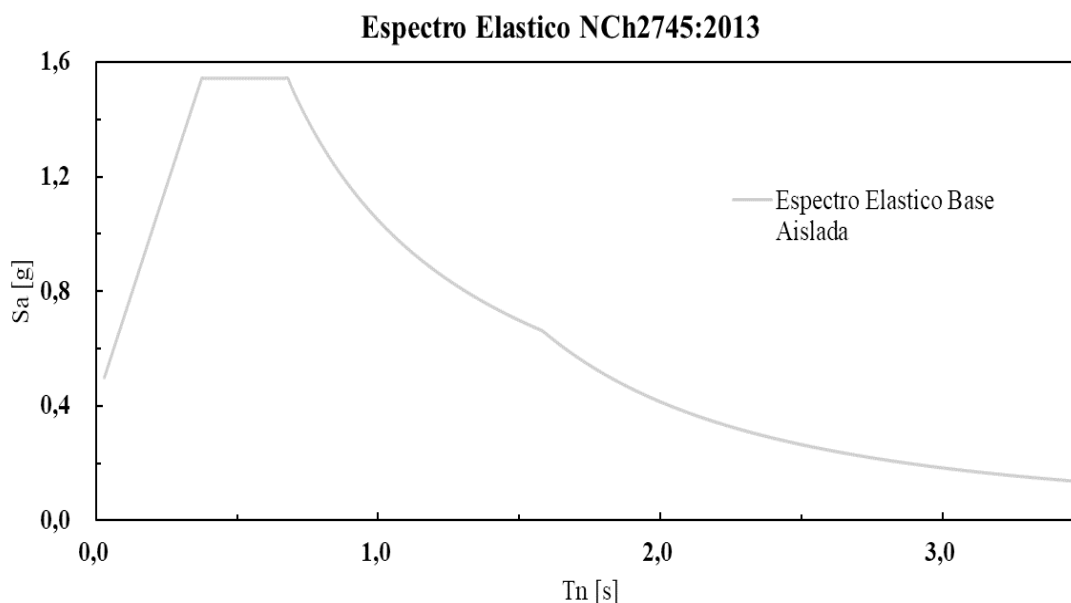


Figura 4.3. Espectro elástico NCh2745:2013

4.2.4 Sistema de Aislación con Dispositivos LRB y Sliders

Se consideraron elementos *Link* para representar los efectos del sistema de aislación sísmica de la estructura, dicho sistema se compone principalmente por dispositivos Lead Rubber Bearings (LRB) y dispositivos deslizantes (Slider). El elemento *Link*, establece un modelo lineal de

los dispositivos del sistema de aislación en el cual se requiere proporcionar principalmente la rigidez secante (o efectiva) del dispositivo a utilizar.

Para determinar la rigidez efectiva del aislador basal, a fin de conocer los requerimientos de distribución y aplicación del sistema de aislación necesario para diseñar la superestructura, fue definida como sigue:

$$K_{eff} = \frac{F_a}{D_D}$$

Donde:

F_a = Fuerza lateral de un aislador durante un ciclo de ensayo a nivel de desplazamiento D_D . [kN]

D_D = Desplazamiento de diseño en el centro de rigidez del sistema de aislación [mm]

El desplazamiento de diseño (D_D) se obtuvo de acuerdo con NCh2745:2013, dicho desplazamiento corresponde a la exigencia mínima que debe soportar el sistema de aislación bajo desplazamientos sísmicos laterales que actúen en la dirección de los dos ejes principales (X e Y, en el plano horizontal), el cual se define como sigue:

$$D_D = \frac{C_D}{B_D}$$

Donde:

C_D = Coeficiente sísmico de desplazamiento correspondiente al nivel sísmico de diseño, relativo al factor Z (ver Tabla 4.2) y suelo tipo III para este caso, e igual a 330 veces Factor Z (factor de amplificación que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433).

B_D = Coeficiente numérico relativo a la razón de amortiguamiento efectivo (B_{ef}) del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño, definido en la Tabla 2 de la normativa NCh 2745:2013.

Por otra parte, la norma de aislación sísmica vigente en Chile presenta el límite de desplazamiento máximo (D_M) el cual debe soportar el sistema de aislación y este queda definido de la siguiente forma:

$$D_M = \frac{C_M}{B_M}$$

Donde:

C_M = Coeficiente sísmico de desplazamiento correspondiente al nivel sísmico máximo posible, el cual para el Suelo tipo III es igual a 330 veces el factor Z amplificado por el coeficiente M_M (factor de amplificación, para el sismo máximo posible)

B_D = Coeficiente numérico relativo a la razón de amortiguamiento efectivo (B_{ef}) del sistema de aislación para el desplazamiento máximo, definido en la Tabla 2 de la normativa NCh 2745:2013.

4.2.4.1 Diseño del sistema de aislación

Para determinar la cantidad de dispositivos requeridos para el sistema de aislación, se definió el periodo objetivo de la superestructura aislada (T_{obj}) el cual debe estar dentro del rango permitido por la NCh 2745:2013.

Rango de periodo objetivo (NCh 2745:2013) = 2.5 – 3.0 [s]

Inicialmente se estableció un periodo objetivo (T_{obj}) igual 2.5 [s], ya que, los dispositivos presentados por el proveedor FIPMECANIC [59], presentan grandes valores de rigidez equivalente, con un menor periodo objetivo, se permite un valor de rigidez efectiva mayor la cual puede ser igualada con una menor cantidad de dispositivos, la rigidez efectiva total requerida (K_{req}) para el sistema de aislación que cumpla con T_{obj} se obtuvo de la siguiente manera:

$$K_{req} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot P_{sis}}{T_{obj}^2 \cdot 9.8}$$

La rigidez efectiva total requerida para el sistema de aislación es igual 3390 [Tonf/m] lo que equivale a 34 [kN/mm].

Se determinaron los puntos de apoyos requeridos para soportar cada muro que compone el sistema resistente a fuerzas laterales de la superestructura, acorde a una distribución estable dentro de un ejemplar y manteniendo todos los elementos verticales (muros) con mínimo un dispositivo de aislación que permita desacoplarlo del suelo, de esta manera se obtuvieron, un total de 56 puntos de apoyo en toda la planta basal. La ubicación de los dispositivos LRB y Sliders, se obtuvieron mediante un proceso iterativo, estableciendo como prioridad disminuir la torsión, mediante una distribución simétrica que permita reducir la distancia relativa entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el centro de masa de la superestructura, el proceso para determinar los dispositivos que componen el sistema de aislación fue el siguiente:

1. Se obtuvieron las cargas axiales solicitantes en cada punto de apoyo, de la combinación de carga 1.2D+L+E_{MAX}, se evaluó dicha combinación debido a los requerimientos de estabilidad vertical de aisladores elastómericos presentadas en la normativa NCh2745, en donde la demanda sísmica (E_{yMAX}) fue estimada desde el espectro elástico presentado en la Figura 4.3
2. Se analizó el desplazamiento y la fuerza lateral en dirección Y expuesto por el modelo tridimensional asociado a la sollicitación sísmica (E_{yMAX}) en cada dispositivo LRB.
3. Desde el catálogo de dispositivos de aislación sísmica otorgado por la empresa italiana colaboradora FIPMECANIC [59], se analizaron los dispositivos que cumplen con el requerimiento de demanda vertical expuesta en el primer punto (cada dispositivo en el catálogo presenta una carga vertical máxima que no debe ser excedida), de esta manera se determinó el porcentaje de amortiguamiento del posible sistema de aislación.
4. Se calculó, el desplazamiento de diseño (D_D) y el límite de desplazamiento máximo (D_M) que debe soportar el sistema de aislación.
5. Se utilizaron dispositivos de aislación que permitieran y soportaran el límite de desplazamiento máximo, demandas verticales y fuerza lateral calculadas anteriormente.
6. Se recalculó el coeficiente de amortiguación del sistema de aislación y se determinó nuevamente el límite de desplazamiento máximo, verificando que cumpla con el desplazamiento de trabajo de cada dispositivo seleccionado.
7. La cantidad de dispositivos a utilizar de cada LRB tipo y Slider, se obtuvo de manera que la rigidez efectiva total del sistema de aislación fuera igual o muy cercana a la rigidez requerida determinada anteriormente, además de mantener una distribución simétrica que permita disminuir la excentricidad.
8. Se estudió la estabilidad ante cargas verticales de tracción para considerar un análisis y referencia del sistema de anclaje requerido según lo indica la sección 10.2.6 de la normativa NCh 2745, utilizando la combinación de carga 0.8D-Emin.

9. Se calculo la excentricidad existente entre el Centro de Masa del Edificio y el Centro de Rigidez del sistema de aislación basal definido, procurando que no exceda el límite de $0,05L_i$, donde L_i corresponde a la longitud de la planta de la estructura en dirección i .

A continuación, se presentan las propiedades físicas y parámetros dinámicos obtenidos desde el catálogo FIPMECANIC [59] para los dispositivos que componen el sistema de aislación basal.

Tabla 4.3. Propiedades de los dispositivos del sistema de aislación

Dispositivo	φ [mm]	H_r [mm]	B_{ef} (%)	D_M [mm]	V_a [kN]	K_{eff} [kN/mm]	F_M [kN]
LRB-S 700/126-115	600	287	19	250	3540	1.71	367
Slider VM 400/500/50	380	120	--	250	4000	--	--

Donde:

φ : Diámetro externo del caucho

H_r : Altura total incluyendo planchas de acero externas

B_{ef} (%): Coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente

D : Desplazamiento máximo al cual trabaja el dispositivo ($1.2 D_D$)

V_a : Carga máxima vertical en combinaciones de carga incluida la acción sísmica

K_{eff} : Rigidez efectiva horizontal del dispositivo

F_M : Fuerza horizontal máxima asociada al desplazamiento máximo

Identificación de los dispositivos utilizados

- **Dispositivo LRB:** Los aisladores elastómericos con núcleo de plomo están identificados con la sigla LRB, seguida de una o más letras (S o SN para indicar respectivamente el tipo de mezcla del caucho) y tres números. El primer número representa el diámetro externo en milímetros, el segundo indica el espesor total de las capas de caucho en milímetros y el tercero representa el diámetro del núcleo de plomo en milímetros, en este caso se utilizaron los siguientes dispositivos:
 - LRB-S 700/126-115: Aislador elastómerico con núcleo de plomo, diámetro 700 mm, realizado con mezcla de caucho $G = 0.4$ MPa, capas de caucho de 126 mm totales de espesor, y núcleo de plomo de 115 mm de diámetro.
- **Dispositivos deslizantes (Sliders):** Se utilizaron dispositivos de deslizamiento libre, los cuales están compuestos por:
 - Una almohadilla elastómerica contenida en una maceta, ver Figura 4.4.
 - Un elemento de acero circular intermedio (pistón) que se inserta en la maceta, su parte superior tiene un hueco mecanizado para alojar una capa de PTFE perforada
 - Un elemento deslizante superior, cuya parte inferior es cubierto con una placa de acero inoxidable.

Para este caso se utilizó el siguiente dispositivo:

- VM 400/500/50: tipo de deslizamiento libre, con una capacidad de carga vertical de 4000 kN el cual permite movimientos longitudinales de 250 mm y movimientos transversales de 25 mm aproximadamente.

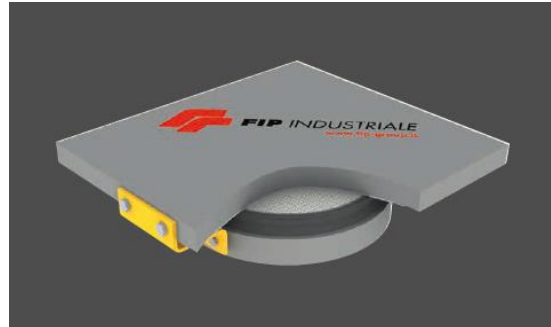


Figura 4.4. Dispositivo Slider utilizado [59]

En la Figura 4.5 se presenta un esquema que ilustra la distribución de los dispositivos LRB y sliders obtenida. La Tabla 4.4 se muestran las cargas verticales (compresión y tracción) demandantes y fuerza horizontal máxima experimentadas por los dispositivos LRB.

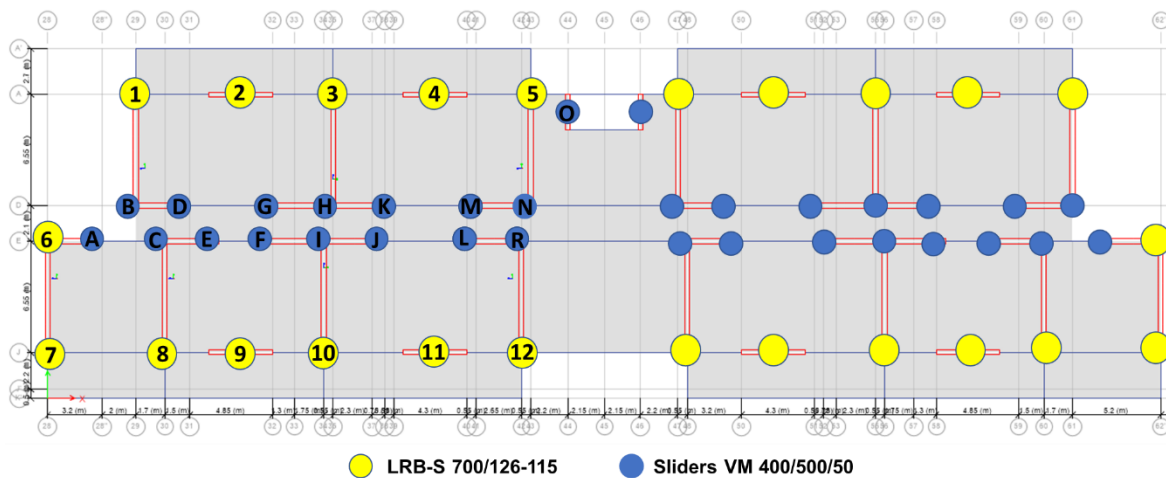


Figura 4.5. Distribución del sistema de aislación

Tabla 4.4. Cargas axiales y desplazamientos máximos en cada dispositivo LRB

Dispositivo	N° del dispositivo	Carga axial [kN] 1.2D+L+Ey _{MAX}	Carga axial [kN] 0.8D-Ey _{MIN}	Fuerza Horizontal Eymax [kN]
LRB-S 700/126-115	1	1252	-429	354
LRB-S 700/126-115	2	1887	917	365
LRB-S 700/126-115	3	1740	-181	331
LRB-S 700/126-115	4	1977	907	360
LRB-S 700/126-115	5	1416	-191	301
LRB-S 700/126-115	6	1527	32	366
LRB-S 700/126-115	7	1655	-174	365
LRB-S 700/126-115	8	2183	30	351
LRB-S 700/126-115	9	1376	639	365
LRB-S 700/126-115	10	2172	19	332
LRB-S 700/126-115	11	1711	834	360
LRB-S 700/126-115	12	2307	189	309

Se determinaron las solicitaciones axiales producto de la mayoración correspondiente de las cargas gravitacionales permanentes y la demanda sísmica referida a la dirección Y del plano horizontal, esto último, se debe a la exclusividad del análisis en dicha dirección y posterior comparación con la estructura de base fija, como fue mencionado anteriormente. Además, solo se analizó la mitad de los dispositivos dada la simetría de la estructuración, lo que quiere decir, que los dispositivos ubicados en la mitad derecha de la planta presentan las mismas demandas.

Para el caso de los dispositivos Sliders, se determinó la mayor carga axial demandante en el punto de apoyo de Slider con mayor solicitación proveniente de la combinación de carga 1.2D+L+Eymax, parámetro el cual condiciona la elección del dispositivo en conjunto al desplazamiento máximo requerido, la cual se traduce en una carga vertical máxima aproximadamente de 3400 [kN] (ver Anexo A.3). Cabe mencionar que la carga axial máxima que demandan los Sliders es mayor con respecto a la que exponen los dispositivos LRB, debido a que estos se ubican cercanos al punto del centro de masa de la planta de la superestructura, concentrando una mayor área tributaria.

A continuación, en la Tabla 4.5 se muestra un análisis del comportamiento de los dispositivos que componen el sistema de aislación

Dispositivo	LRB-S 700/126-115		Slider	
Criterio máx. identificación	Carga axial	Carga horizontal	Carga axial	Desplazamiento
Valor	12	6	H	D
Valor	2307 [kN]	366 [kN]	3380 [kN]	232 m.m.
% capacidad	65	99	85	93

Es relevante destacar que el parámetro de diseño para los dispositivos LRB utilizados, fueron los esfuerzos horizontales demandantes que mostro la solicitación sísmica (espectro elástico de aceleración), presentando los valores más cercanos a su capacidad máxima según lo extraído del catálogo de FIPMECANIC de los dispositivos seleccionados previamente.

En el caso de los dispositivos deslizantes (Sliders) los parámetros que controlaron el diseño y elección fueron las solicitaciones de carga axial máxima y el desplazamiento horizontal (adjuntos en el Anexo A.3) requeridos los cuales fueron de 3380 [kN] (85% de su capacidad máxima) y 232 m.m. (93% de su capacidad máxima) respectivamente.

Por otra parte, la distribución perimetral de los dispositivos de aislación LRB (ver Figura 4.5) permitió una disminución de la excentricidad (en la dirección de análisis, Y) con respecto al Centro de Masa de la superestructura, dicho valor corresponde a 251 milímetros equivalente a un 1.2% de la longitud total de la planta tipo de la superestructura en la dirección Y.

4.2.4.2 Corte basal mínimo

En cuanto a la limitación del corte mínimo de diseño permitido, este se obtuvo considerando el corte mínimo especificado en la NCh 433 Of.96 mod.2012, definido en la sección 3.1.3 para una estructura de peso sísmico similar ($P_{sis} = 5264$ Ton) utilizando un valor de factor de importancia (I) igual a 1.0 y tomando el valor del parámetro S (relativo al tipo de suelo) igual a 1.0, acorde con NCh2745:2013.

Los periodos fundamentales de estructura junto con los cortes tanto a nivel de aislamiento como para el nivel basal se entregan en la Tabla 4.4. Adicionalmente, se adjunta en el Anexo A.4 la Tabla de periodos y porcentajes de masas equivalentes para los 15 primeros modos de vibrar.

Tabla 4.5. Características del comportamiento dinámico de la estructura

Periodos fundamentales superestructura		Valores de diseño			% P_{sis}
Periodo en dirección X (T_x) [s] (modo 1)	2.5	Corte Aisladores Espectro Elástico (V_x) [ton]	942	17.8	
Periodo en dirección Y (T_y) [s] (modo 2)	2.4	Corte Aisladores Espectro Elástico (V_y) [ton]	953	18.1	
Periodo Torsional (T_{xy}) [s] (modo 3)	2.3				
Análisis Modal Espectral		Diseño Estructura Aislada (Superestructura)			
Número de modos considerados (CQC)	20	Factor de reducción de respuesta (R^*)	2	--	
Masa equivalente en dirección X [%]	98	Corte mínimo NCh 433 ($8\%P_{sis}$) [ton]	422	8.0	
Masa equivalente en dirección Y [%]	100	Corte basal Nivel Aislación (V_x/R^*) [ton]	471	8.9	
		Corte basal Nivel Aislación (V_y/R^*) [ton]	477	9.1	

Es importante mencionar que los principios de diseño de la superestructura de acuerdo con la normativa NCh2745 indican que esta debe permanecer elástica esencialmente y por lo tanto su rigidez y resistencia debe ser consistente con este comportamiento, debido a esto se define que la superestructura permanece elástica durante el sismo si el requerimiento nominal de ductilidad sobre las componentes del sistema de resistencia lateral del edificio es pequeño, esto explica el valor adoptado para el factor de reducción de respuesta R^* para este caso. Este requerimiento de ductilidad no impide que algún elemento entre en el rango inelástico; sin embargo, el sistema resistente lateral de la estructura como un todo no cambia su característica apreciablemente.

En cuanto al corte basal de diseño que presenta en este caso la superestructura, este corresponde a un 41% y un 39% de los valores de diseño en las direcciones X e Y del plano horizontal de la estructura de base fija respectivamente, las cuales fueron presentadas anteriormente en la Tabla 3.10. Esto quiere decir, que el sistema de aislación basal permite una reducción del corte basal de diseño de 480 [Tonf] aproximadamente en ambas direcciones del plano horizontal.

Capítulo V: Análisis No Lineal Dinámico Estructura Convencional

5.1 Análisis No Lineal Estructura de Base Fija

En este capítulo se presenta el modelo para el análisis inelástico en dirección Y del plano horizontal que se llevó a cabo para el caso de la estructura con base fija, describiendo las reglas de histéresis utilizadas en muros, y otros aspectos relacionados con la idoneidad de las reglas de histéresis utilizadas y consideraciones sobre los tipos de elementos que se utilizó.

Se presentan los resultados de tres tipos de análisis realizados al modelo utilizando el programa RUAUMOKO [14]: Un análisis incremental o pushover, con el cual se estima el desplazamiento global de fluencia del edificio, un análisis cíclico incremental o push-pull, con el cual se estudia el comportamiento cíclico global del edificio y 5 análisis no lineal dinámicos de registros sísmicos naturales presentes a lo largo de la historia.

Aunque el programa permite modelos más sofisticados, se utilizó elementos de plasticidad concentrada para modelar los muros que componen el sistema estructural vertical resistentes a cargas laterales.

La mayor sofisticación a priori representa solo mayor esfuerzo computacional y un refinamiento innecesario, por lo que el elemento de plasticidad concentrada es considerado suficiente.

5.2 Modelo de Análisis

El edificio en estudio fue analizado en el sentido Y de la planta, según se muestra en la Figura 3.2, utilizando un modelo bidimensional. Usando la simetría, el modelo considero solo los ejes estructurales que contienen muros orientados en dirección Y, pertenecientes a la mitad derecha de la planta horizontal, es decir, se consideraron los muros T, L y Machón. Excluyendo del análisis los muros rectangulares orientados en dirección X. Además, se impuso en cada nivel de piso el mismo

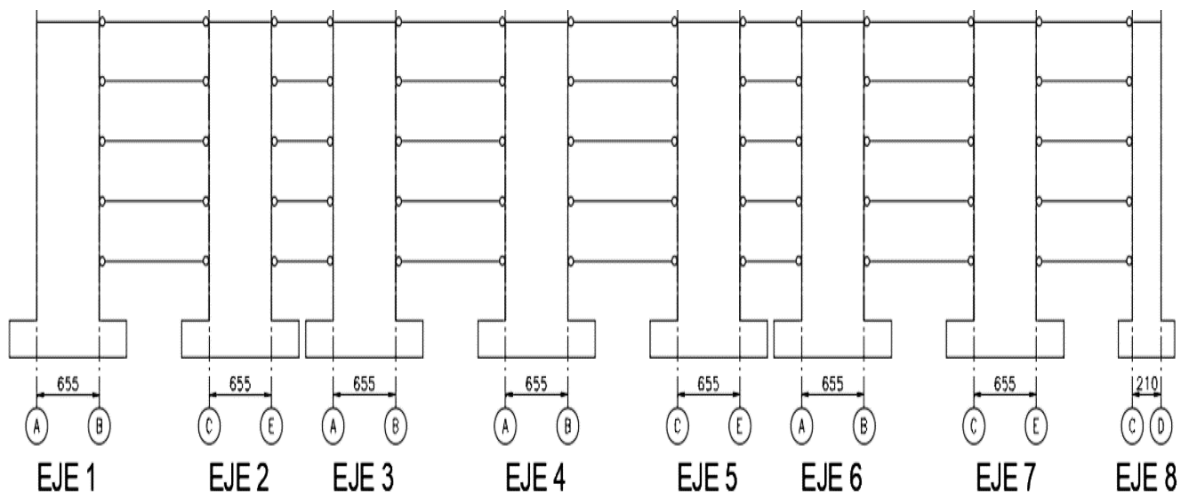


Figura 5.1. Esquema del modelo de análisis

desplazamiento horizontal, asumiendo el efecto de diafragma rígido y suprimiendo la deformación axial en vigas, representado por bielas en la Figura 5.1

5.2.1 Modelación de elementos estructurales

Los elementos estructurales que componen el sistema resistente a cargas laterales en la dirección Y (muros L, T y machón) fueron modelados con elementos de plasticidad concentrada tipo “Giberson Beam” [14]. Este elemento se compone de un segmento en su interior con propiedades lineales elásticas, el cual se encuentra unido en sus extremos a resortes rotacionales en los cuales se concentra la inelasticidad, ver Figura 5.2. Este elemento permite especificar la longitud de rotula plástica para calibrar la regla de histéresis en términos del diagrama momento – curvatura.

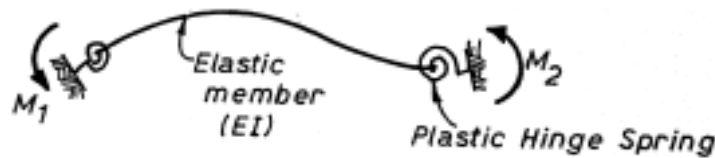


Figura 5.2. Esquema del elemento Giberson Beam [14]

A continuación, en la Figura 5.3 se muestra una representación gráfica del modelo de análisis utilizado para el caso de la estructura de base fija.

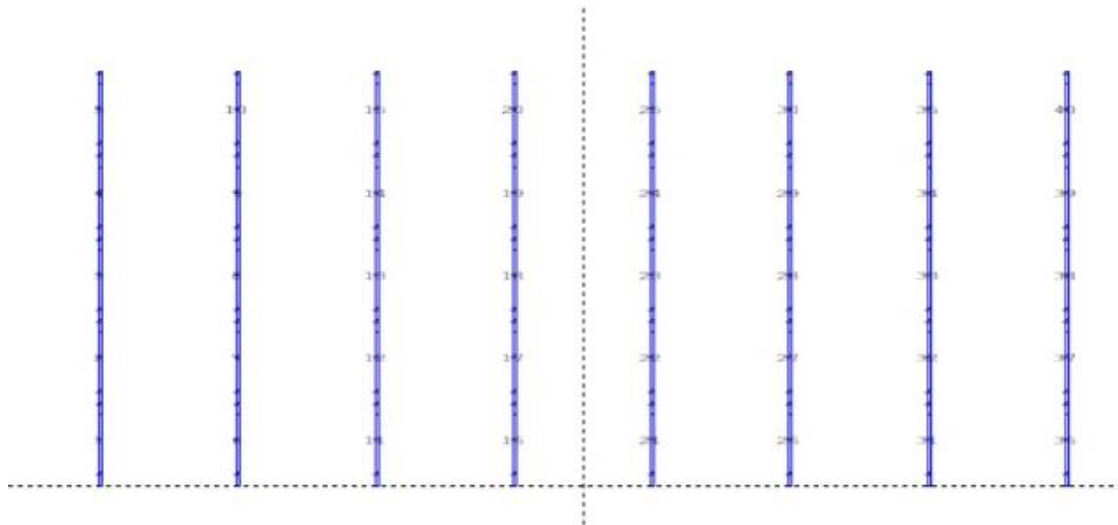


Figura 5.3. Representación gráfica del modelo de análisis

5.2.2 Otras características del Modelo

5.2.2.1 Deformación por corte

La deformación por corte se supuso lineal – elástica para todos los elementos que componen el modelo realizado. Este supuesto es aceptable para el tipo de muros que se utiliza, de acuerdo con los resultados de los experimentos de Thomsen [60] y con lo sugerido por Orakcal y Wallace para muros esbeltos [61], sin embargo, es importante mencionar que los muros con esbeltez

cercana a 2.0, pueden presentar resistencias irreales y excesivas, esto permitirá evidenciar el daño causado.

5.2.2.2 Longitud de rótula plástica

Las rotulas plásticas en Muros T, L y machón se asignaron en la base de cada muro tipo, este criterio es considerado común para estimar desplazamientos por rotaciones plásticas [62] [63]. Esto permite, visibilizar las zonas críticas con alta probabilidad de daños y concentración de plasticidad.

5.2.2.3 Cargas estáticas iniciales

Con el objeto de representar las condiciones iniciales de la estructura, se incorporó el efecto de las cargas provenientes del peso propio de la estructura y la sobrecarga de uso como cargas verticales aplicadas directamente en los nodos.

5.2.3 Reglas de Histéresis

5.2.3.1 Calibración de la regla de histéresis

Se utilizó el modelo degradante SINA propuesto por Saiidi [64], capaz de representar de manera aceptable el comportamiento en flexión de los muros con forma irregulares (Muros TW2 de los ensayos de Thomsen y Wallace [63]). En la Figura 5.4 [65] se presenta un esquema de la regla SINA, que requiere la especificación de 5 parámetros:

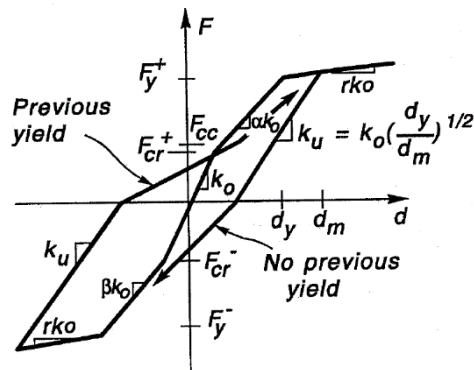


Figura 5.4. Regla de histéresis SINA [65]

α = factor de reducción de rigidez de una vez sobrepasado F_{cr+}

β = factor de reducción de la rigidez una vez sobrepasado F_{cr-}

F_{cr+} = acción (momento o fuerza) de agrietamiento positivo

F_{cr-} = acción (momento o fuerza) de agrietamiento negativo

F_{cc} = acción (momento o fuerza) donde se termina la degradación por pinching

Cabe mencionar que, para este caso, el parámetro para la degradación de la rigidez en la descarga es igual a 0.5, y el parámetro de degradación de la rigidez en la recarga es igual a 0, es decir, el caso de mayor degradación con Takeda.

Es importante destacar que este es un modelo que permite la utilización de un único valor de F_{cc} , permitiendo controlar el pinching explícitamente

➤ **Análisis Seccional**

Para poder llevar a cabo el análisis seccional y ajuste tipo SINA de los diagramas de momento curvatura de cada muro, se clasificaron y ordenaron de acuerdo a la carga axial demandante de la combinación de carga de servicio (Service Load) correspondiente a la totalidad de las cargas permanentes más el 100% de la sobrecarga de uso, en la Figura 5.5 se muestra la clasificación de los muros presente en la estructura y en la Tabla 5.1 se evidencia la demanda de carga axial de cada muro.

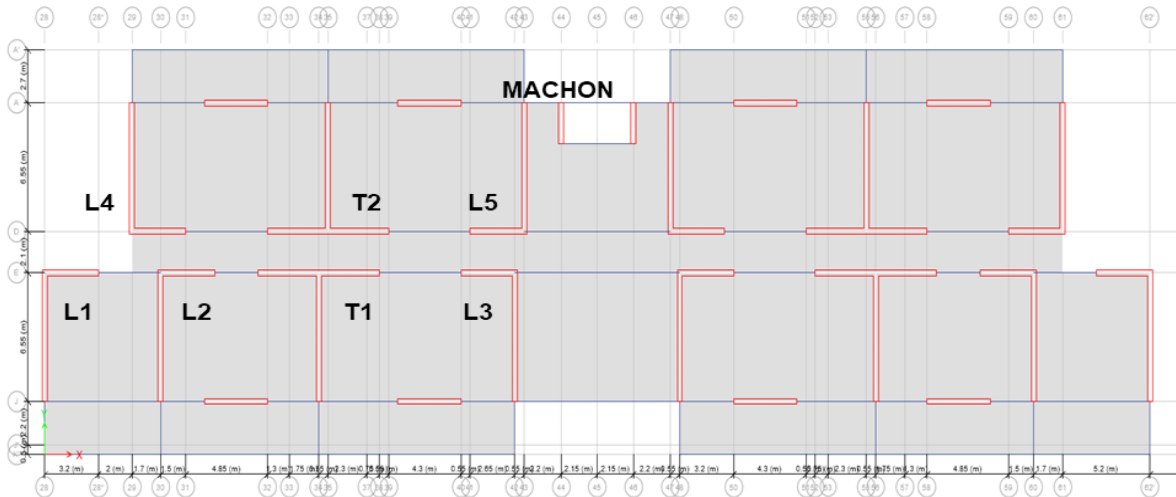


Figura 5.5. Clasificación de muros para el ajuste tipo SINA

Tabla 5.1. Carga axial demandada del diagrama MC

Muro	Carga axial (D+L) [Tonf]
T1	428
T2	459
L1	203
L2	326
L3	403
L4	228
L5	316
Machón	44

En la Figura 5.6 se presenta un ajuste tipo SINA a los diagramas momento – curvatura correspondiente a la sección que comprende la base del muro T1 sometidos a la carga axial de la combinación Service Load (D+L), utilizando el modelo para el hormigón propuesto por Kent & Park (1971) [45] y el modelo que incluye el endurecimiento del acero presentado por Mander (1984) [48].

En la Figura 5.6, se ajusta un modelo trilineal (SINA) a los diagramas momento – curvatura en la base del muro T1. Las tres rectas se ubican de la siguiente forma:

- 1) Recta 1: desde el origen hasta el punto de agrietamiento.
- 2) Recta 2: desde el punto de agrietamiento hasta el punto de fluencia.
- 3) Recta 3: desde el punto de fluencia en adelante con una pendiente dentro del rango de 0.2%-0.5% de la pendiente de la Recta 1. Dependiendo del muro tipo en cuestión, buscando la mejor aproximación (ver Tabla 5.3)

El punto de agrietamiento fue obtenido calculando la deformación unitaria cercana a la fibra de hormigón más traccionada de la sección, considerando el esfuerzo de agrietamiento del hormigón dado por ACI 318-08 [51] e igual a:

$$\sigma_r = 2 \cdot \sqrt{f_c'}$$

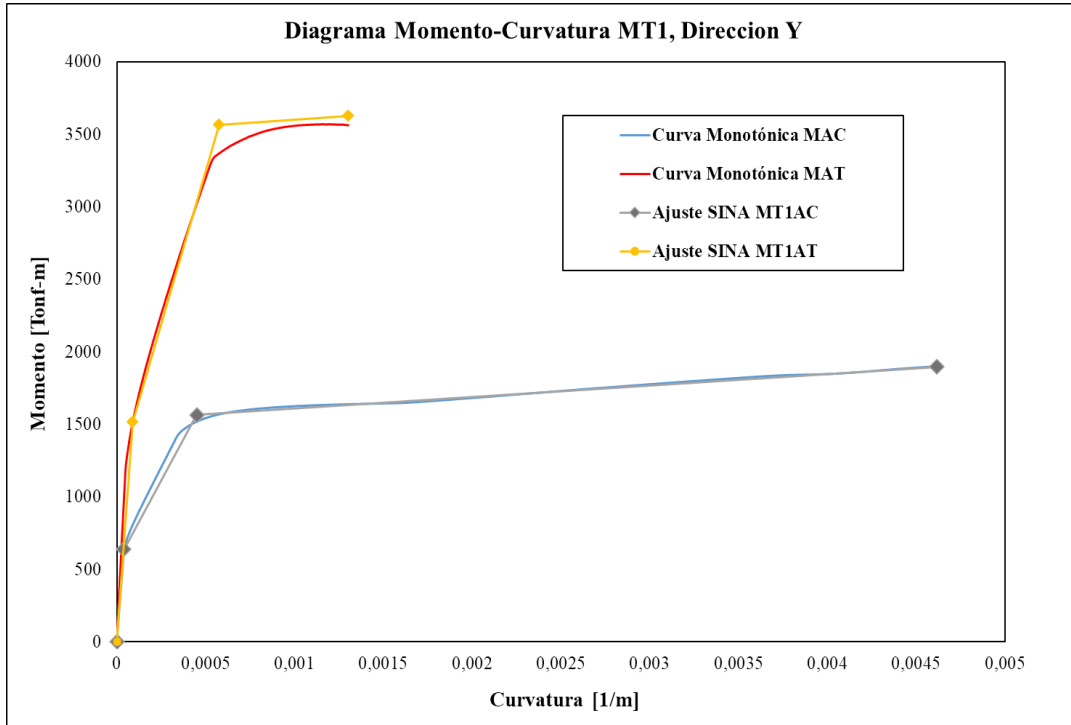


Figura 5.6. Ajuste SINA a la sección base del muro T1

Además, se considera que la sección permanece en el rango lineal – elástico antes del agrietamiento por lo que la deformación unitaria de agrietamiento se obtiene desde el modelo matemático del hormigón utilizado, el cual fue mostrado previamente en la Figura 3.4. $\epsilon_r = 0.00015$.

Por otra parte, el punto de fluencia fue estimado a partir de la curvatura de fluencia, la cual para secciones de muros asimétricas se calcula como:

$$\phi_y = \phi'_y \frac{M_n}{M_{y1}}$$

Donde:

ϕ'_y = curvatura de primera fluencia

M_n = momento nominal

M_{y1} = momento de primera fluencia

Se define el estado de primera fluencia (curvatura y momento) como aquel en el cual se alcanza ya sea la fluencia en alguna barra de refuerzo en tracción, o el 2‰ de deformación en la fibra de hormigón más comprimido. El momento nominal se define como el momento para el cual se alcanza una deformación del 3‰ en la fibra de hormigón más comprimida, o del 3‰ en la barra de acero más traccionada.

Con la información y criterios presentados anteriormente, se determinó la curvatura de fluencia para cada muro tipo, la cual se presenta en la Tabla 5.2

Tabla 5.2. Estimación de la curvatura de fluencia de cada muro tipo

Muro	Sentido	ϕ'_y [1/m]	M_{y1} [T-m]	M_n [T-m]	ϕ_y [1/m]	ϵ_y
T1	AC	0.00033	1403	1900	0.00045	0.002
	AT	0.00054	3322	3564	0.00058	0.002
T2	AC	0.00034	1467	1950	0.00045	0.002
	AT	0.00053	3405	3621	0.00057	0.002
L1	AC	0.00034	883	1202	0.00046	0.002
	AT	0.00045	1773	2063	0.00052	0.002
L2	AC	0.00035	1138	1393	0.00043	0.002
	AT	0.00048	2166	2413	0.00054	0.002
L3	AC	0.00036	1301	1644	0.00045	0.002
	AT	0.00051	2401	2626	0.00056	0.002
L4	AC	0.00034	933	1258	0.00046	0.002
	AT	0.00046	1866	2129	0.00053	0.002
L5	AC	0.00035	1119	1371	0.00043	0.002
	AT	0.00048	2139	2384	0.00054	0.002
Machón	N/A	0.0013	74	101	0.00177	0.002

Se observa que la curvatura de fluencia es bastante similar dentro de los muros tipos (T o L) y sentido del análisis (AC o AT), pero no es exactamente la misma debido, a la variación de carga axial en el análisis, producto de las cargas gravitacionales que tributa cada muro. En el Anexo A.5 se adjuntan los demás ajustes SINA de cada sección por separado.

Con lo expuesto anteriormente se obtuvieron los parámetros presentados en la Tabla 5.3

Tabla 5.3. Ajuste SINA análisis seccional (momentos en [T-m])

Muro	AC					AT				
	α	M_{cr}^+	M_y^+	ϕ_u [1/m]	r (%)	β	M_{cr}^-	M_y^-	ϕ_u [1/m]	r (%)
T1	0.14	639	1564	0.0046	0.5	0.25	1514	3564	0.0013	0.5
L1	0.14	414	1070	0.0046	0.3	0.27	673	2040	0.0022	0.3
L2	0.13	605	1280	0.0047	0.4	0.24	963	2387	0.0017	0.4
L3	0.14	712	1506	0.0047	0.3	0.23	1143	2594	0.0015	0.3
Muro	AT					AC				
	α	M_{cr}^+	M_y^+	ϕ_u [1/m]	r (%)	β	M_{cr}^-	M_y^-	ϕ_u [1/m]	r (%)
T2	0.25	1610	3657	0.0013	0.3	0.16	687	1724	0.0046	0.3
L4	0.26	722	2101	0.0021	0.3	0.15	461	1121	0.0046	0.3
L5	0.25	946	2387	0.0017	0.2	0.15	592	1336	0.0047	0.2
Machón	0.17	31	95	0.011	0.4	0.17	31	95	0.011	0.4

Los parámetros se alternan para AC y AT. Dado que el valor de carga axial prácticamente no varía en el tiempo.

Con lo anterior quedan definidos 4 de los 5 parámetros de la regla SINA. Para estimar el último M_{cc} se utilizó la aproximación descrita en la referencia [66], en donde se realiza un ajuste de dicho parámetro mediante el contraste con experimentos presentes en la literatura [60] junto con la recomendación entregada en el Manual de Ruaukoko2D [67]. Se determinó que para dicho caso el valor de M_{cc} para muros de geometría asimétrica similar a los presentados en este trabajo, presenta un rango del 10% al 70% de M_y , en este caso, se trabajó con un valor correspondiente al 70% de M_y . menor para cada muro, los valores de M_{cc} de cada muro se encuentran en el Anexo 6.

5.2.4 Análisis incremental (PUSHOVER)

El análisis incremental es un tipo de análisis estático inelástico [68], el cual puede ser visto como un método para predecir fuerzas sísmicas y demandas de deformaciones, que hace una aproximación de la estimación de la redistribución de fuerzas internas que ocurren cuando una estructura es sometida a fenómenos inerciales los cuales provocan la incursión de la misma en el rango inelástico.

Dentro de las ventajas y desventajas que se encuentran en la literatura sobre este tipo de análisis [69] se exponen las siguientes:

Ventajas:

- Entrega detalles sobre parámetros estructurales que controlan el desempeño durante eventos sísmicos severos.
- Para estructuras que responden esencialmente en el primer modo, provee buenas estimaciones de demandas inelásticas globales y locales.
- Expone debilidades del diseño que no pueden ser detectadas con un análisis elástico.

Desventajas:

- La estimación en las deformaciones puede ser muy imprecisa, por exceso o por déficit, en estructuras en las cuales los efectos de los modos superiores de vibrar son significativos y en estructuras en las cuales la relación corte basal-desplazamiento de techo es sensible al patrón de cargas.
- Puede detectar solo el primer mecanismo local que se formara durante una perturbación sísmica y es probable que no revele otras debilidades o puntos críticos que se desarrollaran cuando las características dinámicas de la estructura cambien una vez se produzca el primer mecanismo local.

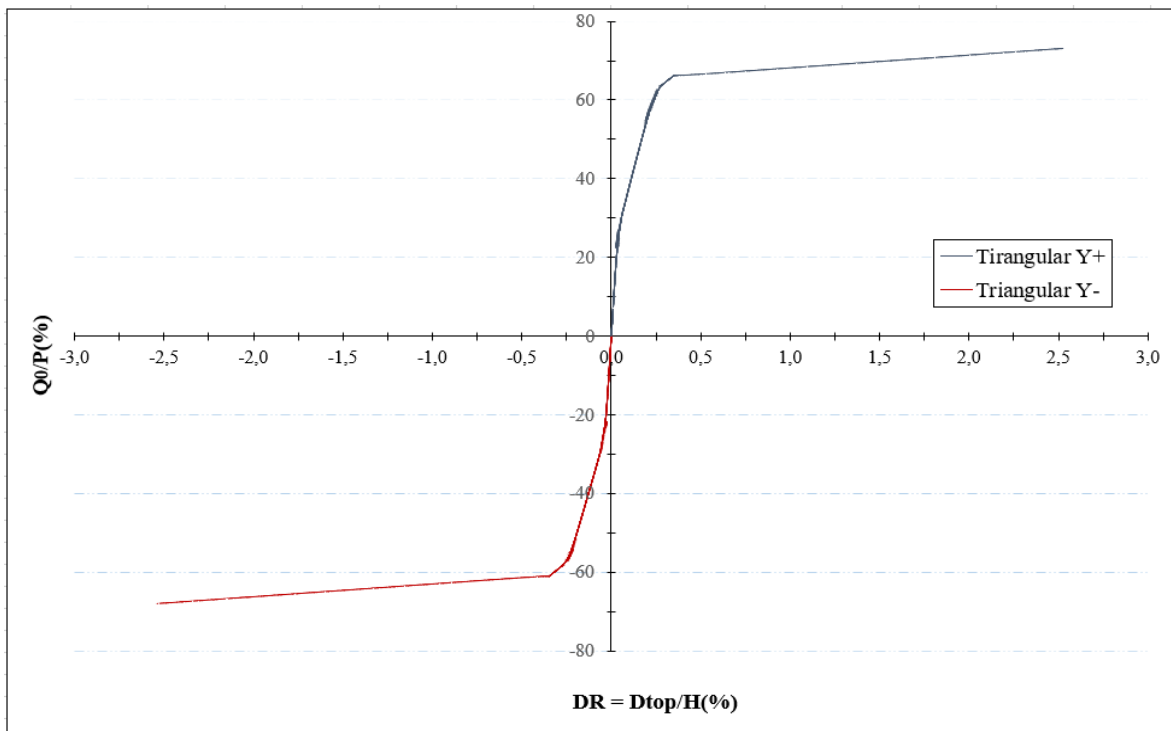


Figura 5.7. Resultado análisis incremental modelo SINA en muros

En la Figura 5.7 se muestra los resultados del análisis incremental utilizando el modelo SINA en muros, donde P es el peso de la parte modelada del edificio, H es la altura del edificio, Q_0 es el corte basal, D_{top} es el desplazamiento de techo y DR es la distorsión global.

Es importante recordar que cuando se impone una distribución de fuerzas, la que este caso corresponde a las solicitaciones que impone la deformada típica del primer modo, sin tener en cuenta las que imponen modos superiores, se impone al mismo tiempo un vector de desplazamientos. Esta debilidad de representar únicamente la deformada del primer modo de vibrar del análisis incremental puede ser mitigada, pero normalmente no eliminada, al aplicar más de un patrón de cargas, mediante la inclusión de patrones de cargas que consideren deformadas de modos superiores elásticos [69]

Por otra parte, estudios presentes en la literatura [70], indican que las incursiones no lineales se desarrollan principalmente cuando la estructura responde en el primer modo, por lo que con este método se podría estimar el desplazamiento de fluencia utilizando una carga triangular. En este caso se estima la distorsión global de fluencia, DR_y , y la distorsión global de agrietamiento DR_{cr} las cuales se muestran en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4. Valores de distorsión global análisis "pushover"

Sentido de análisis	Y ⁺	Y ⁻
DR_y (%)	0.25	0.25
Q_0/P de fluencia (%)	65	60
DR_{cr} (%)	0.05	0.05
Q_0/P de agrietamiento (%)	27	27

Los valores del corte basal como porcentaje de P_{sis} se justifican debido al factor de sobresistencia que presentan los muros que componen la estructura, que están dentro del rango de 3.5 y 5.2 para el caso del machón y el muro T respectivamente (ver Tabla 3.22).

5.2.5 Análisis Cuasiestático – Cíclico (Push – Pull)

En este tipo de análisis, análogo al anterior, se utiliza una función cíclica para definir la forma en que se desplaza o es perturbado el modelo, a diferencia de un "pushover" típico, en donde las cargas aumentan en un solo sentido y se estima la falla a posteriori. En este caso se llevó a cabo un análisis "push pull" de desplazamientos controlados, en el cual se impuso una historia de desplazamientos muy similar en los distintos pisos de la estructura, variando únicamente la amplitud de movimiento en cada piso. En la Figura 5.8 se presenta un gráfico con la historia de desplazamientos impuesta en el primer piso de la estructura, la cual va amplificando sus peaks de manera lineal en los pisos superiores.

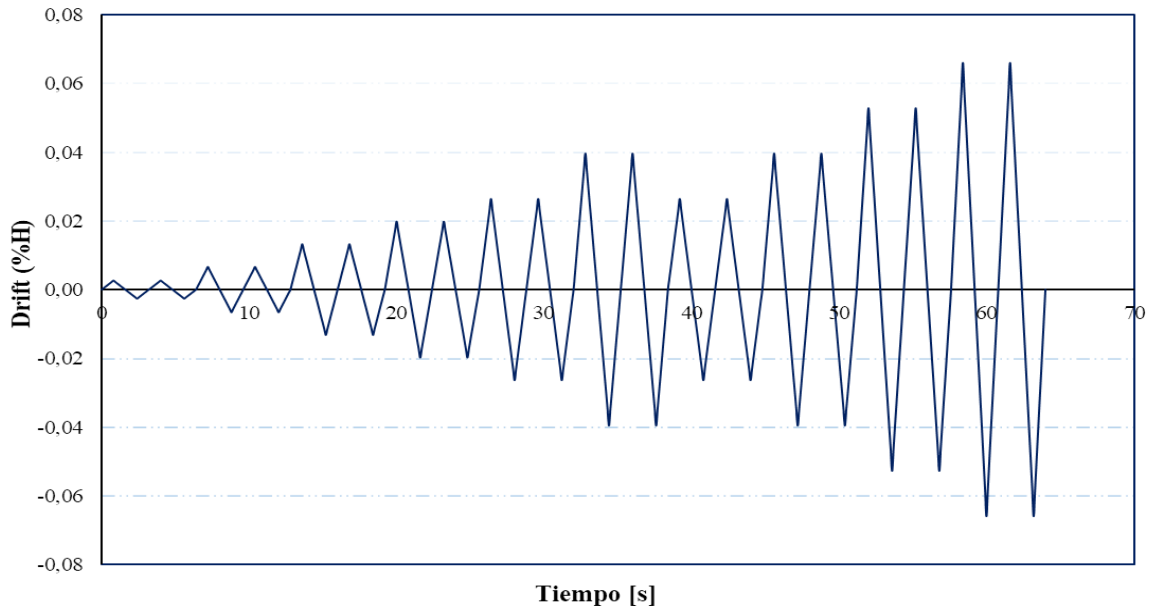


Figura 5.9. Historia de desplazamientos impuesta en el análisis "push-pull"

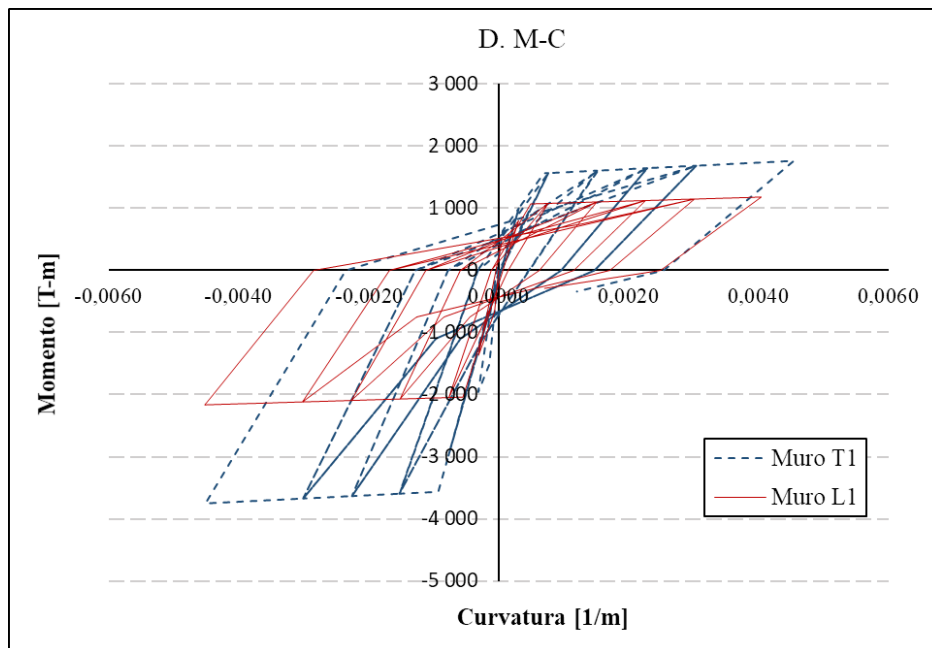


Figura 5.8. Momento - Curvatura base muros (SINA)

En la Figura 5.9 se presenta la curva momento – curvatura en la base del muro T1 y la base del muro L1, los diagramas de momento curvatura de los demás muros se encuentran en el Anexo A7. La forma de la curva de histéresis de la respuesta del edificio se debe a la regla de histéresis usada en muros (SINA), se evidencia que debería ocurrir algo similar en la respuesta del edificio ante eventos sísmicos.

Estos resultados permiten verificar el comportamiento de la regla de histéresis. Se observa el efecto marcado del pinching en muros, que da la forma a la curva del diagrama momento curvatura.

5.3 Análisis No Lineal Dinámico (ANLD)

En esta sección se presentan resultado de 5 análisis dinámicos tiempo – historia obtenidos con el programa Ruaumoko [14], utilizando el modelo plano descrito anteriormente en la sección 5.2. Se utilizo dos registros del terremoto de Chile (2010), uno de Northridge (1994), uno de Kobe (1995) y uno de Christchurch (2011).

Los resultados de los requerimientos de momento flector, corte, desplazamientos, aceleración de techo y curvatura son comparados con las capacidades de la estructura y con los límites de desplazamientos de las normas de diseño NCh433.Mod.2012 y el ACI318-08.

5.3.1 Registros

En la Tabla 5.5 se resume las principales características de los registros considerados en los análisis. En las Figuras 5.10 a 5.14 se presentan gráficos de los registros, en el mismo intervalo de tiempo considerado en el análisis.

Tabla 5.5. Información de los registros utilizados en el ANLD

ID	Earthquake	Station	Comp.	PGA [g]	PGV [m/s]	D _s [s]	AI (m/s)
EQ1	Maule 2010 Chile	Viña del mar Marga Marga (VMM)	EW	0.35	0.45	32.2	4.3
EQ2	Maule 2010 Chile	Concepción Centro (CCC)	EW	0.47	0.66	57.8	10.6
EQ3	Northridge 1994 USA	Sylmar – County hospital parking (SYL)	N00E	0.84	1.29	5.2	5.0
EQ4	Kobe Japón 1995	Japan Meteorological Center (JMA)	N00E	0.84	0.92	8.34	8.44
EQ5	Littleton 2011 New Zeland	Christchurch Hospital (CHHC)	H2	0.71	0.87	9.0	3.6

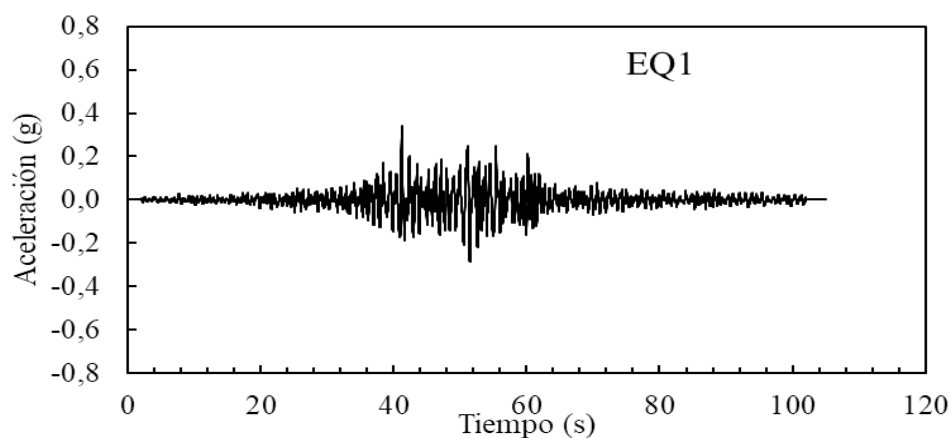


Figura 5.10. Registro de aceleración Viña (Chile)

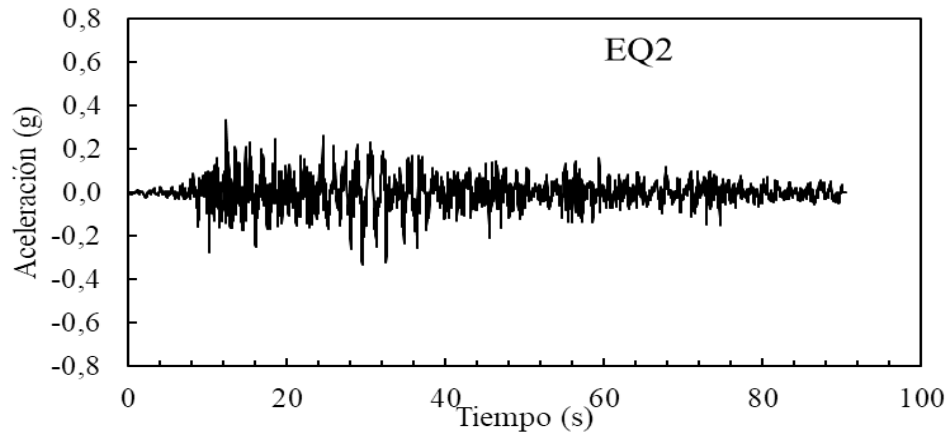


Figura 5.12. Registro de aceleración Concepción Centro (Chile)

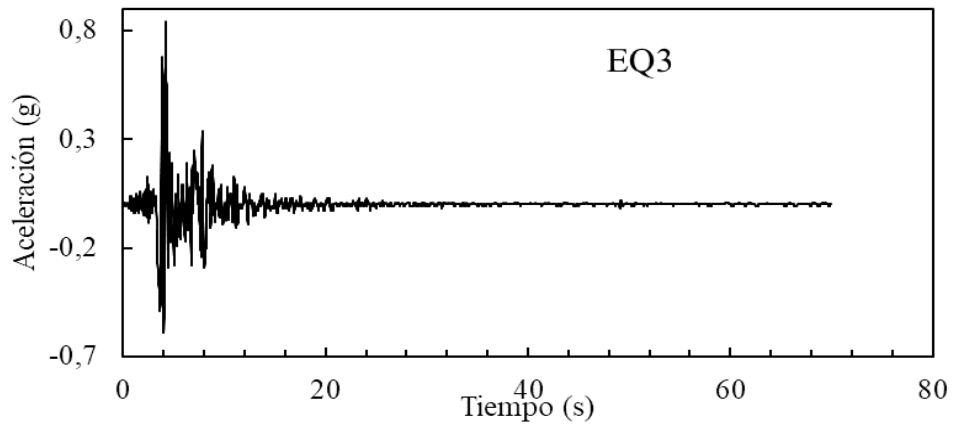


Figura 5.11. Registro de aceleración Sylmar (Northridge)

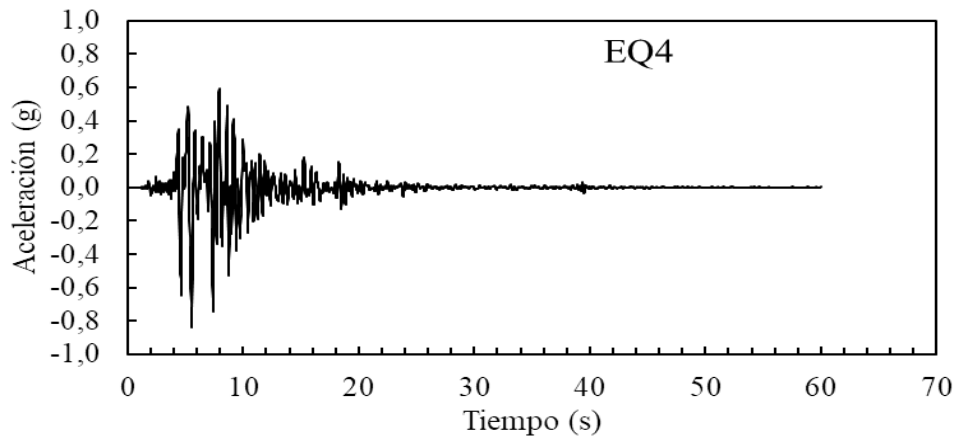


Figura 5.13. Registro de aceleración JMA (Kobe)

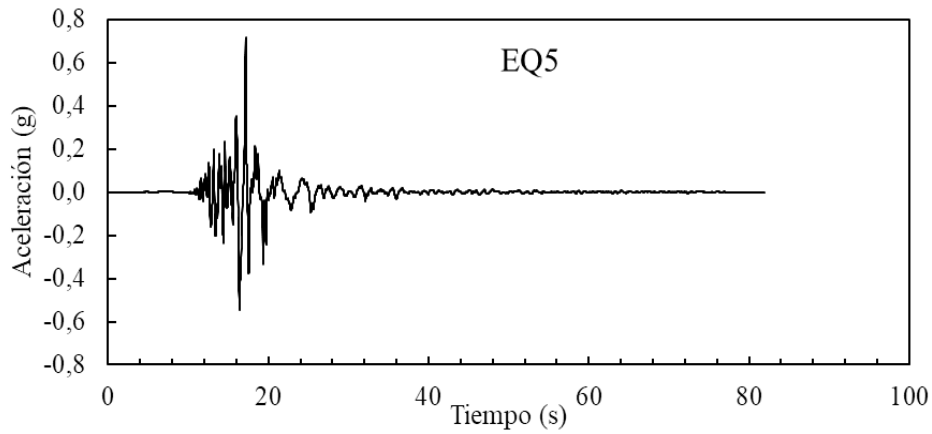


Figura 5.14. Registro de aceleración Christchurch hospital

5.3.1.1 Análisis de Espectro de respuesta

En la Figura 5.15 y se presentan los espectros de respuesta de aceleración (S_a) de los 5 registros de terremotos para un coeficiente de amortiguación de 5%. Como referencia, la Figura muestra una comparación con el espectro de diseño elástico por la normativa vigente de NCh433 incluyendo el DS61 (2011) el cual fue presentado anteriormente en la sección 3.1.3 del presente trabajo.

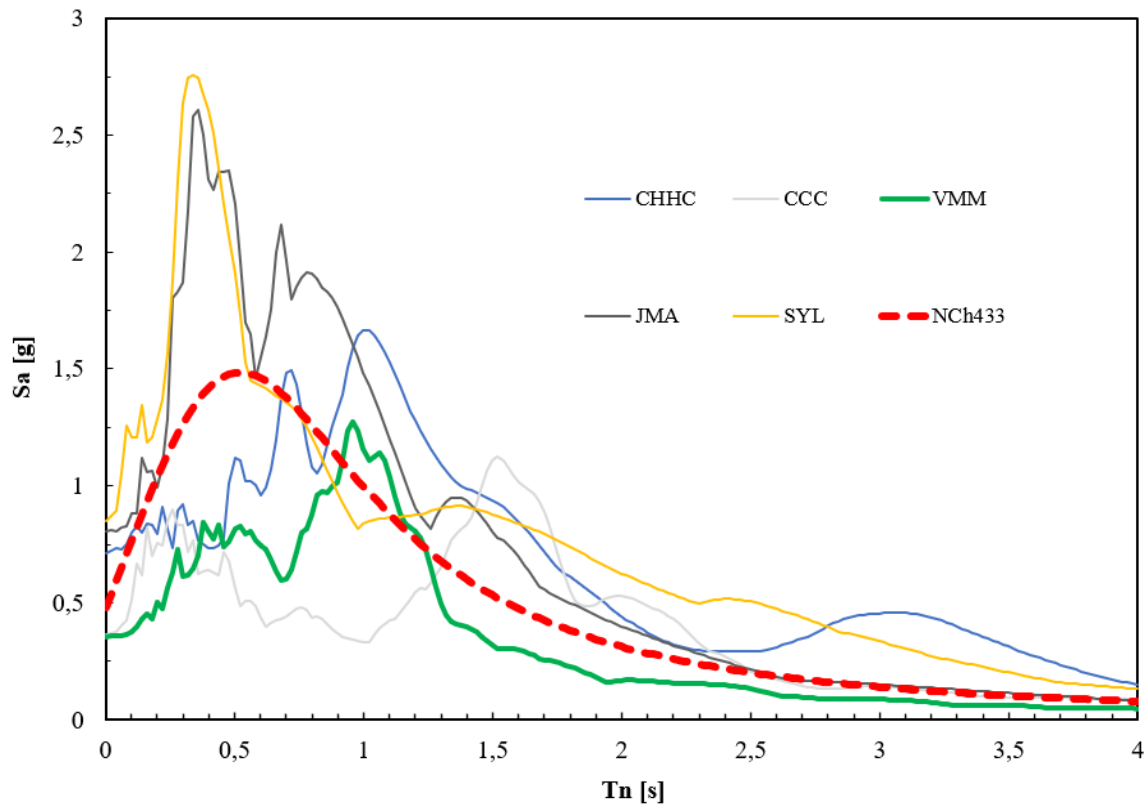


Figura 5.15. Espectros de respuesta de los registros sísmicos y espectro elástico de diseño NCh433

5.3.2 Demandas Globales estructura base fija

5.3.2.1 Demanda de ductilidad global de desplazamientos de techo en el tiempo

En esta sección se define el factor de ductilidad global como la razón entre el desplazamiento de techo y el desplazamiento de techo de fluencia [71], el cual se muestra a continuación:

$$\mu_e = \frac{D_{top}}{D_y} = \frac{DR}{DR_y}$$

μ_e = factor de ductilidad global o estructural

D_{top} = desplazamiento de techo

D_y = desplazamiento de techo de fluencia del edificio

DR = distorsión global del edificio

DR_y = distorsión global de fluencia del edificio

En las Figuras 5.16 a 5.19 se presentan el desplazamiento de techo del sistema en función del tiempo en términos de DR, utilizando el modelo con propiedades inelásticas descrito previamente en la sección 5.2 de este trabajo. Se identifica DR_y , estimado con el análisis incremental como $DR_y=0.3\%$ de la altura total del edificio. Los valores de la demanda de ductilidad global, expresada en términos del máximo factor de ductilidad global alcanzado en los análisis se presentan en la Tabla 5.6.

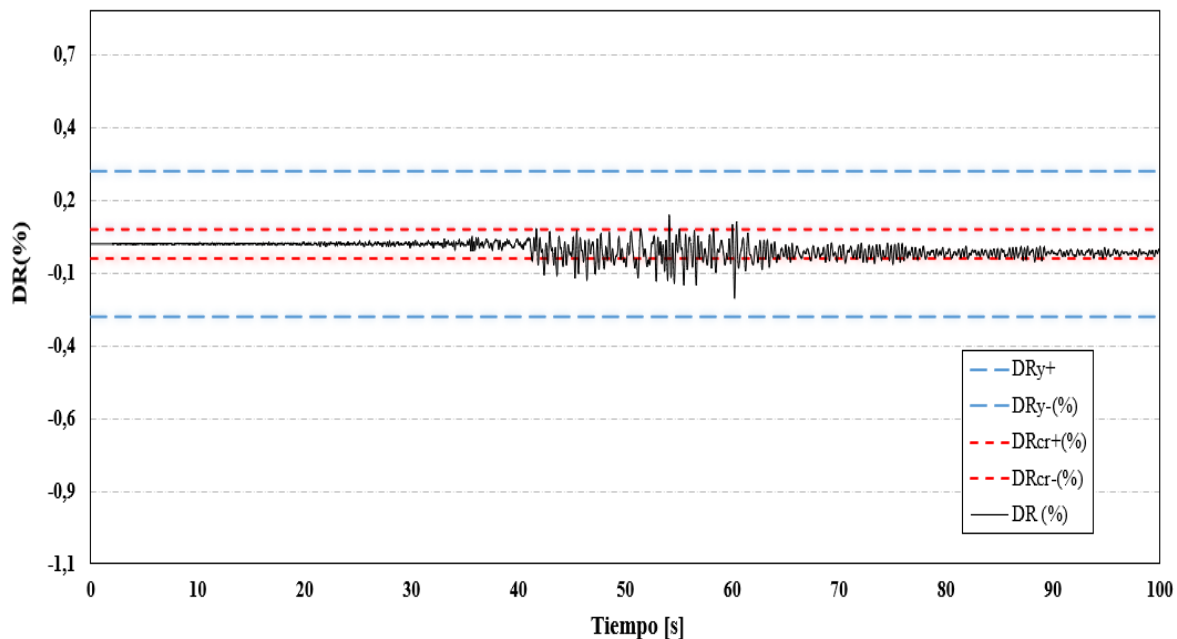


Figura 5.16. Historia de desplazamientos de techo (DR) - Registro Viña del Mar (Chile)

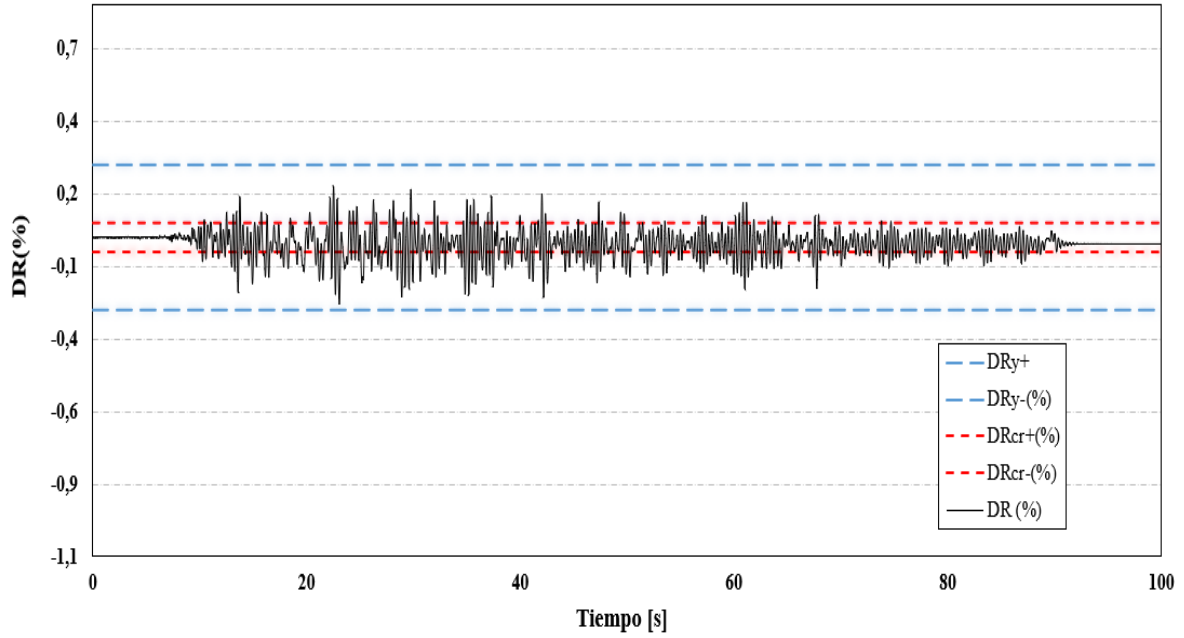


Figura 5.17. Historia de desplazamientos de techo (DR) – Registro Concepción (Chile)

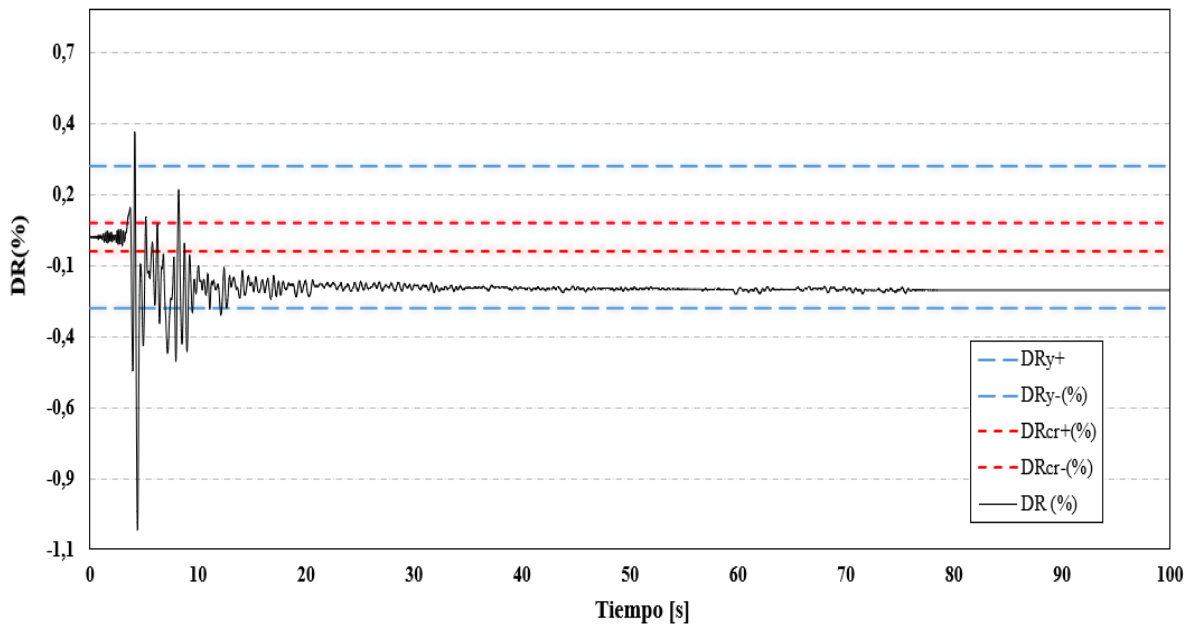


Figura 5.18. Registro de desplazamientos de techo (DR) - Registro Sylmar (Northridge)

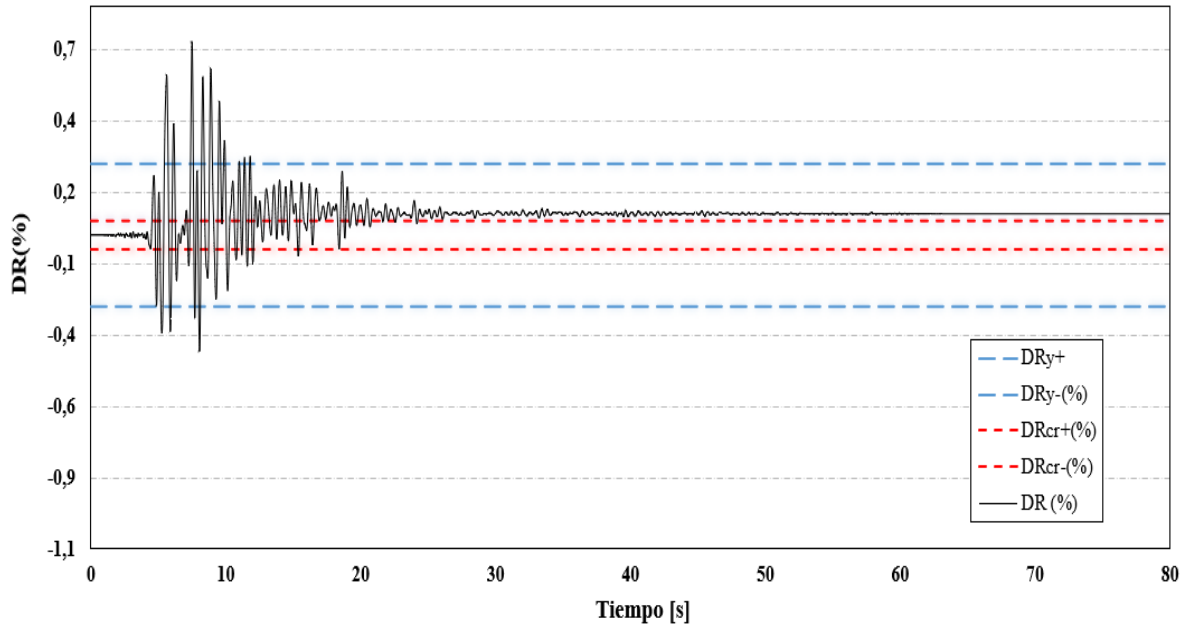


Figura 5.20. Historia de desplazamientos de techo (DR) - Registro JMA (Kobe)

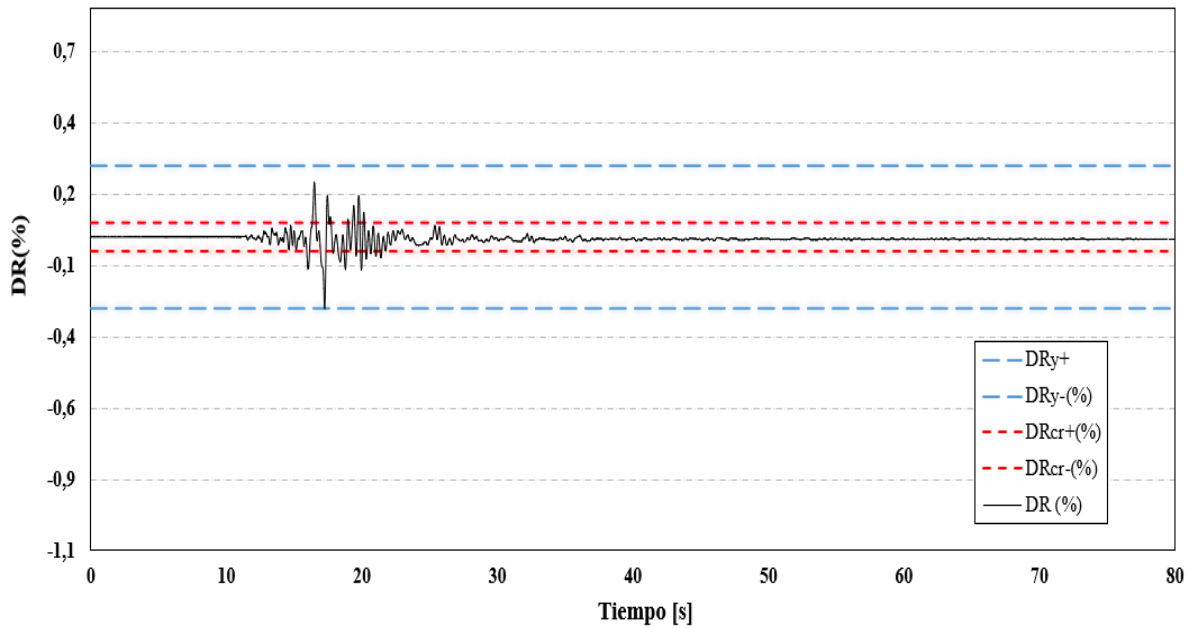


Figura 5.19. Historia de desplazamientos de techo (DR) - Registro Christchurch Hospital

Tabla 5.6. Demanda de desplazamientos globales

Registro	DR _{max} (%)	μ_e^{\max}
Viña	0.19	--
Concepción	0.23	--
Sylmar	1.03	4.12
JMA	0.68	2.71
Christchurch	0.25	1.00

5.3.2.2 Corte Basal – Desplazamiento de techo en el tiempo

En la Figura 5.21 se presenta la relación de corte basal – desplazamiento de techo del sistema estructural en el tiempo para el registro de Sylmar, como un ejemplo. Se observa que no existe una relación clara entre ambos parámetros, ya que se presenta el efecto de los modos superiores de vibrar, siendo imposible definir el desplazamiento de fluencia de la estructura desde la Figura 5.20. Carr [72], destaca este hecho en los resultados de análisis de estructuras compuestas por muros y agrega que se observa la misma tendencia en la interacción de la fuerza de corte de entrepiso y el desplazamiento relativo de entrepiso.

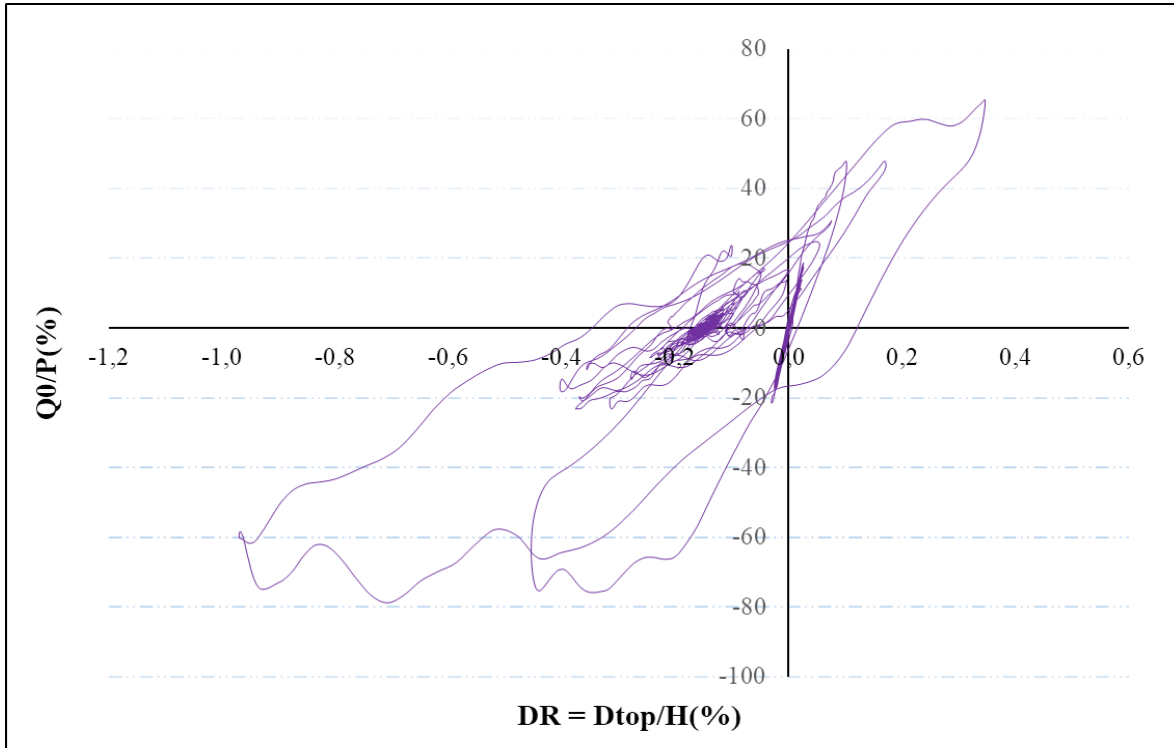


Figura 5.21. Relación corte basal - desplazamiento de techo (Sylmar)

5.3.2.3 Deformadas del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo

En la Figura 5.22, se presenta la deformada del sistema en el instante cuando DR es máximo y mínimo. Se observa que todas las deformadas son típicas del modo fundamental de vibrar de la estructura.

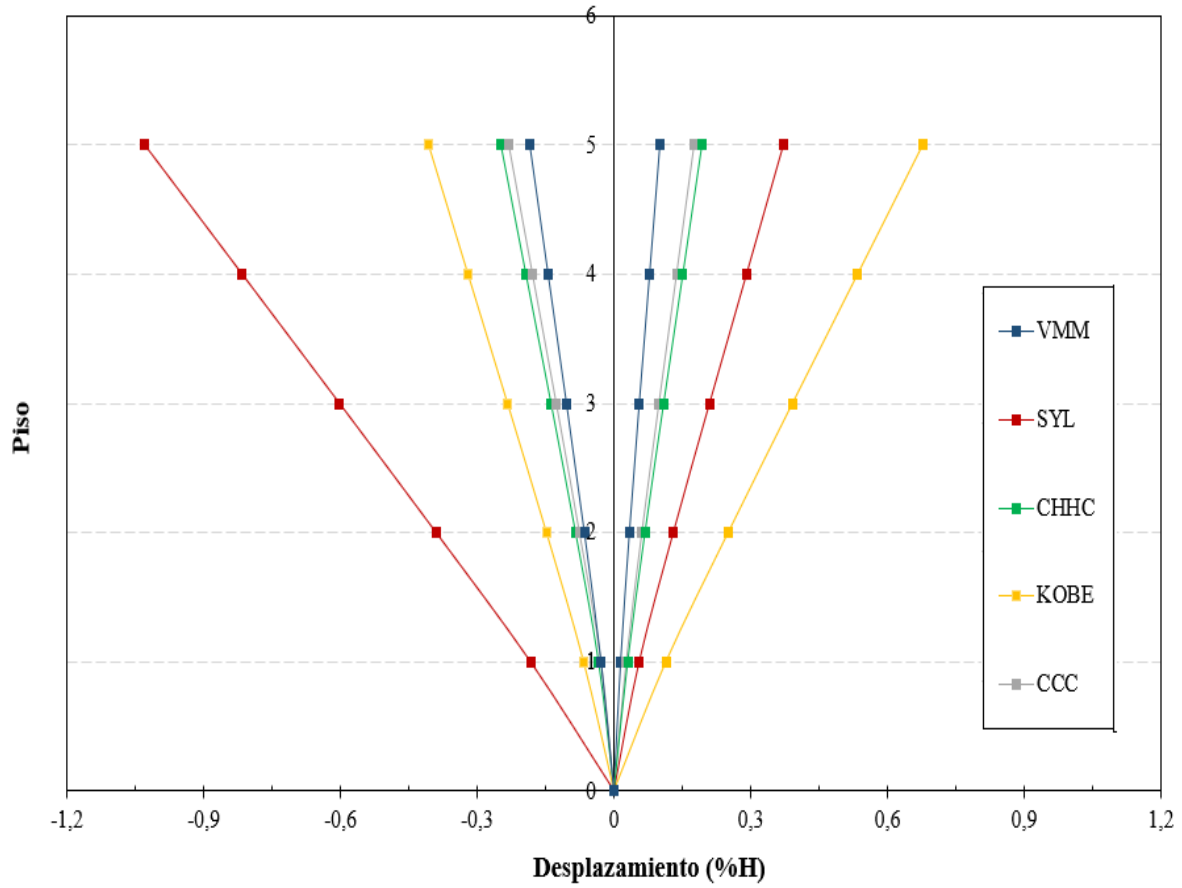


Figura 5.22. Deformada del sistema para DR máximo y mínimo

5.3.2.4 Desplazamientos relativos de entrepiso

En la Figura 5.23 se presentan los máximos desplazamientos relativos de entrepiso alcanzados en los análisis. Las envolventes de desplazamientos relativos de entrepiso en términos del porcentaje de la altura de entrepiso (dr) muestran que la demanda no sobrepasa el 0.6% de la altura de entrepiso en el sentido Y+ y para el caso del sentido Y-, la mayor demanda de dr es aproximadamente de 1% de la altura de entrepiso correspondiente al registro de Sylmar.

Se destaca que el registro de Viña del Mar (VMM) logra estar dentro del límite establecido en la normativa NCh433Of.2012 ($dr_{max} = 0.2\%$), lo contrario ocurre con el registro de Concepción (CCC) donde se evidencia que es sobrepasado el límite de la normativa chilena. La totalidad de los registros extranjeros sobrepasan este límite.

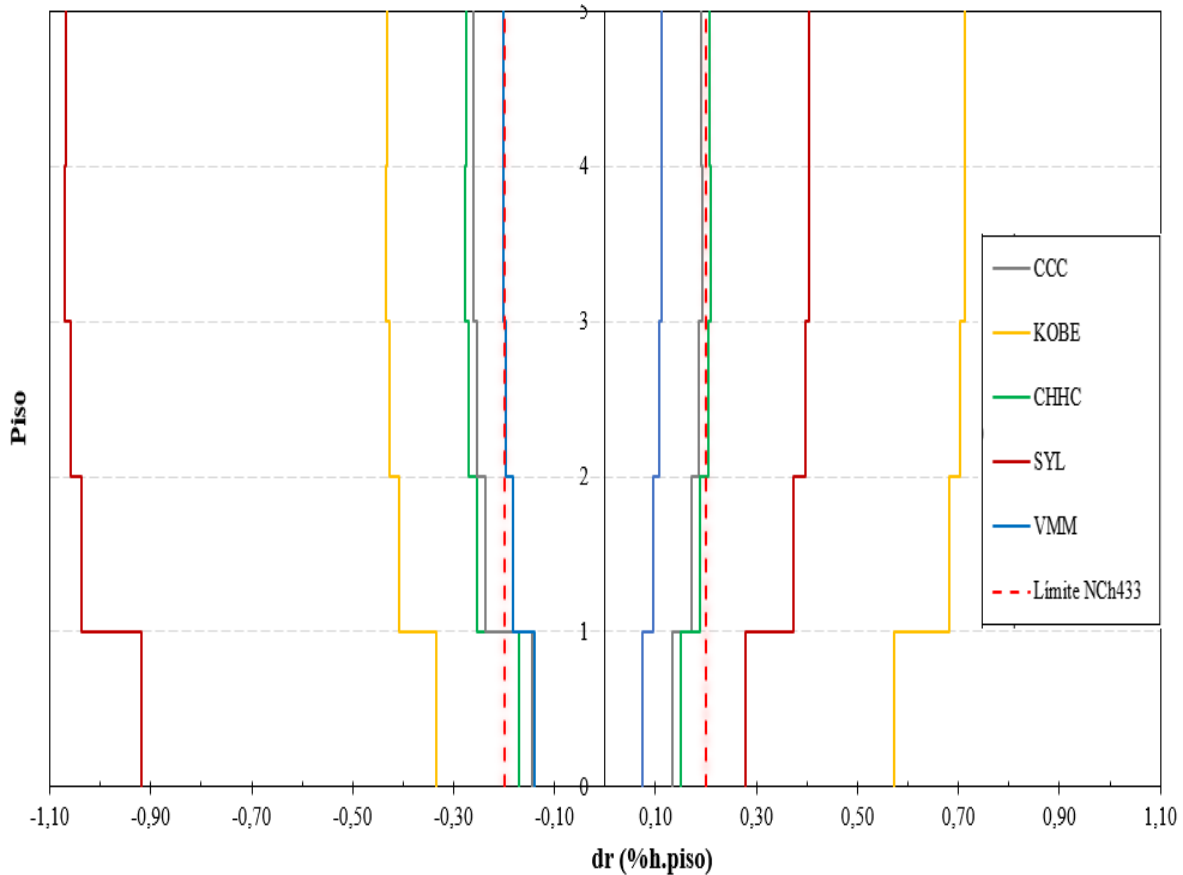


Figura 5.23. Máximos desplazamientos relativos de entrepiso

5.3.2.5 Demanda global de aceleración de techo en el tiempo

Se define el factor de aceleración global de techo como la razón entre el peak de aceleración de techo y el peak de aceleración del registro sísmico en estudio (PGA [g]) el cual se muestra a continuación:

$$\alpha_{max}^t = \frac{PAT}{PGA}$$

α_{max}^t = aceleración global de techo

PAT = peak de aceleración de techo en el tiempo

PGA = peak de aceleración del registro sísmico

En las Figuras 5.24 a 5.28 se presentan las aceleraciones de techo del sistema en función del tiempo en términos de la gravedad, se muestra además el peak de aceleración alcanzado por cada registro sísmico.

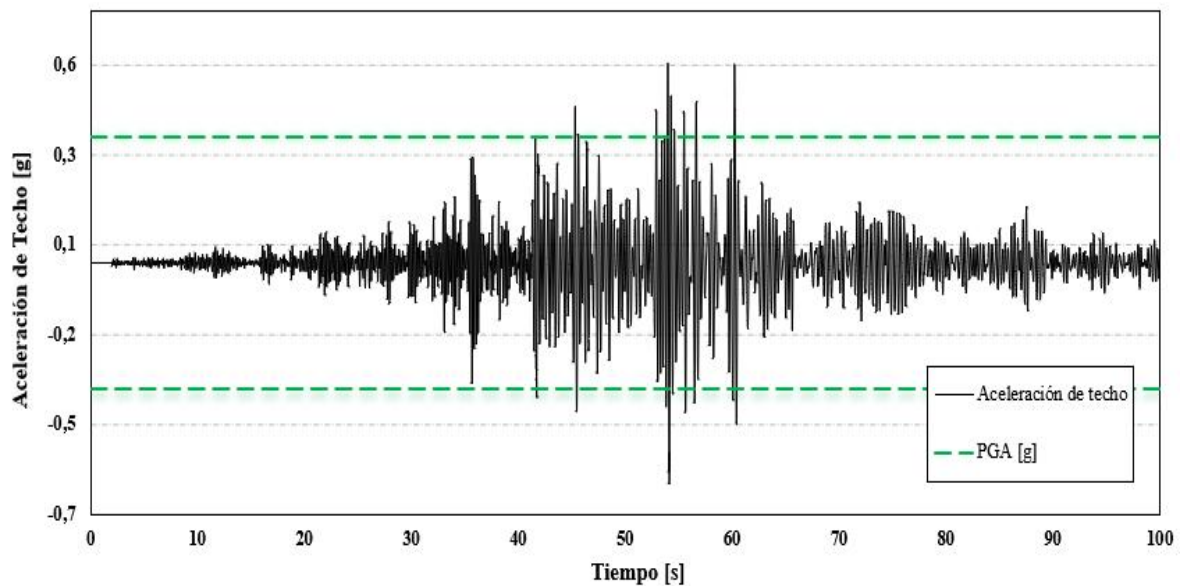


Figura 5.24. Aceleración de techo en el tiempo, registro Viña del Mar

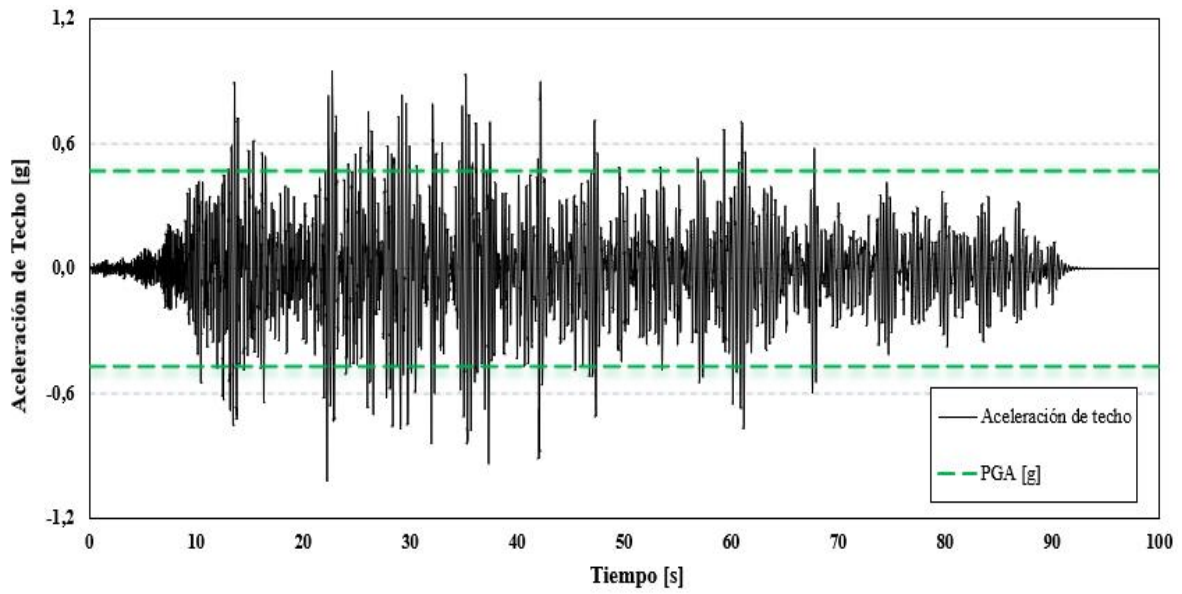


Figura 5.25. Aceleración de techo en el tiempo, registro Concepción

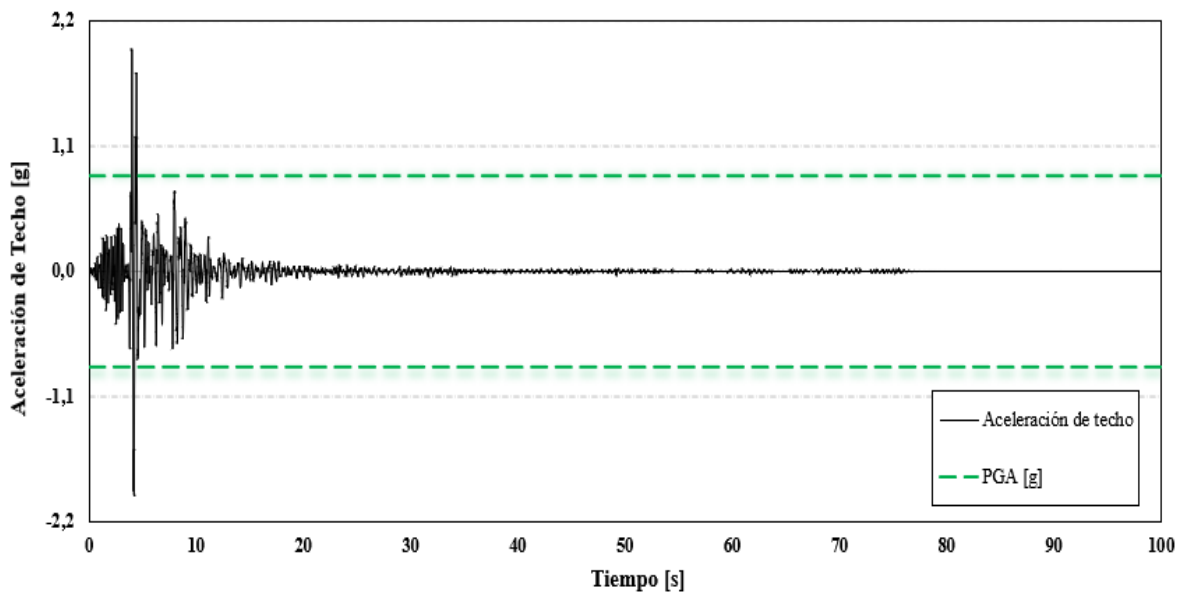


Figura 5.26. Aceleración de techo en el tiempo, registro Sylmar

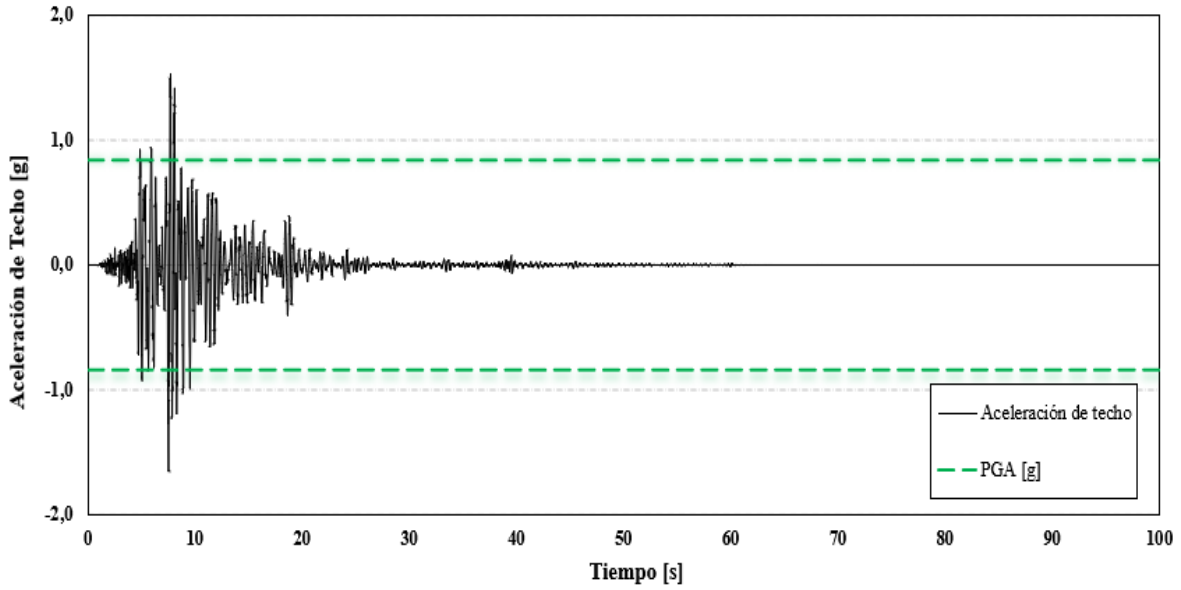


Figura 5.28. Aceleración de techo en el tiempo, registro JMA

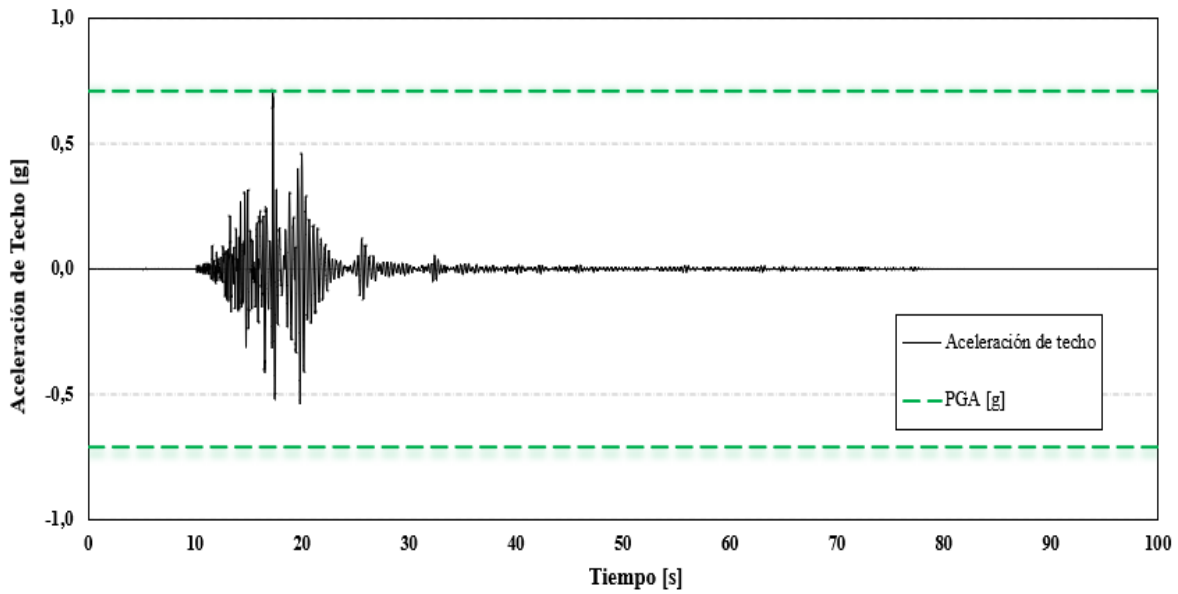


Figura 5.27. Aceleración de techo en el tiempo, registro CHHC

Tabla 5.7. Factor de aceleración global de techo

Registro	α_{max}^t
Viña del Mar	1.75
Concepción	2.17
Sylmar	2.34
Kobe	1.97
Christchurch	1.01

5.3.3 Demandas en muros

5.3.3.1 Envolventes de momento

En las Figuras 5.29, 5.30 y 5.31 se presentan las envolventes de momento de 3 muros tipo (T1, L4 y machón) obtenidas para cada registro, junto con los valores nominales provenientes del análisis del diagrama momento curvatura y los valores requeridos según la NCh433Of.2012.

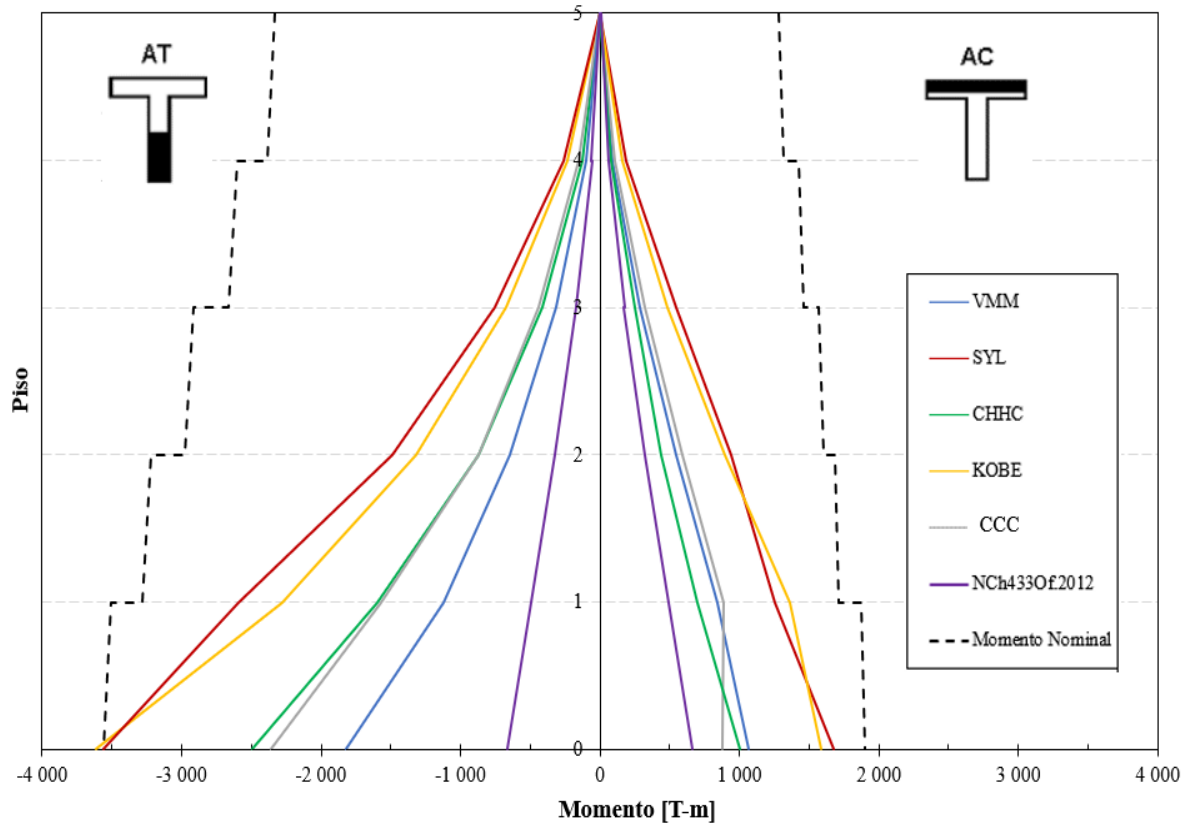


Figura 5.29. Envolvente de momentos muro T1

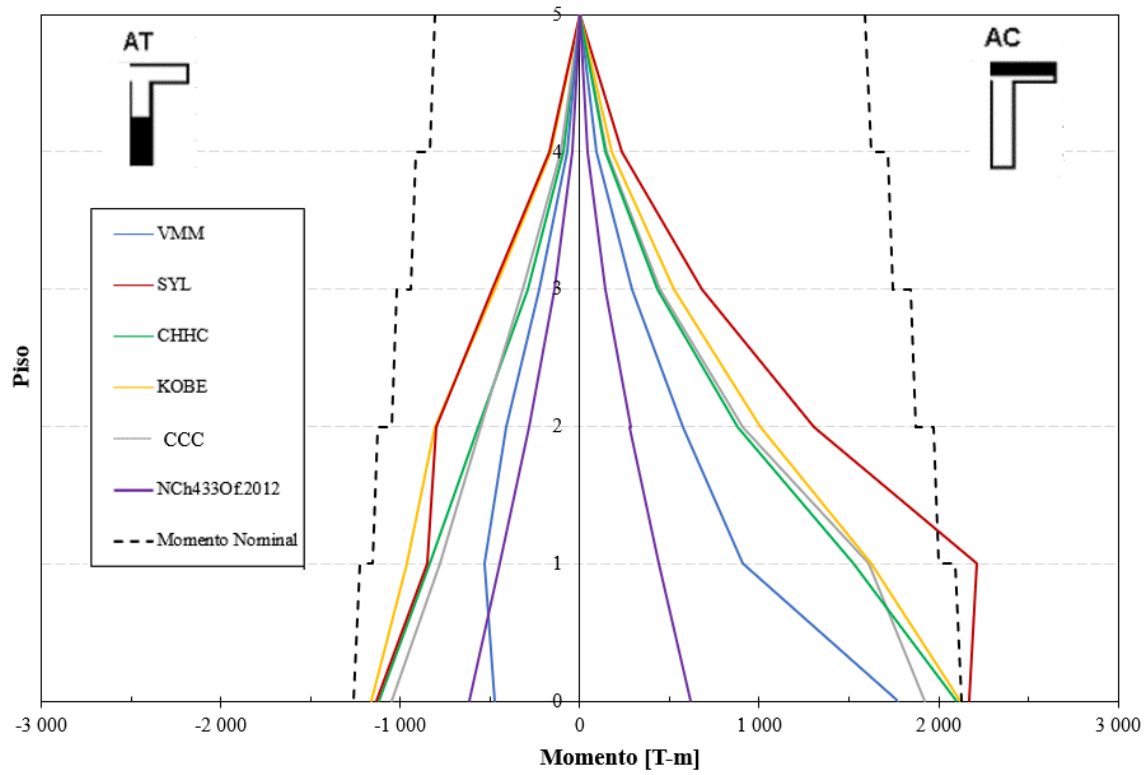


Figura 5.30. Envolvente de momento muro L4

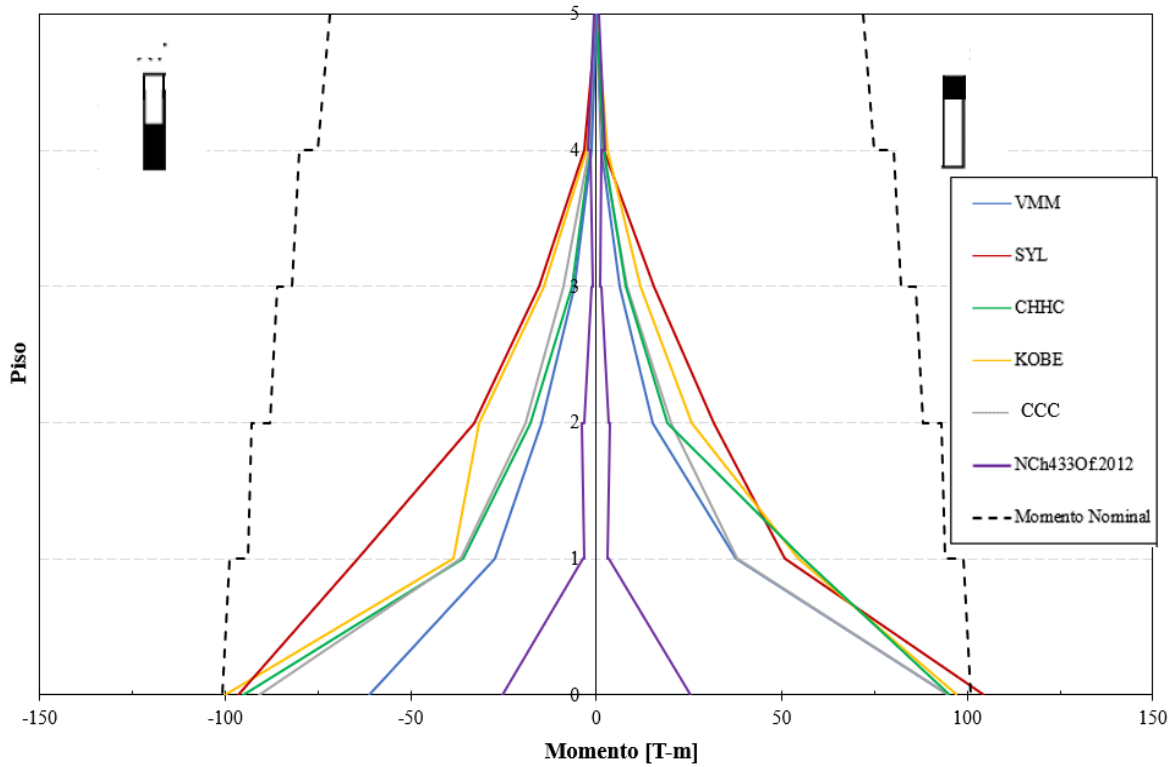


Figura 5.31. Envolvente de momento Machón

En los gráficos mostrados anteriormente de envolventes de momento, se indican las zonas en que ocurren deformaciones inelásticas (fluencia) en la altura de los muros, dependiendo de su cercanía con respecto a las envolventes de momento nominal. Se aprecia que se producirá incursión en el rango inelástico en pisos inferiores, aunque en pequeña medida. En la base se observa un comportamiento inelástico recurrente para gran parte de los registros sísmicos extranjeros, lo contrario ocurre con los registros chilenos, los que muestran una respuesta prácticamente elástica.

5.3.3.2 Envolventes de corte

En las figuras 5.32, 5.33 y 5.34 se presentan las envolventes de corte, obtenidas para cada registro. Se compara con la resistencia nominal de corte suministrada en el diseño efectuado anteriormente de la estructura y con el corte requerido según la norma NCh433Of.2012.

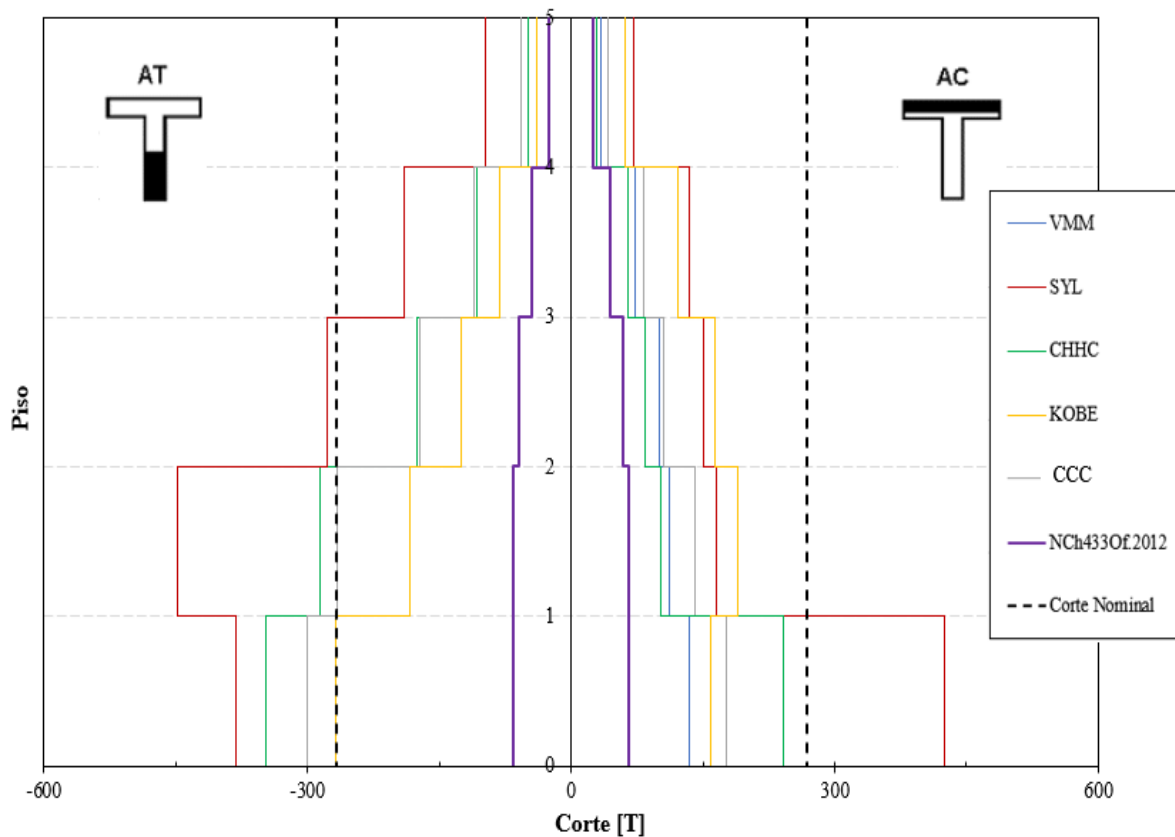


Figura 5.32. Envolvente de corte muro T1

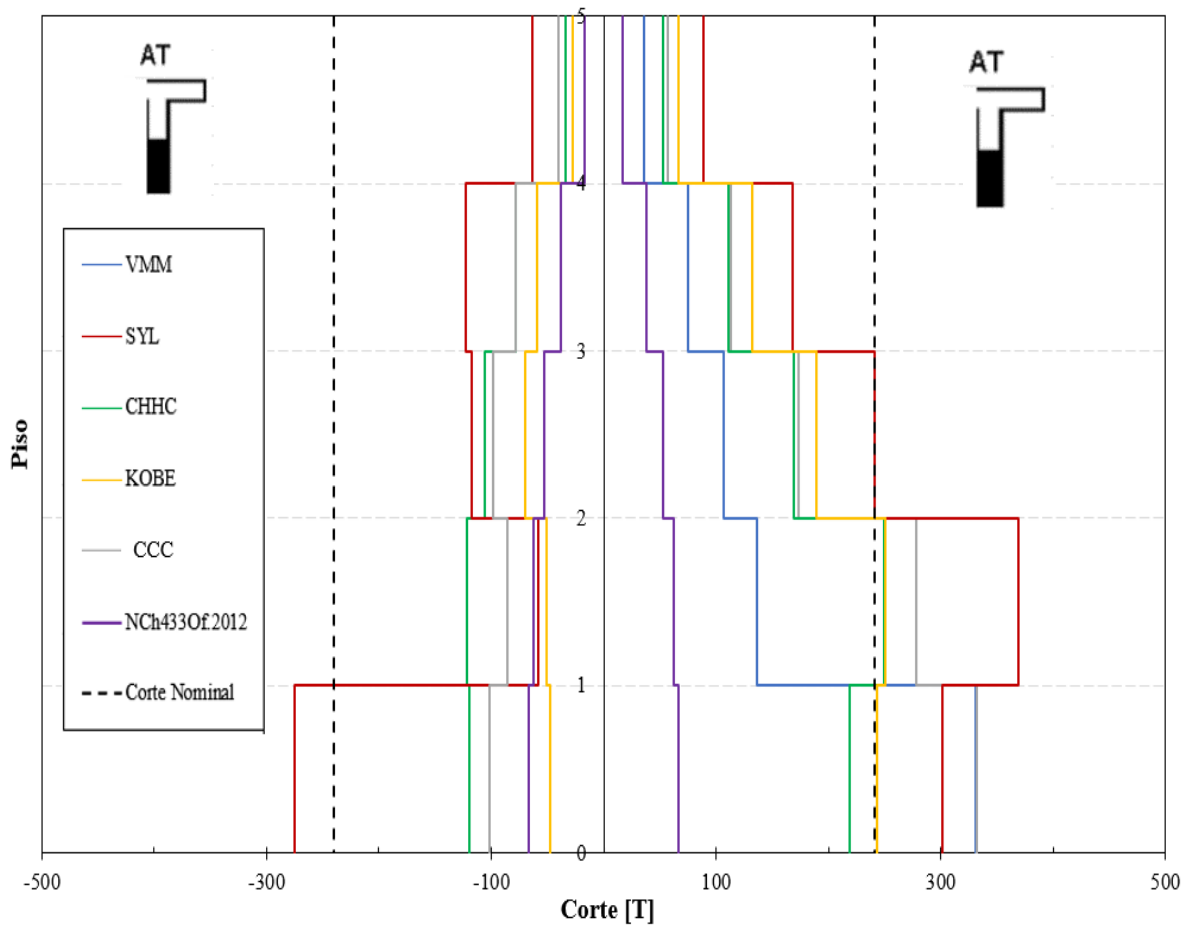


Figura 5.33. Envoltura de corte muro L4

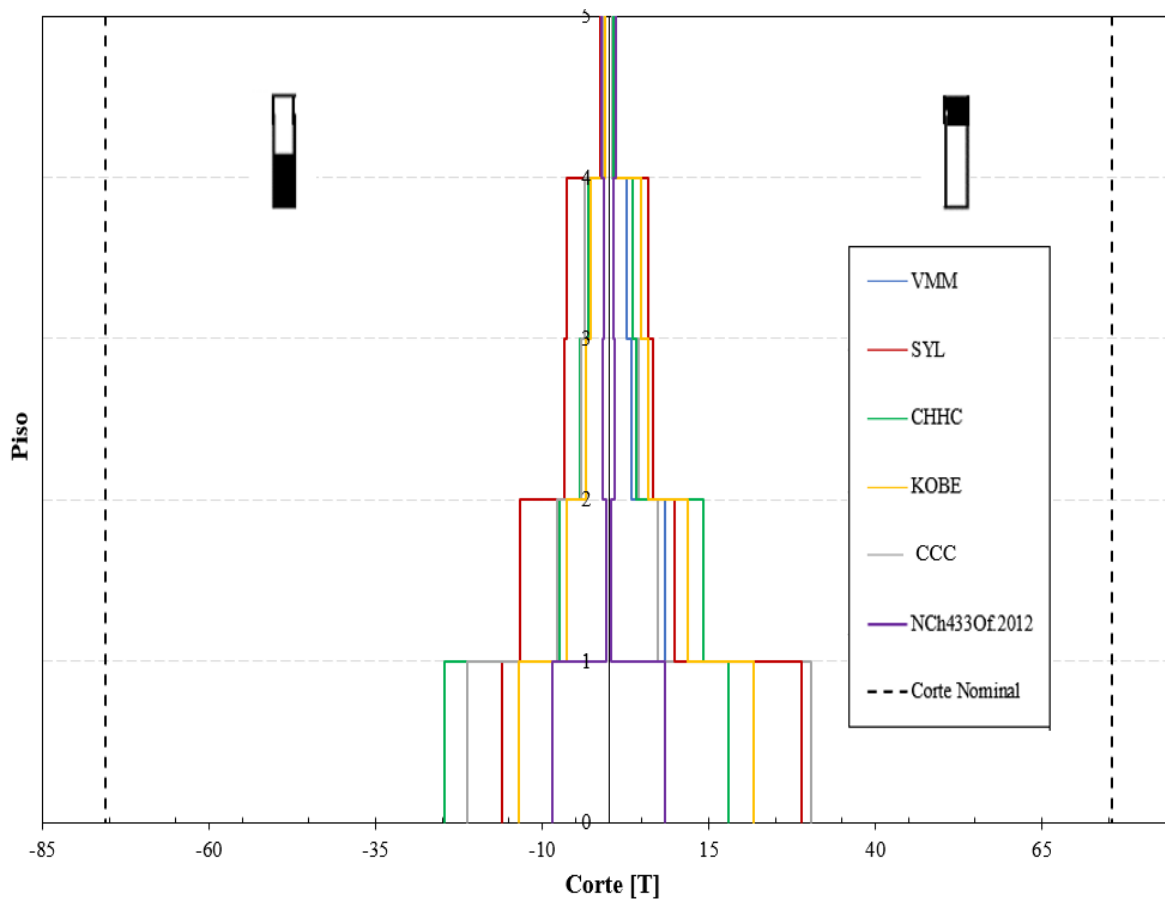


Figura 5.34. Envolvente de corte Machón

Las envolventes de corte muestran que la demanda sobrepasa el corte nominal suministrado el diseño previo de la estructura según la normativa vigente en Chile, para el caso de los ejemplares Muro T1 y Muro L4, esto es posible debido al alcance de este modelo, el cual mantiene características elásticas en la altura y concentra la plasticidad de los muros en la base, esto permite demostrar. De manera contraria, para el caso del machón, el corte nominal suministrado cumple las demandas provocadas por la totalidad de las excitaciones sísmicas en estudio.

Para el caso de los ejemplares T1 y L4, se concluye que es necesaria la incorporación del parámetro de amplificación dinámica ω_v y modificar el diseño al corte por capacidad.

5.3.3.3 Momento – Curvatura en la base

En los gráficos de las Figuras 5.35 a 5.49 se presentan las curvas de la historia momento – curvatura para la sección en la base de los T1, L4 y machón, para los cinco registros seleccionados. La escala en el eje de las curvaturas corresponde a rangos aproximadamente equivalentes a una distorsión global del edificio del orden del 1.1%, considerando que la respuesta inelástica del edificio estará dominada por el comportamiento en flexión de los muros. En los gráficos, se destaca la curvatura objetivo correspondiente al estado nominal presentada anteriormente en la Tabla 5.3 y las curvaturas calculadas y expuestas previamente en la Tabla 5.2, para las secciones de muros actuando con el ala comprimida (AC) y ala traccionada (AT).

❖ **Viña del Mar**

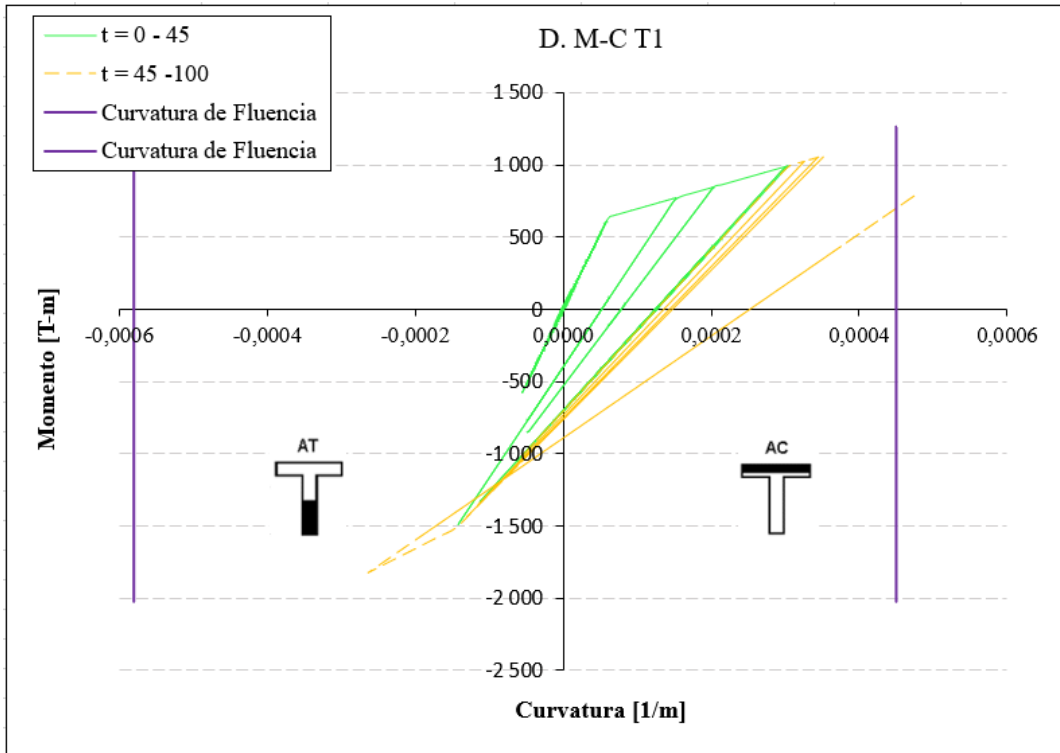


Figura 5.35. Momento - Curvatura muro T1, registro Viña del Mar

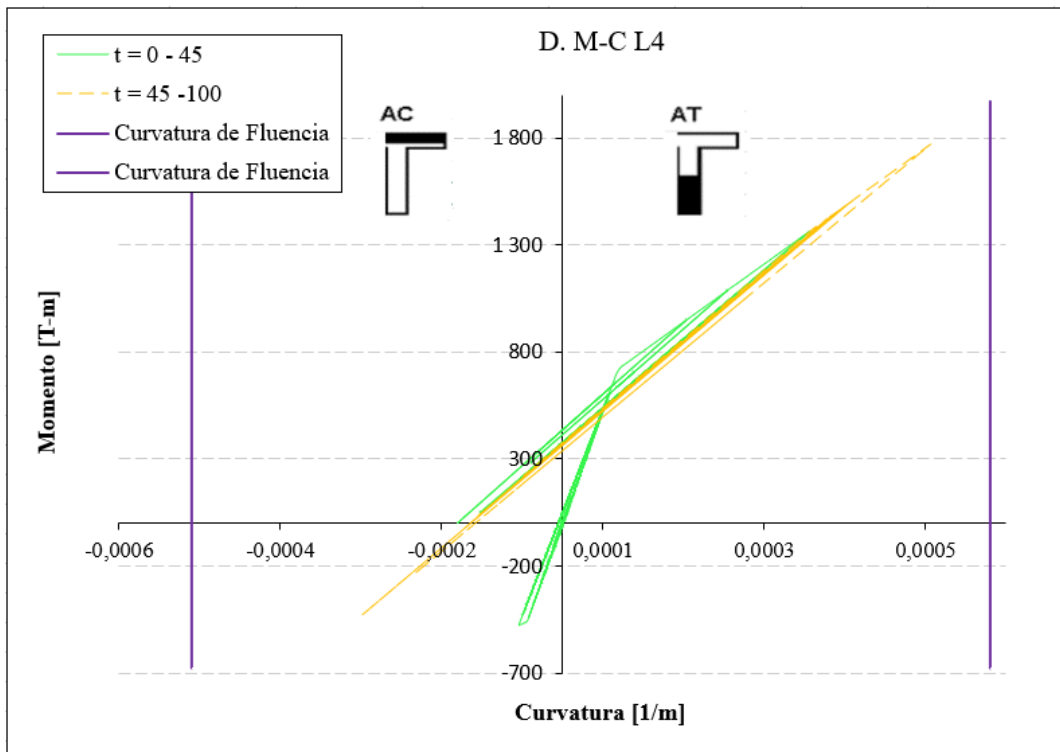


Figura 5.36. Momento - Curvatura muro L4, registro Viña del Mar

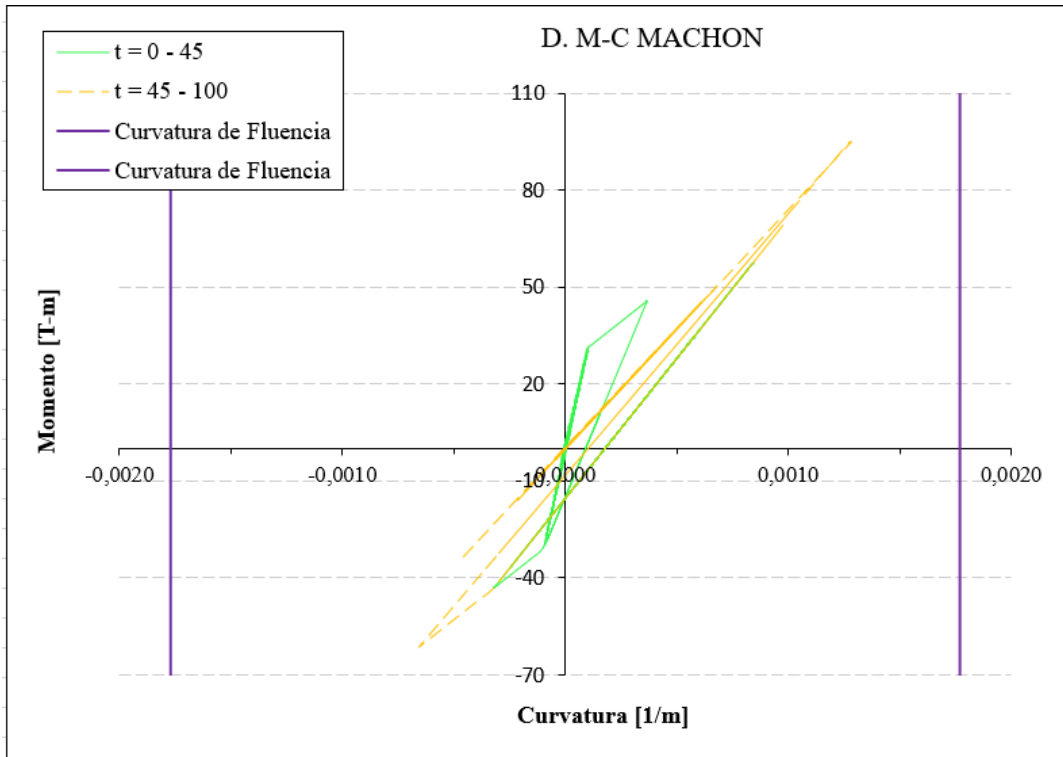


Figura 5.37. Momento - Curvatura machón, registro Viña del Mar

❖ **Concepción Centro**

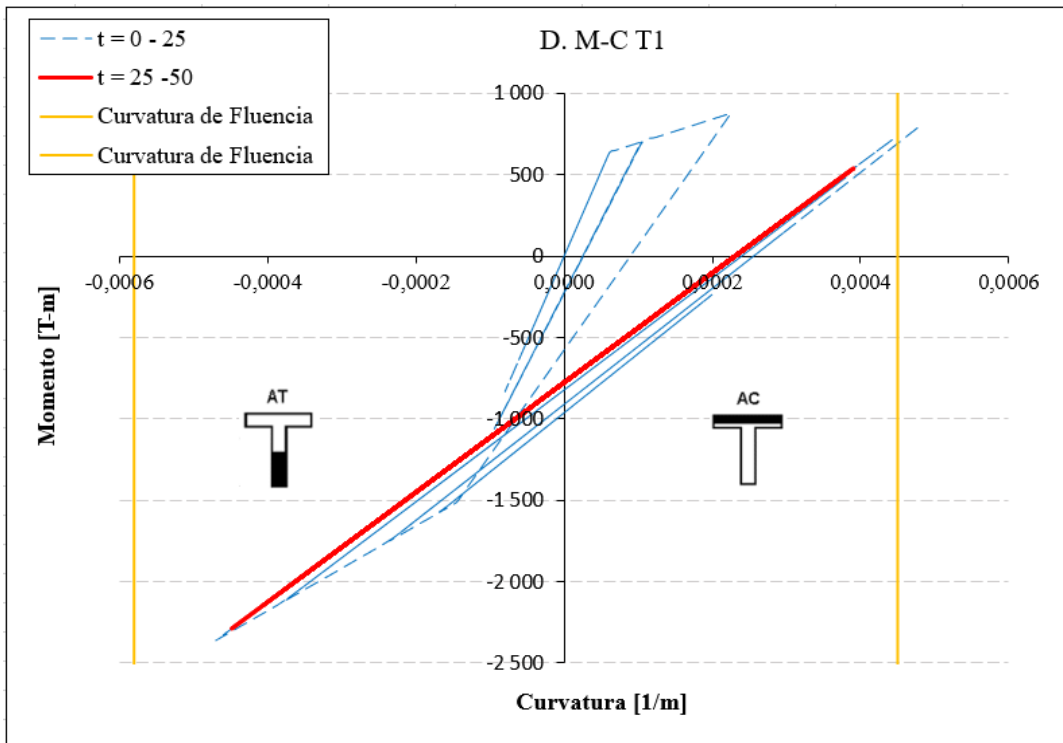


Figura 5.38. Momento - Curvatura muro T1, registro Concepción

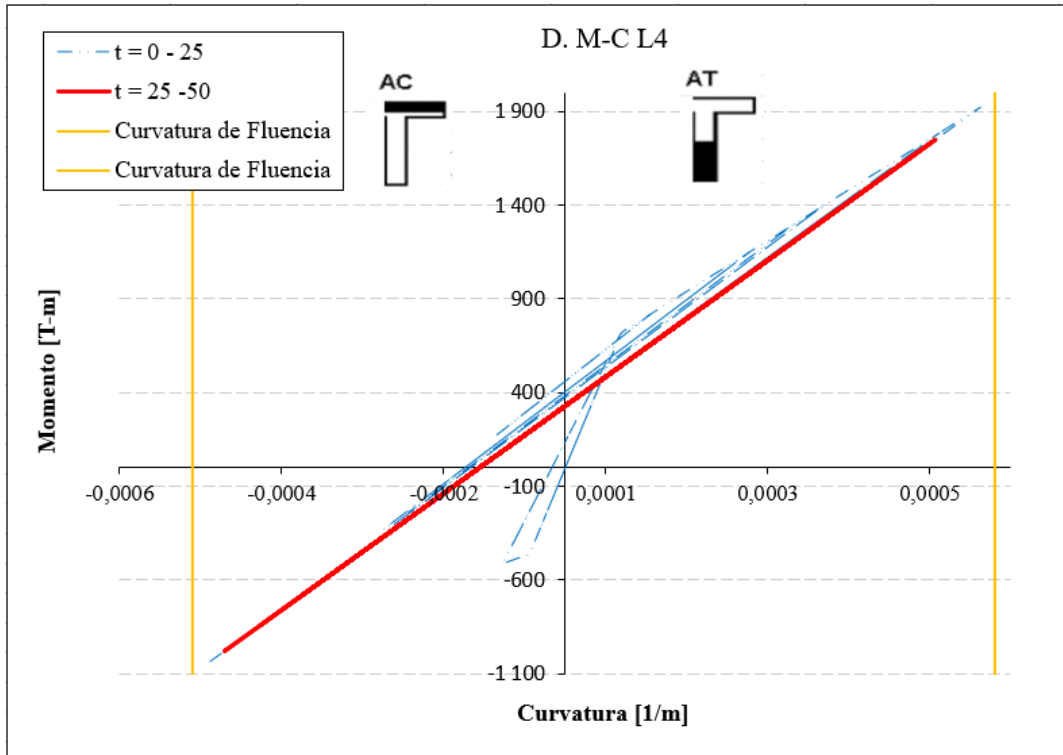


Figura 5.39. Momento - Curvatura muro L4, registro Concepción

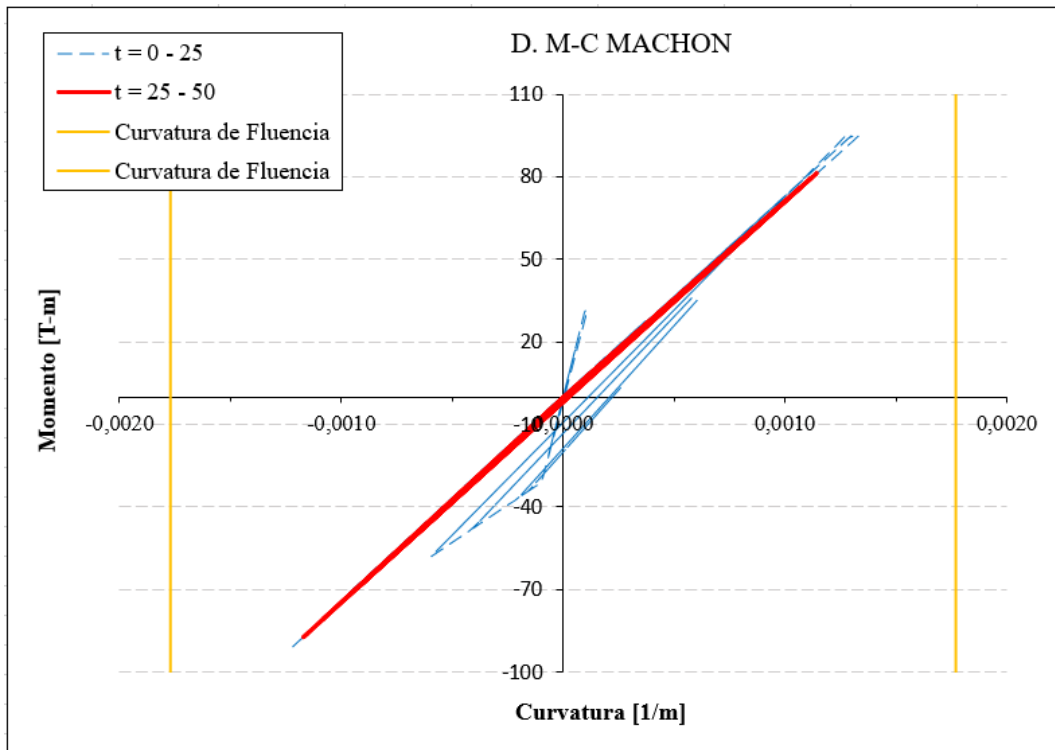


Figura 5.40. Momento - Curvatura machón, registro Concepción

❖ **Sylmar (Northridge)**

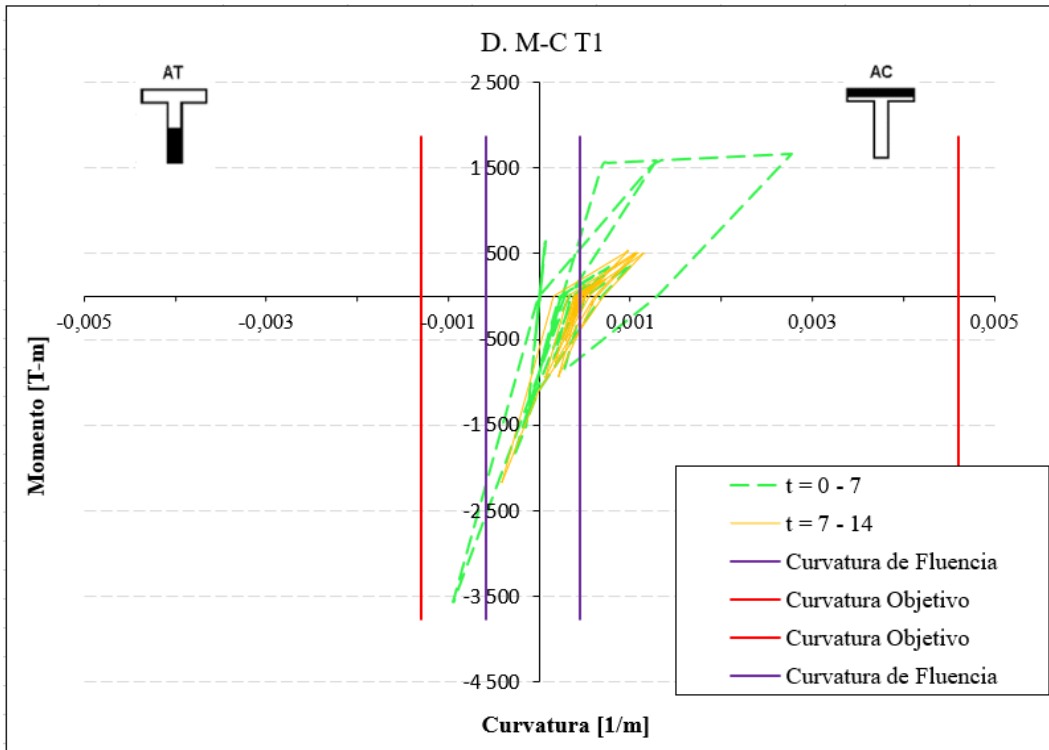


Figura 5.41. Momento - Curvatura muro T1, registro Sylmar

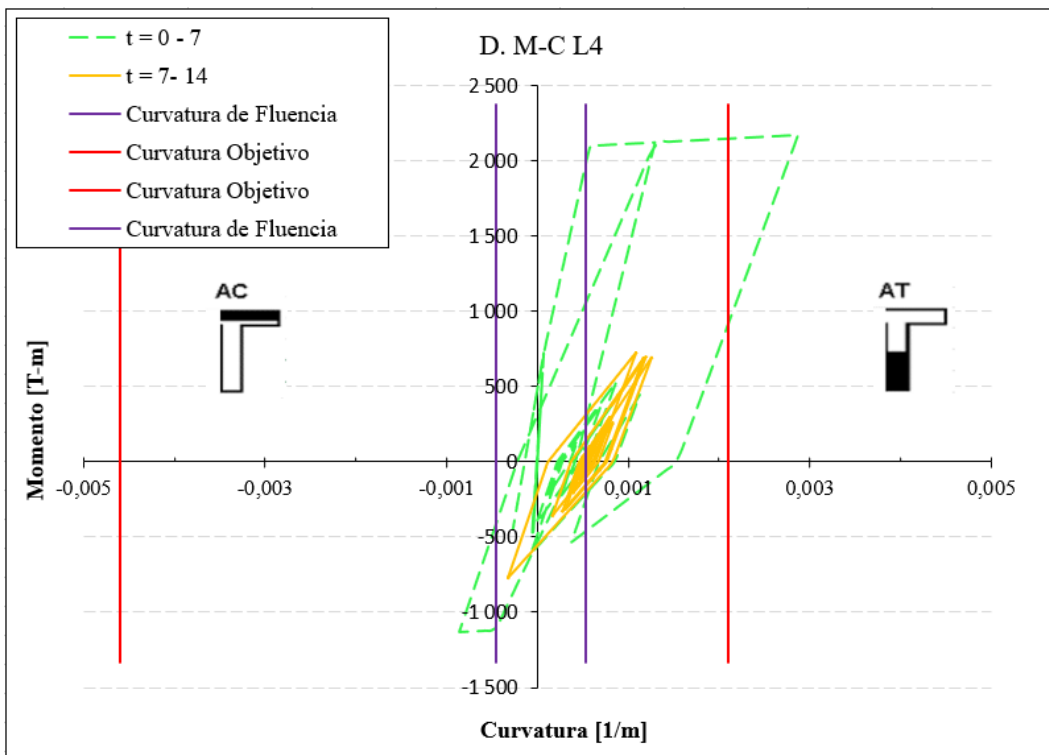


Figura 5.42. Momento - Curvatura muro L4, registro Sylmar

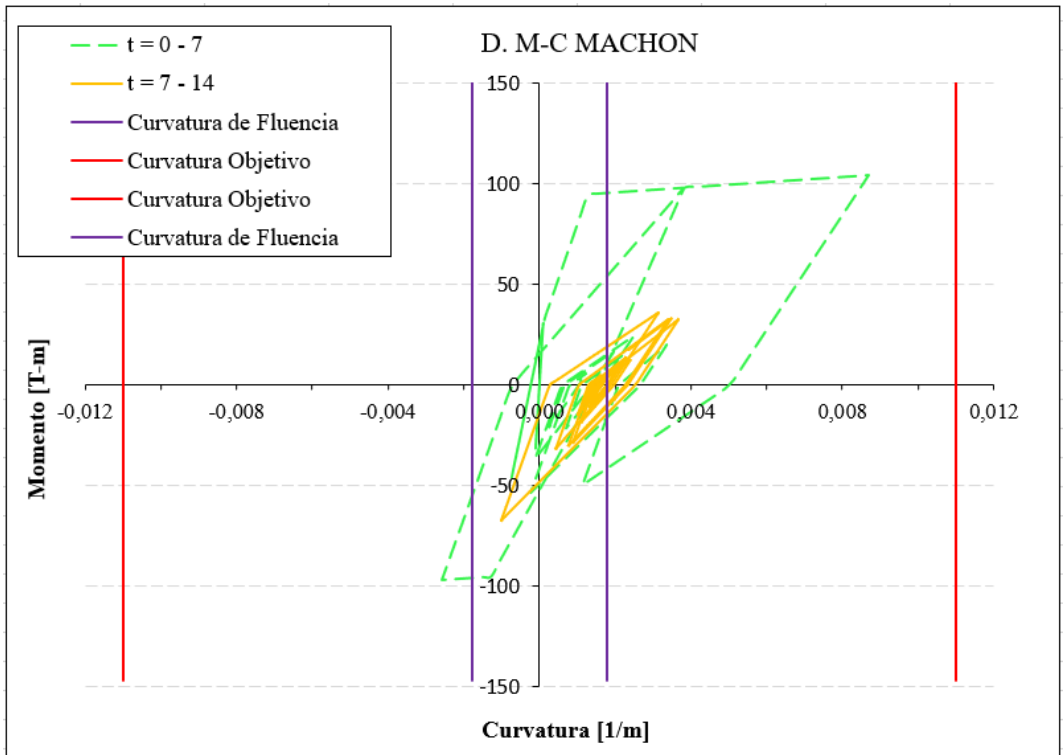


Figura 5.43. Momento - Curvatura machón, registro Sylmar

❖ **JMA (Kobe)**

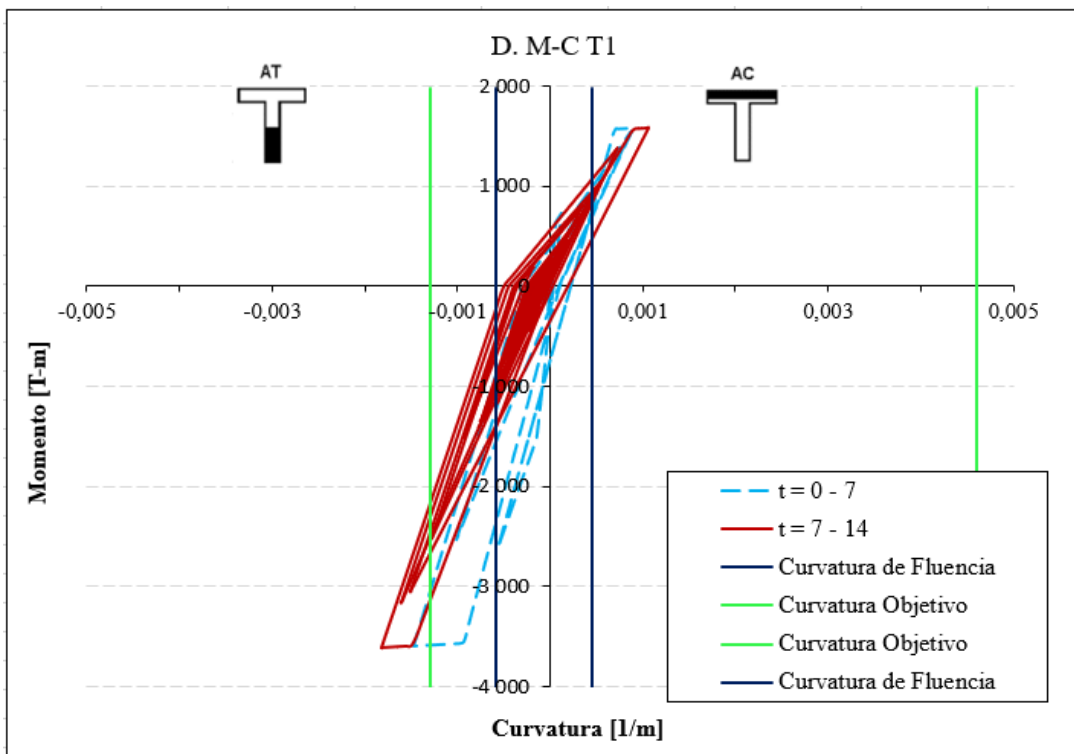


Figura 5.44. Momento - Curvatura muro T1, registro JMA

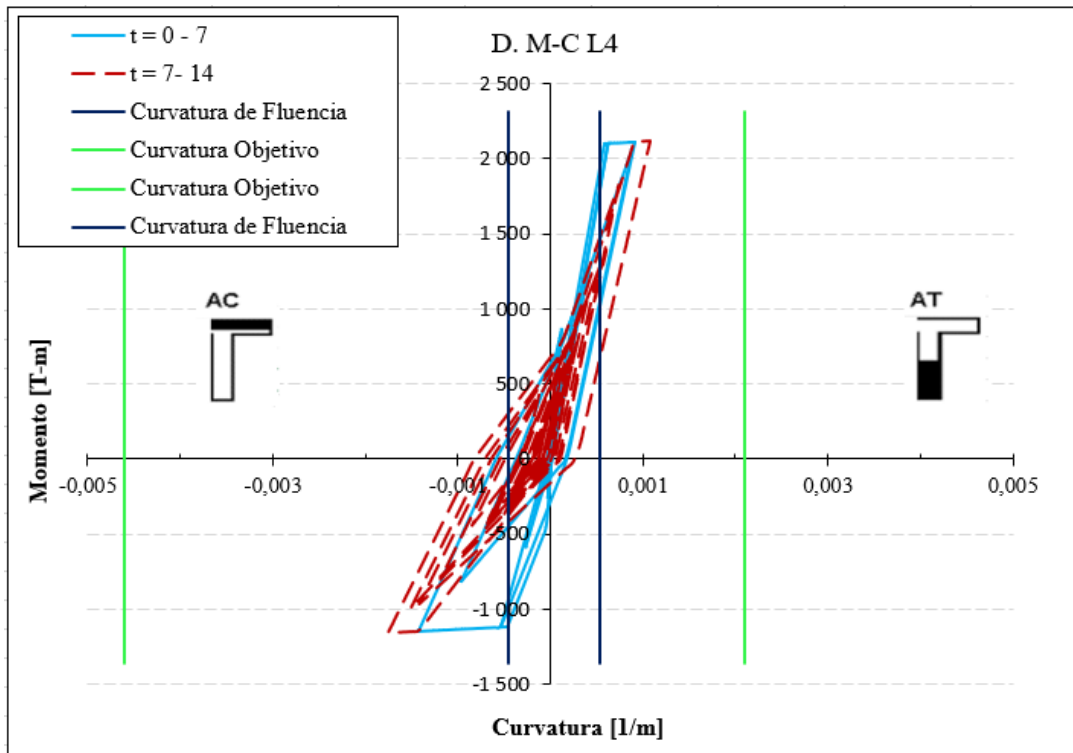


Figura 5.45. Momento - Curvatura muro L4, registro JMA

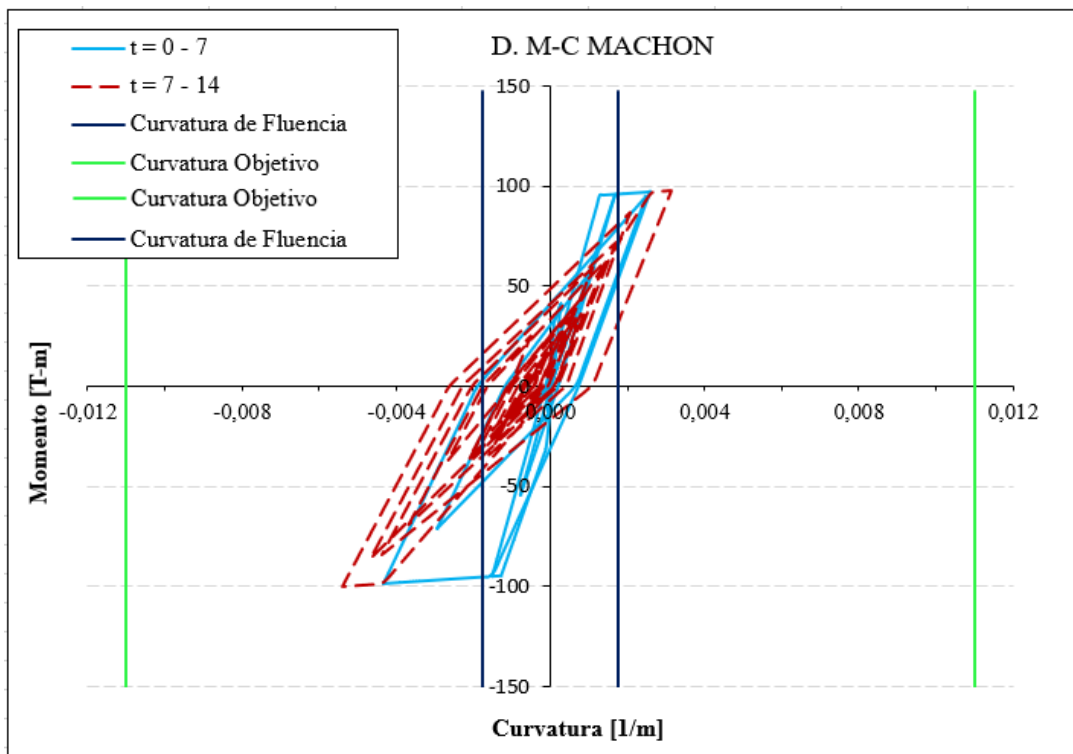


Figura 5.46. Momento - Curvatura machón, registro JMA

❖ **Christchurch**

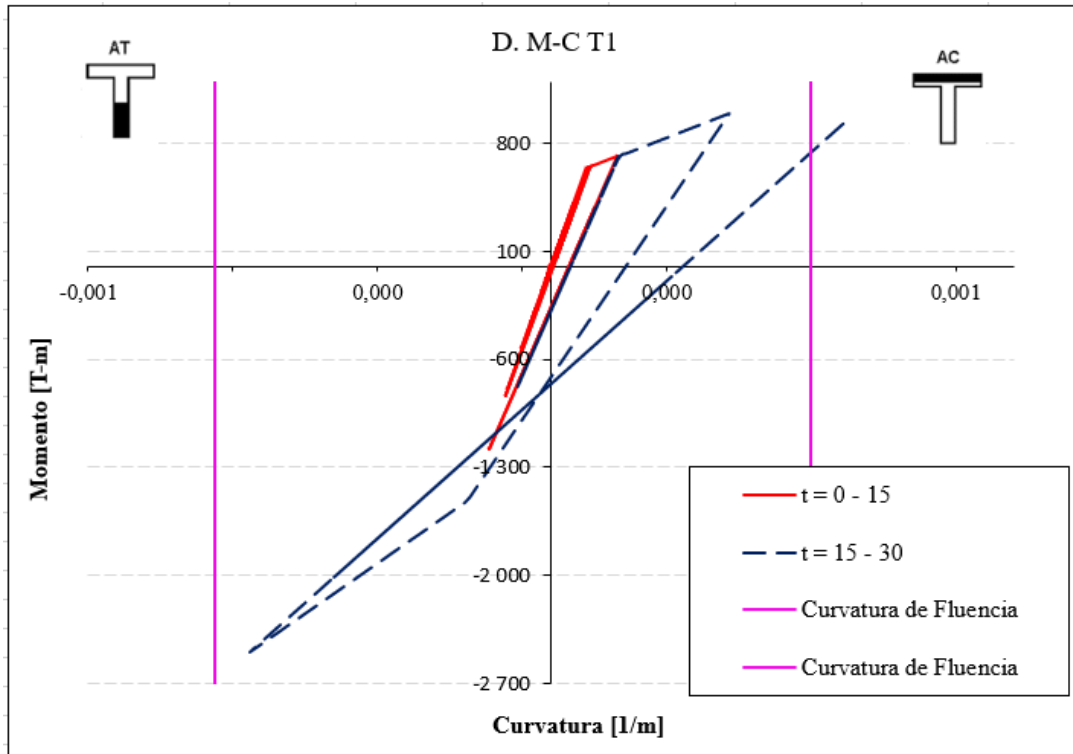


Figura 5.47. Momento - Curvatura muro T1, registro Christchurch

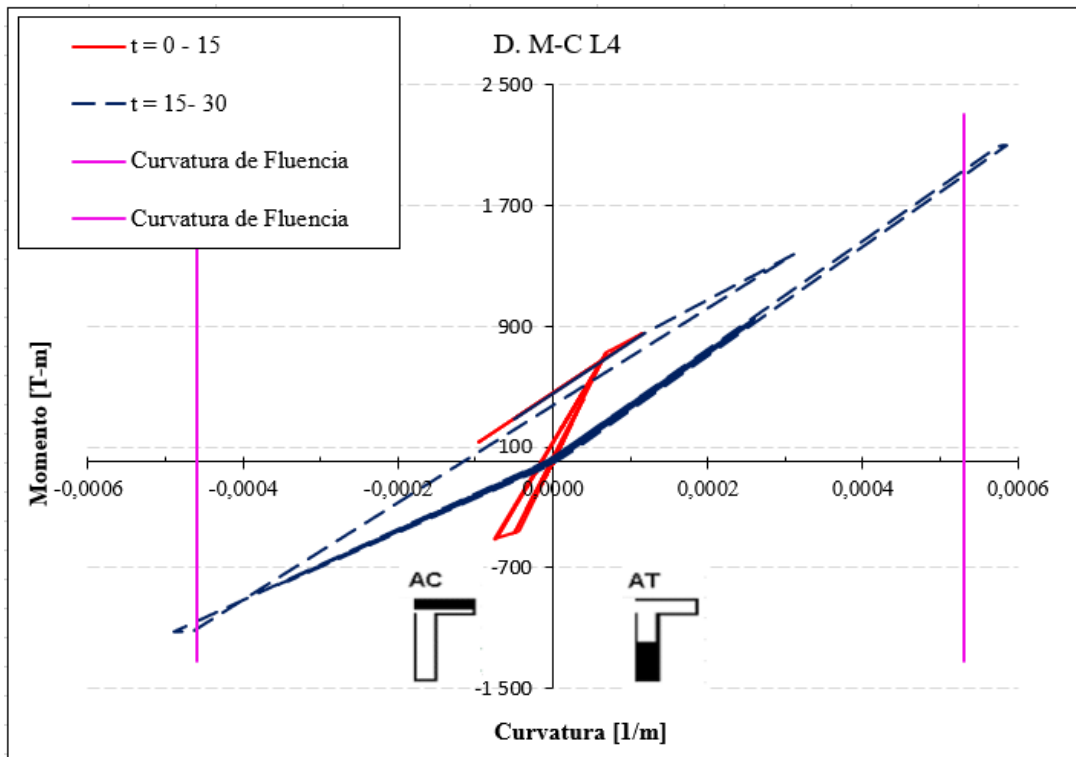


Figura 5.48. Momento - Curvatura muro L4, registro Christchurch

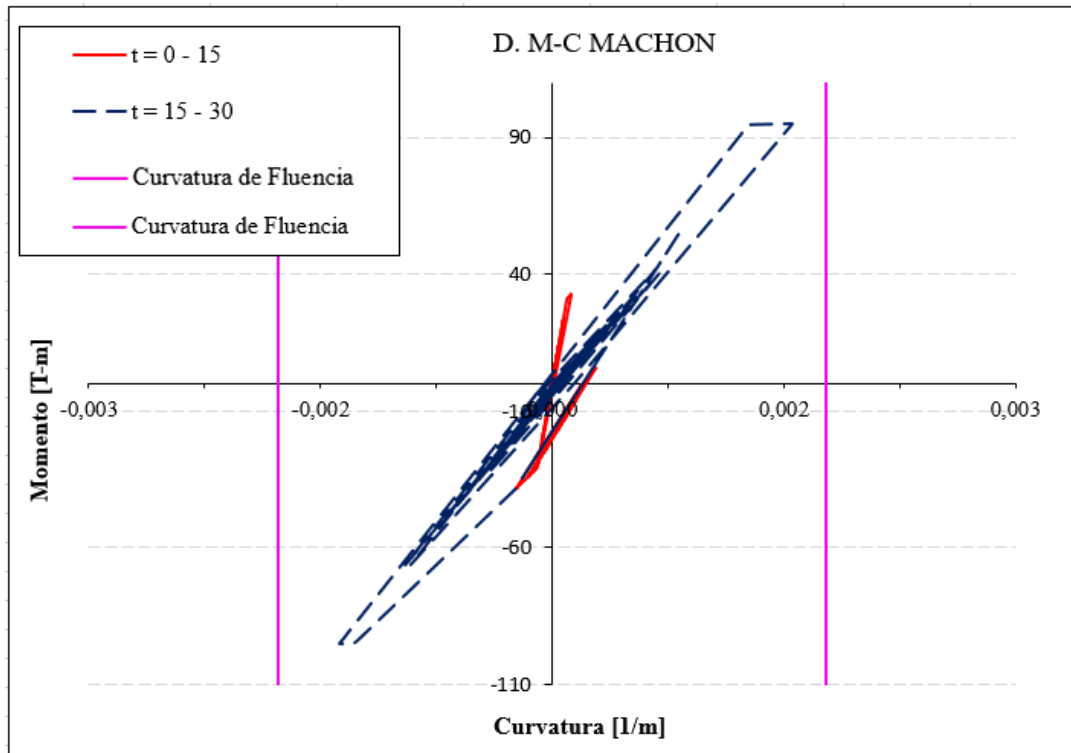


Figura 5.49. Momento - Curvatura machón, registro Christchurch

En las figuras anteriores se observa la diferencia en las curvas de histéresis, dependiendo si es que se presenta incursión en el rango no lineal y en el caso existir, que muro incursiona primero, esto es coherente con la idea que el edificio experimentara desplazamientos residuales en la dirección del muro que primero se agriete considerablemente.

La forma de los diagramas presenta una idea de los destructivo que puede ser el sismo, reflejando además el tipo de terremoto. En el caso de los registros sísmicos chilenos, se observa un comportamiento prácticamente elástico con agrietamiento limitado. En el caso de Sylmar (Northridge) se refleja la característica impulsiva del terremoto de falla cercana, provocando que el nivel de las incursiones inelásticas sea muy elevado en un intervalo de tiempo acotado, la respuesta muestra que el edificio experimenta grandes y repentinas incursiones no lineales, que podrían indicar resonancia, se muestra un gran daño en el muro L4 el cual alcanza demandas de curvatura por sobre la Curvatura Objetivo. JMA (Kobe) muestra un escenario similar al de Sylmar, presentando evidentes incursiones no lineales y con un daño considerable en el muro T1 en donde se ve sobrepasada la Curvatura Objetivo. Por otra parte, Christchurch presenta un comportamiento cuasi-elástico, con pequeñas incursiones en el rango post-fluencia, además se presenta un equilibrio en la dirección del daño, es decir, no se muestra una gran inclinación hacia algún sentido del análisis.

Capítulo VI: Análisis No Lineal Dinámico Estructura con Aislación Basal LRB y Sliders

En este capítulo se presenta el modelo para el análisis inelástico en dirección Y del plano horizontal que se llevó a cabo para el caso de la estructura con aislación basal, describiendo las reglas de histéresis utilizadas en los distintos dispositivos que componen el sistema de aislación (Sliders y Dispositivos de aislación LRB).

Se presentan los resultados de los análisis Tiempo-Historia realizados al modelo utilizando el programa RUAUMOKO [14] Aplicando los 5 registros estudiados anteriormente y llevando a cabo los análisis no lineal dinámicos correspondientes.

6.1 Modelo de Análisis

La superestructura y sistema de aislación utilizado fueron analizados en el sentido Y de la planta de manera similar al análisis efectuado anteriormente para la estructura de base fija. Cabe mencionar que para este caso al igual que la estructuración del edificio de base fija, el sistema de aislación diseñado previamente en el Capítulo 4 presentaba simetría, el modelo para este caso considero los muros orientados en dirección Y, y en dirección X para simular el aporte de rigidez que desarrollan los dispositivos LRB ubicados bajo los muros rectangulares. Además, se agregó el aporte de carga gravitacional de la losa a nivel basal y se impuso en cada nivel de piso el mismo desplazamiento horizontal, asumiendo el efecto de diafragma rígido.

6.1.1 Modelación de elementos estructurales y dispositivos de aislación

Se utilizo el mismo modelo descrito anteriormente en la Sección 5.2.1 para representar el comportamiento de la superestructura, adicionando nodos y elementos referentes a los dispositivos que componen el sistema de aislación basal, generando la interfaz de aislación basal correspondiente, en la Figura 6.1 se muestra el esquema del modelo utilizado para este caso.

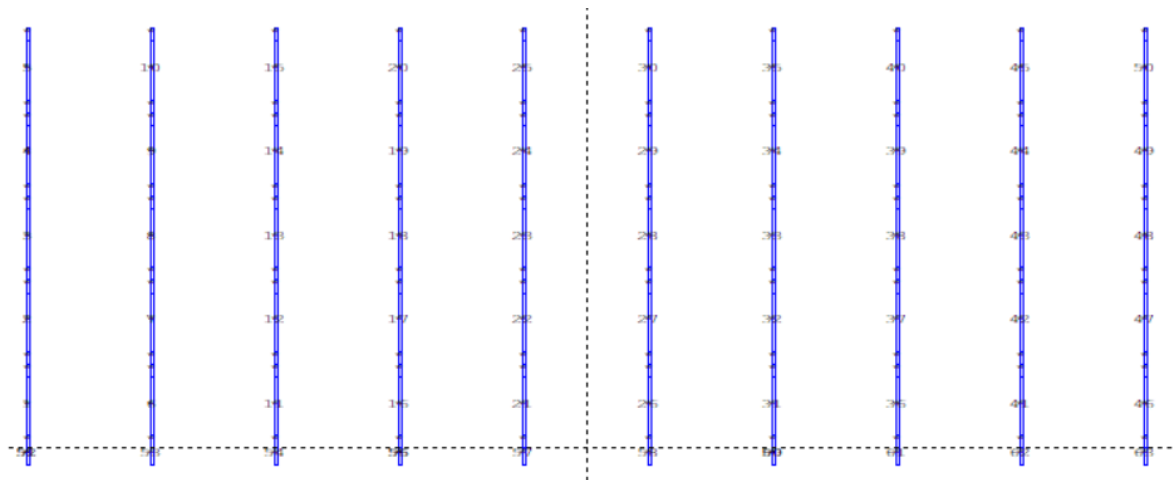


Figura 6.1. Representación gráfica modelo de análisis estructura aislada con dispositivos LRB

6.1.2 Reglas de Histéresis de los Dispositivos de Aislación

6.1.2.1 Regal de histéresis dispositivo LRB.

Se utilizo el modelo Bi-linear inelastic, curva de histéresis número 2 del manual de Ruaumoko [73], capaz de representar de manera aceptable el comportamiento la curva fuerza – desplazamiento de los dispositivos de aislación sísmica LRB utilizados. En la Figura 6.2 [65] se presenta un esquema de la regla Bi-linear inelastic, que requiere la especificación de 3 parámetros:

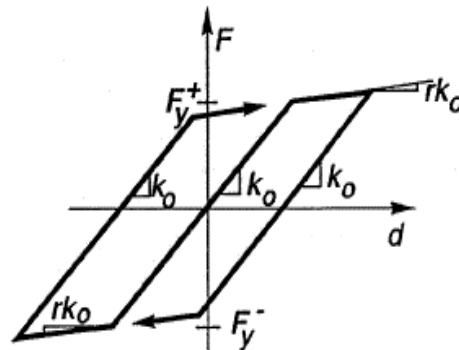


Figura 6.2. Regla de histéresis Bi-linear inelastic [65]

k_0 = rigidez inicial del dispositivo de aislación

r = factor de reducción de la rigidez una vez sobrepasado F_y

F_{y+} = acción (fuerza) de fluencia del positivo de aislación (es de igual magnitud, pero de signo opuesto a F_{y-}).

A continuación, se presentan la curva de histéresis y datos obtenidos desde el catálogo otorgado por los fabricantes de los dispositivos LRB [59].

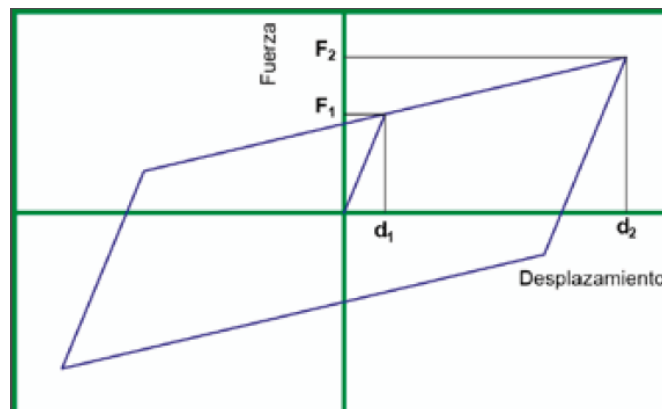


Figura 6.3. Modelo de comportamiento histérico de un LRB de FIP MEC [59]

Tabla 6.1. Datos de la regla de histéresis dispositivos LRB

Dispositivo	F_1 [kN]	d_1 [mm.]	F_2 [kN]	d_2 [mm.]
LRB-S 700/126-115	121	10	357	250

Donde:

F_1 = Fuerza de fluencia del dispositivo

F_2 = Fuerza horizontal máxima

d_1 = Desplazamiento de fluencia del dispositivo

d_2 = Desplazamiento máximo del dispositivo

Cabe mencionar que, para este caso, la rigidez inicial (carga del dispositivo) corresponde a 12.1 [kN/mm] y el parámetro para la degradación de la rigidez post-fluencia (r) es igual a 0.08.

Para el caso de los dispositivos Sliders que ubican por debajo del machón y como puntos de apoyos en los demás muros tipos, estos no fueron considerados, debido a que, según las recomendaciones e información otorgada por FIP MECANIC [59], los dispositivos Sliders utilizados presentan rigidez proveniente de la fuerza de fricción del dispositivo, la cual corresponde ser un 5% aproximadamente del dispositivo LRB, por lo que se tomó el supuesto de no ser considerados debido al bajo aporte de rigidez en comparación con los dispositivos LRB.

6.1.2.2 Análisis de Espectro de respuesta de estructuras con aislación basal

Para llevar a cabo una comparación similar a la efectuada anteriormente con el espectro de la normativa NCh433, en este caso se presentan en la Figura 6.4 los espectros de respuesta de aceleración (S_a) de los 5 registros de terremotos para un coeficiente de amortiguación de 5% en comparación con el espectro de diseño elástico por la normativa vigente de NCh 2745Of.2013 para estructuras con aislación basal el cual fue presentado anteriormente en la sección 4.2.2 del presente trabajo.

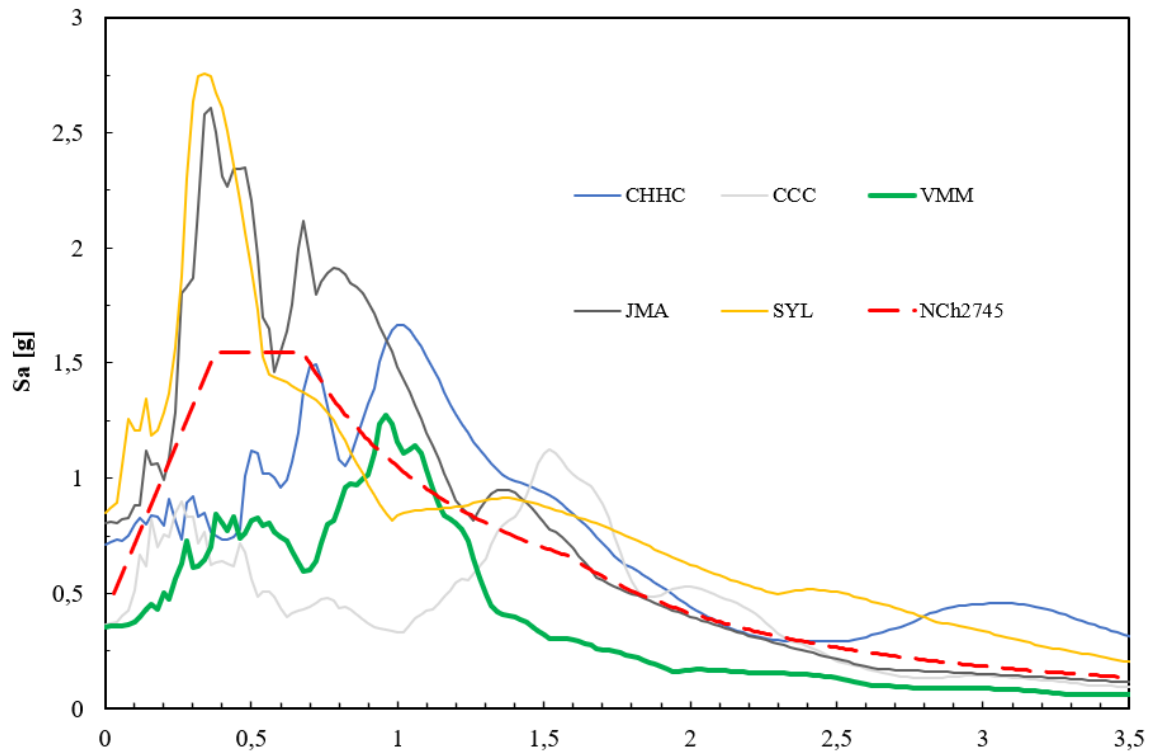


Figura 6.4. Espectros de respuesta de los registros sísmicos y espectro elástico de diseño NCh2745

6.1.3 Análisis sistema de aislación basal con dispositivos LRB y Sliders

A continuación, en las Figuras 6.5 a 6.19 se presentan las reglas de histéresis obtenidas del dispositivo LRB ubicado por debajo del muro T1 (LRB #10) y el dispositivo Slider ubicado por debajo del machón (Slider O) para cada registro sísmico estudiado en dirección Y de la planta del edificio. Es relevante mencionar que todos los dispositivos LRB y Sliders presentaran un comportamiento idéntico debido a la condición de diafragma rígido supuesta a nivel basal, es decir, los dispositivos poseen compatibilidad de desplazamiento horizontal.

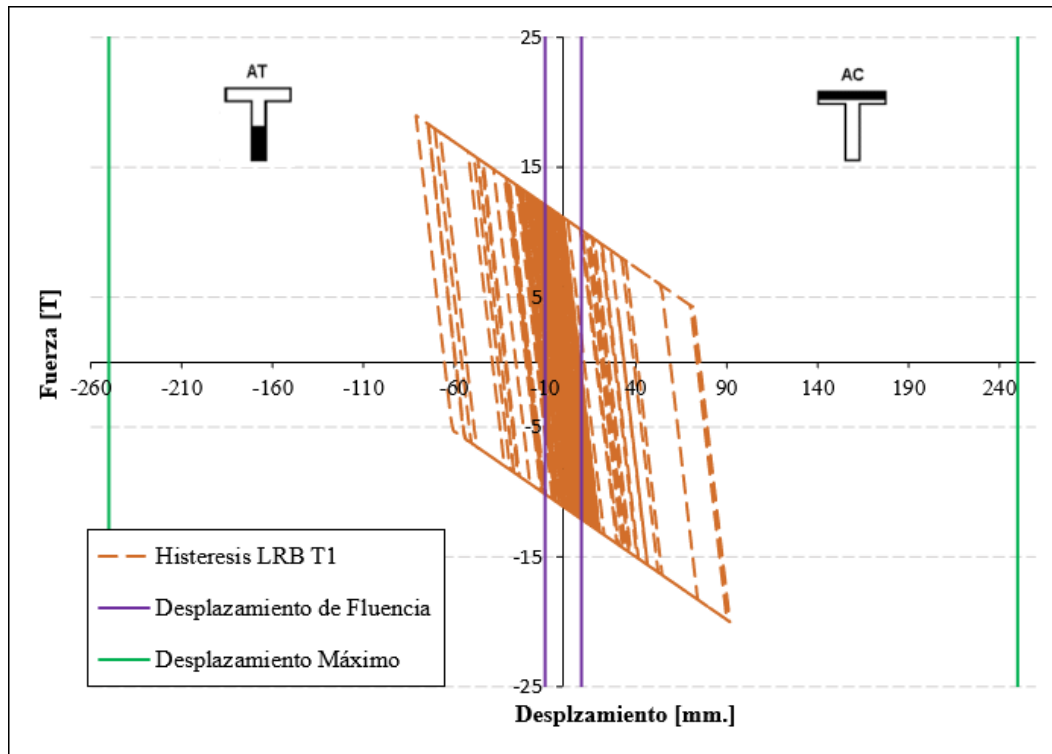


Figura 6.5. Histéresis LRB, registro Viña del Mar

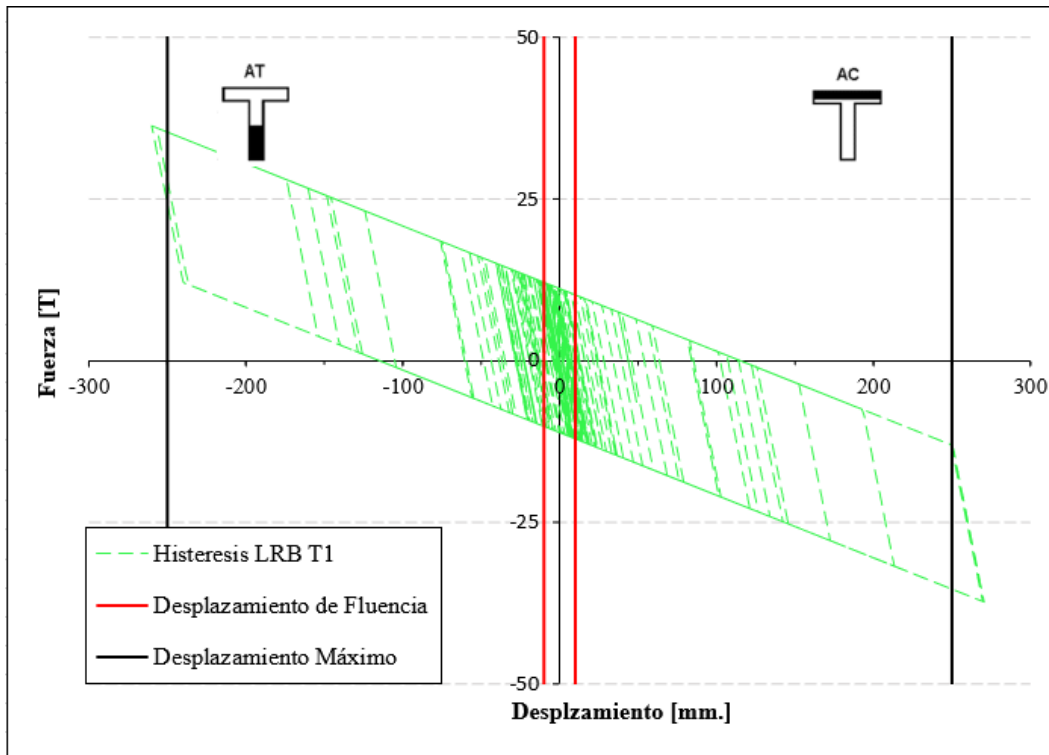


Figura 6.6. Histéresis LRB, registro Concepción

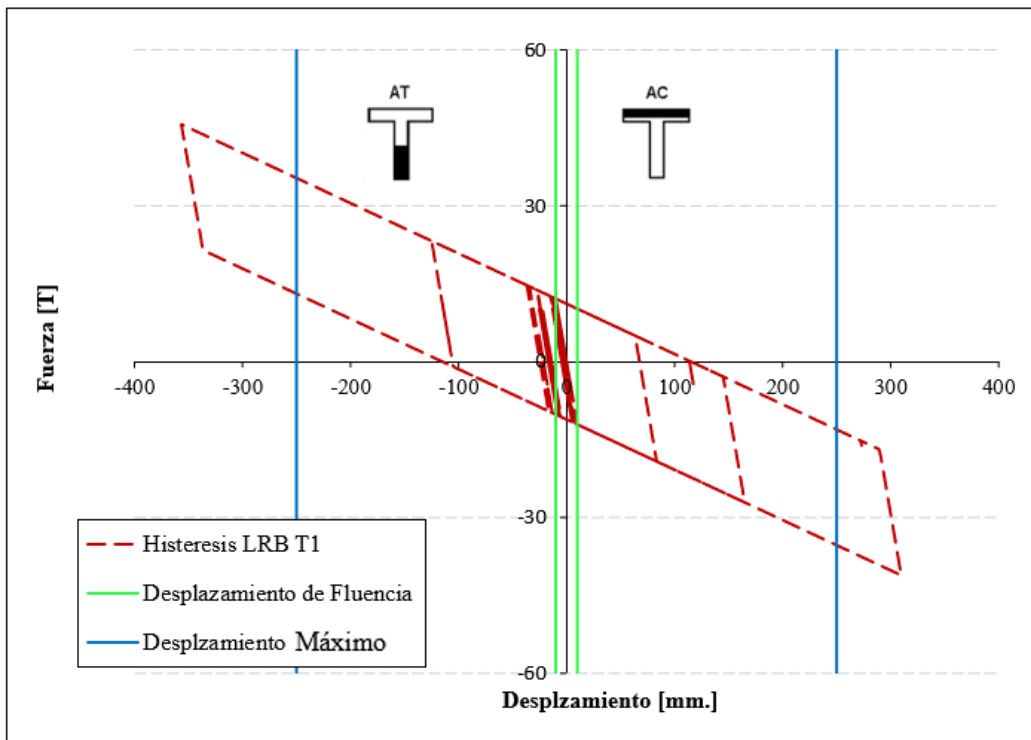


Figura 6.7. Histéresis LRB, registro Sylmar

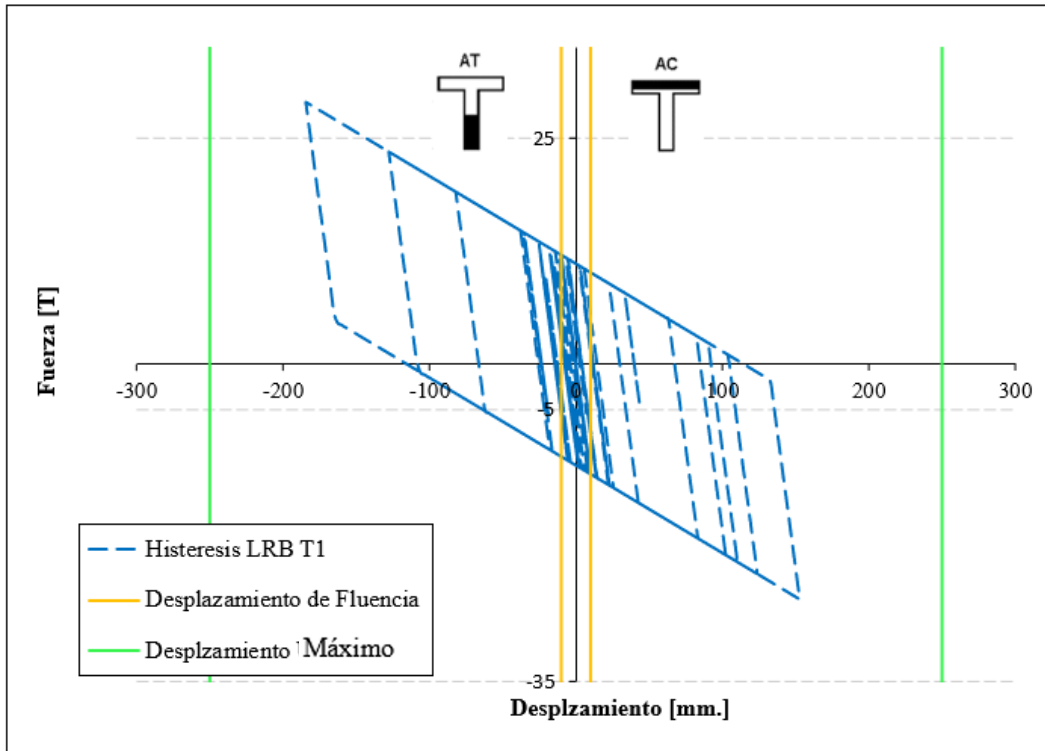


Figura 6.8. Histéresis LRB, registro JMA

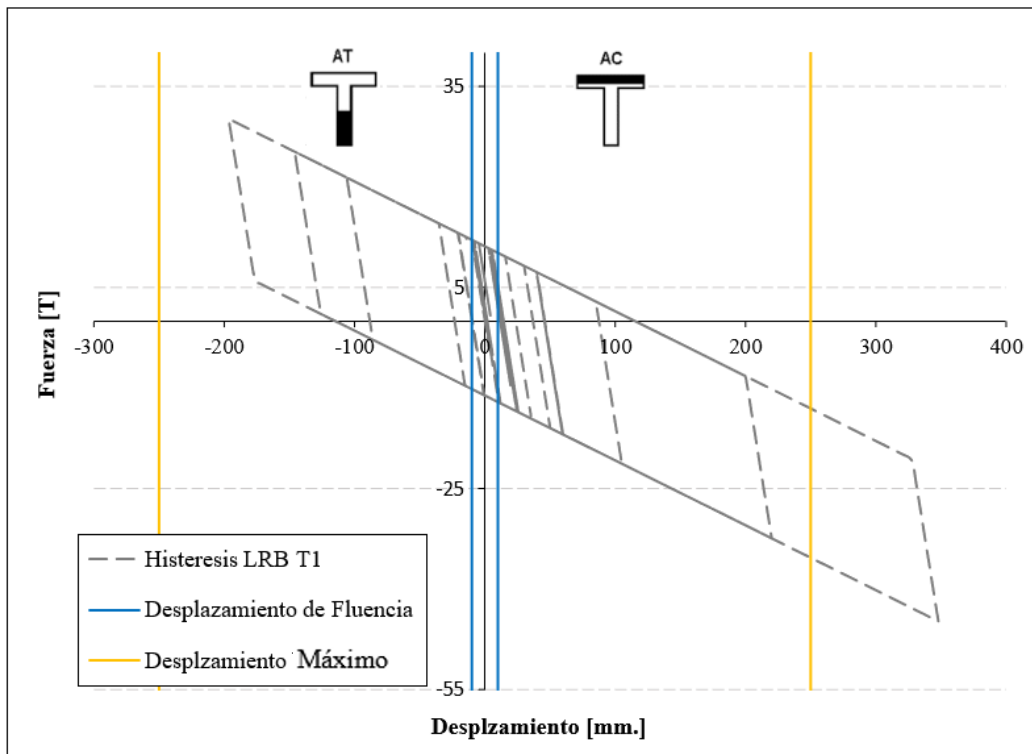


Figura 6.9. Histéresis LRB, registro Christchurch

Con el objeto de mostrar el comportamiento y/o daño causado por cada registro en los dispositivos de componen el sistema de aislación basal de la superestructura, se presentan los gráficos de historia de desplazamiento en el tiempo.

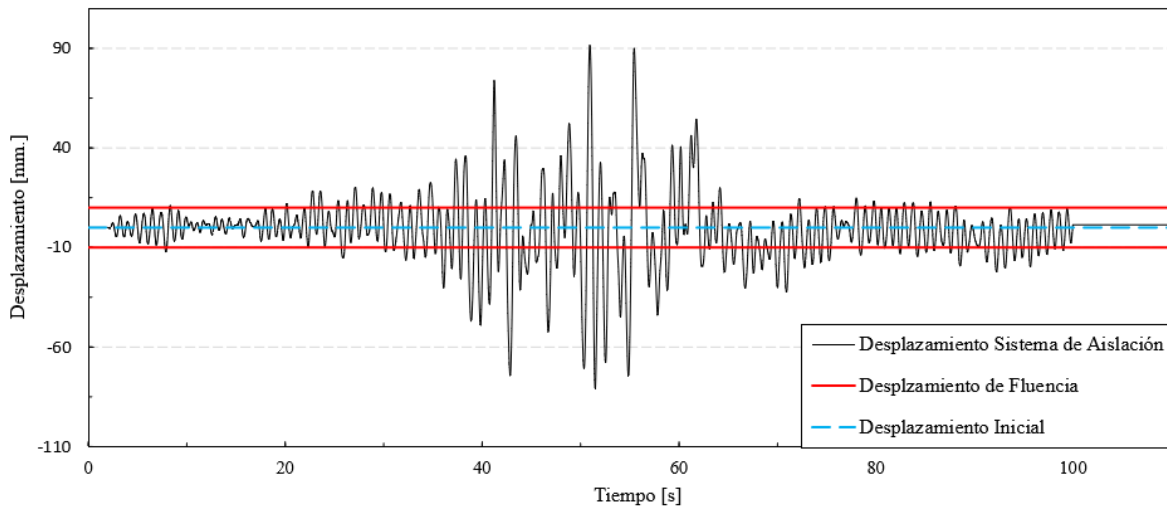


Figura 6.10. Desplazamiento sistema de aislación, registro Viña del Mar

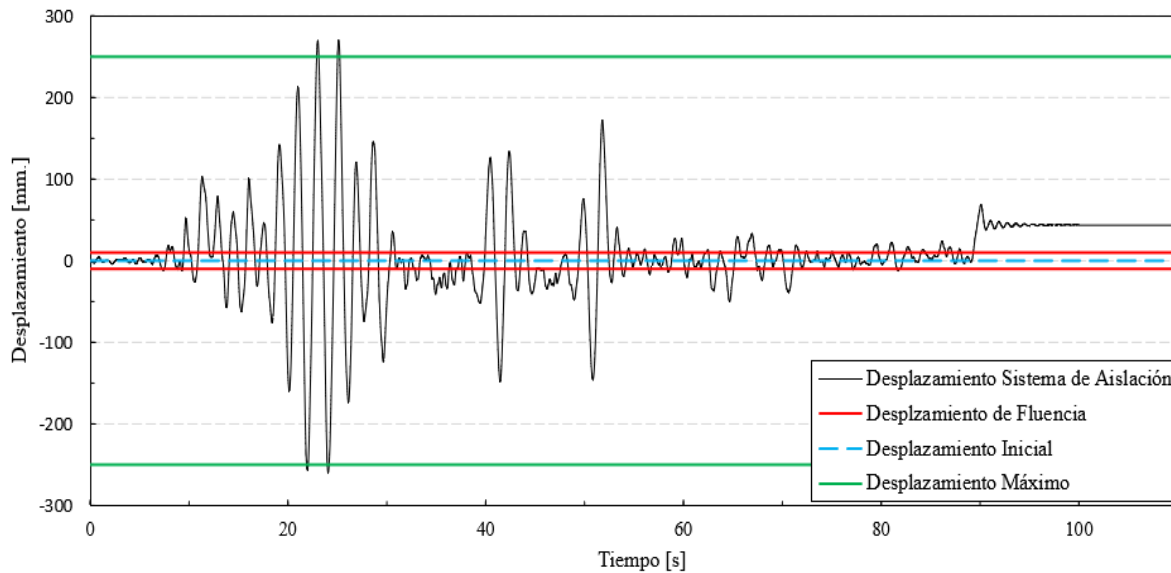


Figura 6.11. Desplazamiento sistema de aislación, registro Concepción

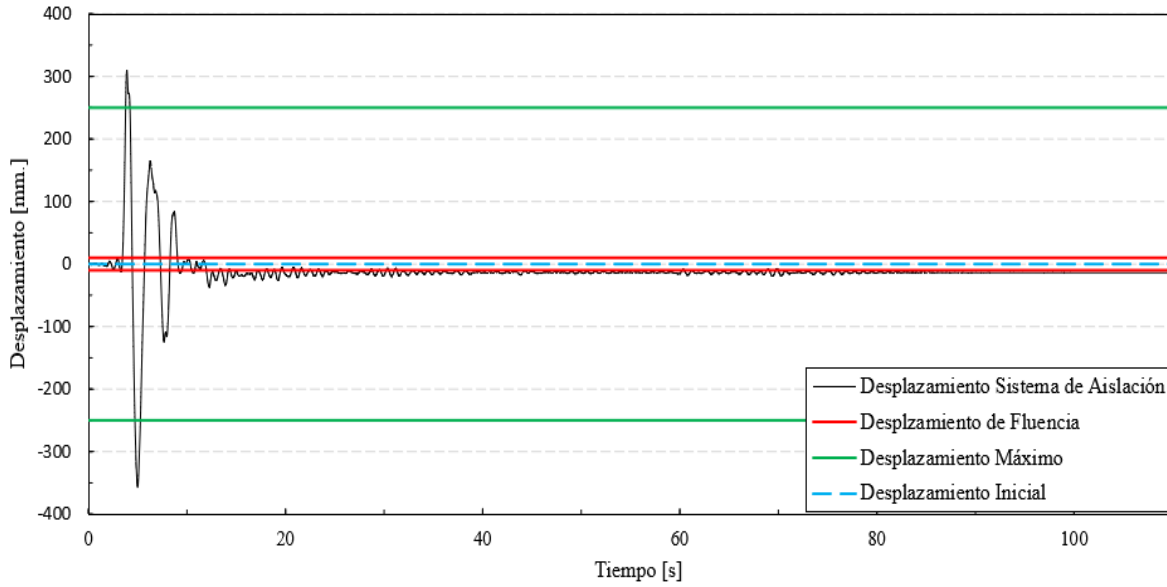


Figura 6.12. Desplazamiento sistema de aislación, registro Sylmar

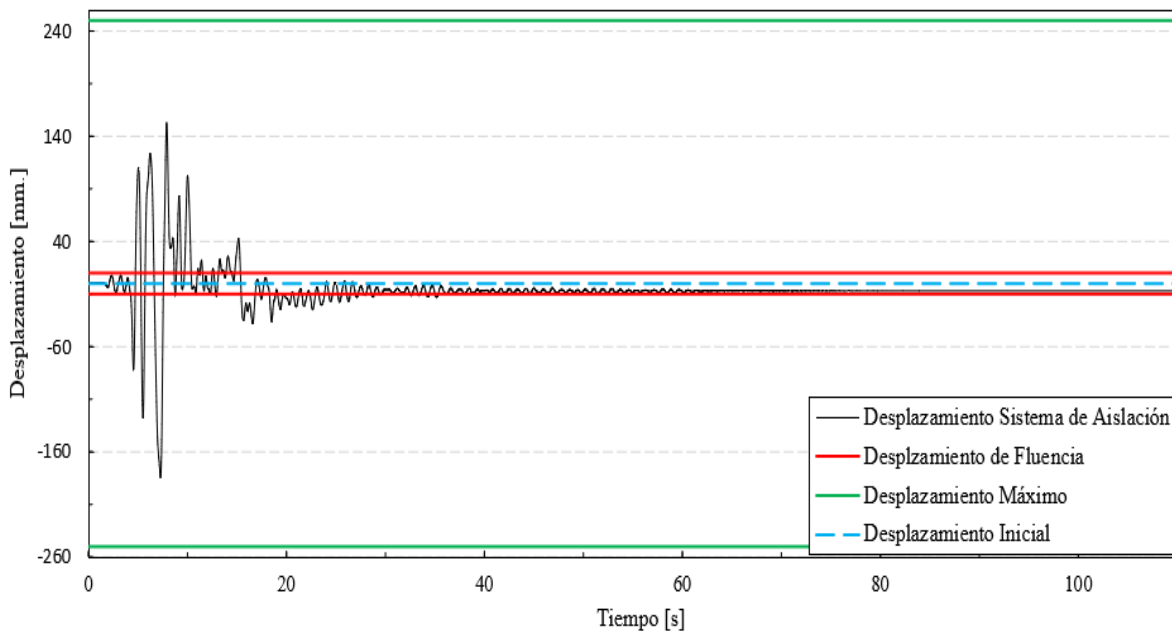


Figura 6.13. Desplazamiento sistema de aislación, registro JMA

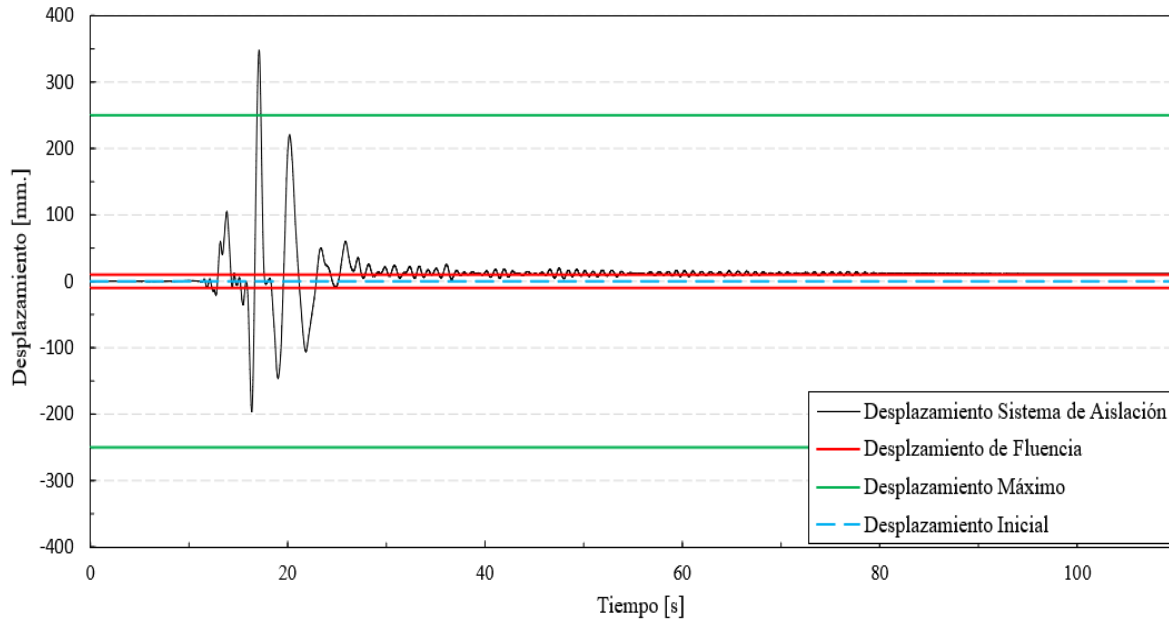


Figura 6.14. Desplazamiento sistema de aislación, registro Christchurch

Tabla 6.2. Análisis del sistema de aislación basal LRB

Registro	Fuerza transversal		Desplazamiento		Ductilidad aislador	Corte Aisladores LRB		D _{residual} [mm.]
	F _{TRANS} [T]	%F _M	D _{TRANS} [mm.]	%D _M	$\mu_{AISL.}$	F _{a.tot.} [T]	%P _{sis.}	
VMM	20	54	93	37	9.17	240	9.1	1.4
CCC	37	102	270	108	27.04	448	17	43.5
SYL	46	124	358	143	35.76	675	26	13.8
JMA	29	79	184	74	18.44	348	13	7.1
CHHC	45	122	348	139	34.79	538	20	11.7

Donde:

F_{TRANS}: magnitud de la fuerza transversal máxima medida en un dispositivo de aislación durante el registro sísmico.

%F_M: porcentaje de la fuerza transversal máxima medida en un aislador con respecto a la capacidad máxima del dispositivo LRB

D_{TRANS}: desplazamiento máximo medido en un dispositivo de aislación durante el registro sísmico

%D_M: porcentaje de desplazamiento máximo medido con respecto a la capacidad máxima de desplazamiento del dispositivo de aislación LRB

$\mu_{AISL.}$: ductilidad de desplazamiento del dispositivo de aislación, es igual al cociente entre D_{TRANS} y el desplazamiento de fluencia del dispositivo de aislación LRB ($d_1 = 10$ mm.).

F_{a.tot.}: fuerza transversal total de los dispositivos LRB que componen el sistema de aislación

D_{residual}: desplazamiento residual medido del sistema de aislación al finalizar el registro sísmico.

6.1.4 Demandas Globales superestructura con LRB y Sliders

6.1.4.1 Demanda de ductilidad global de desplazamientos de techo en el tiempo

De manera similar al análisis de demanda de ductilidad global de desplazamientos de techo en el tiempo llevado a cabo en la estructura de base fija, en esta sección se presenta el valor de DR_{max} y μ_e^{max} experimentados por la superestructura antes los distintos registros sísmicos.

En las Figuras 6.15 a 6.19 se presentan el desplazamiento de techo de la superestructura en función del tiempo en términos de DR, utilizando el modelo descrito previamente en la sección 5.2 de este trabajo. Se muestra la comparación con $DR_y=0.3\%$ de la altura total del edificio. Los valores de la demanda de ductilidad global, expresada en términos del máximo factor de ductilidad global alcanzado en los análisis se presentan en la Tabla 6.3.

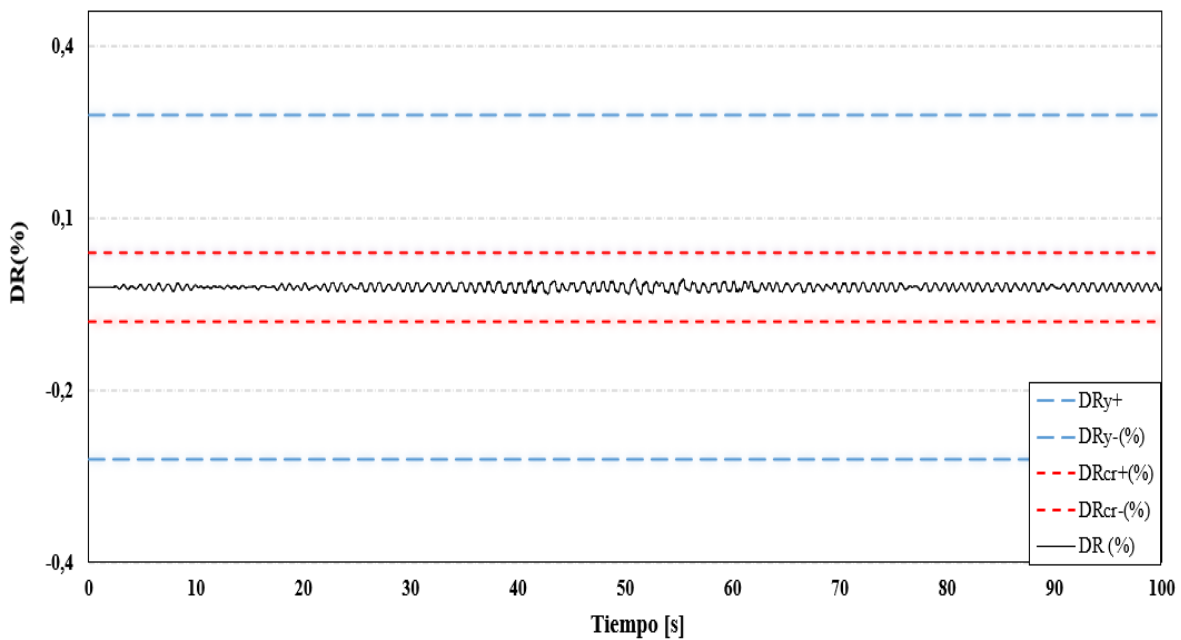


Figura 6.15. Historia de desplazamientos de techo (DR) - Registro Viña del Mar (Chile)

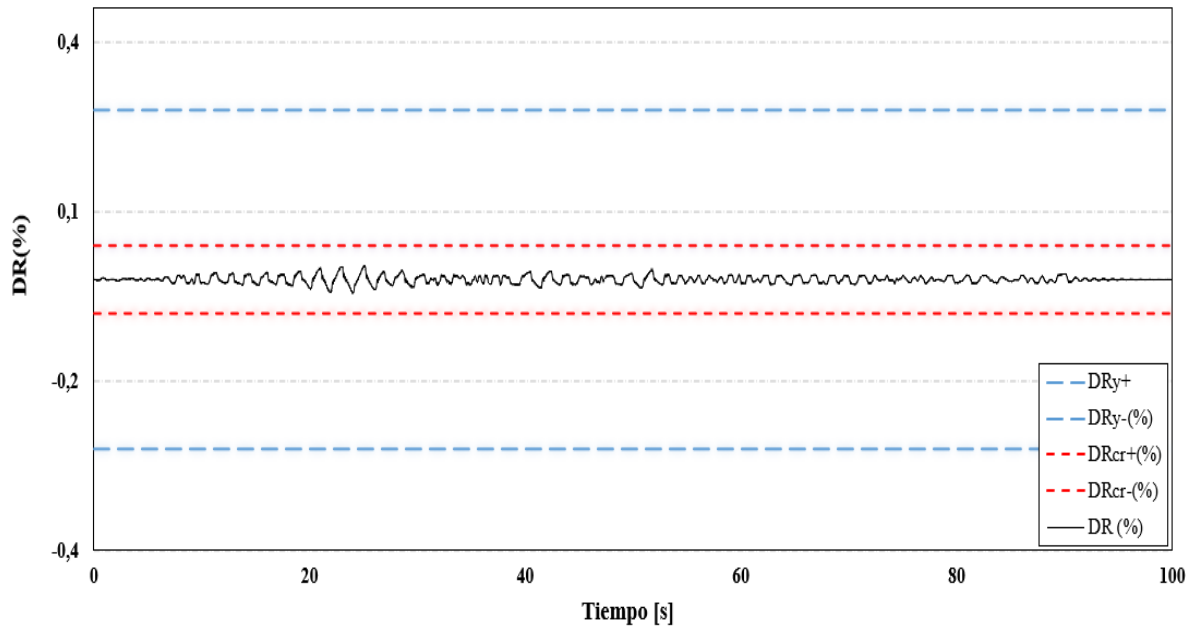


Figura 6.16. Historia de desplazamientos de techo (DR) – Registro Concepción (Chile)

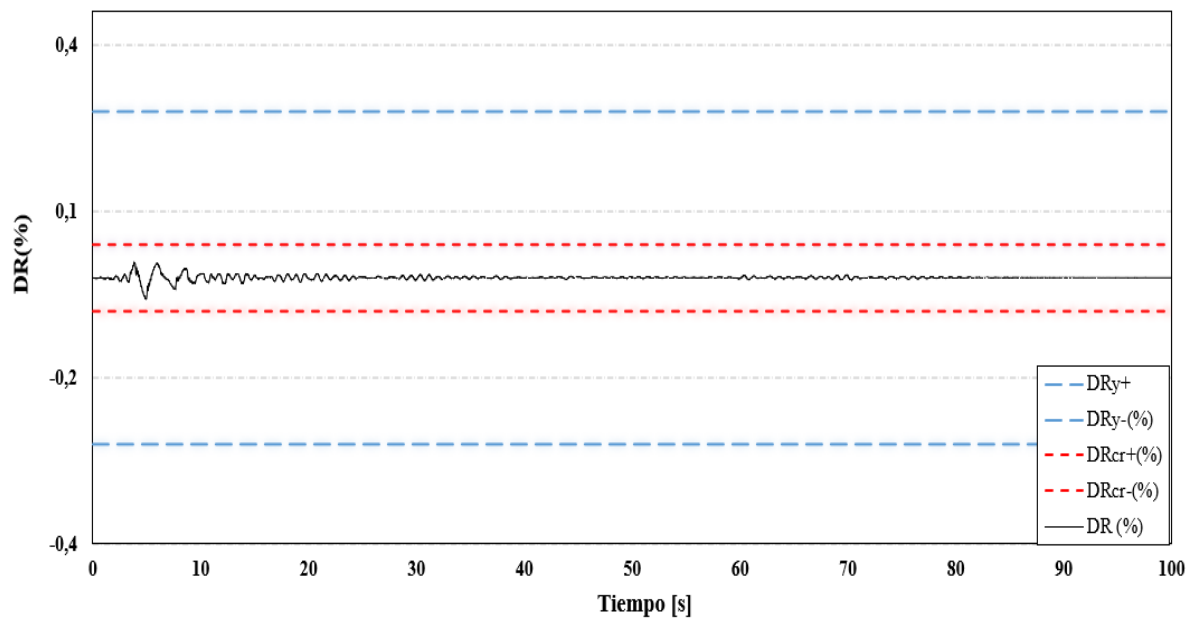


Figura 6.17. Registro de desplazamientos de techo (DR) - Registro Sylmar (Northridge)

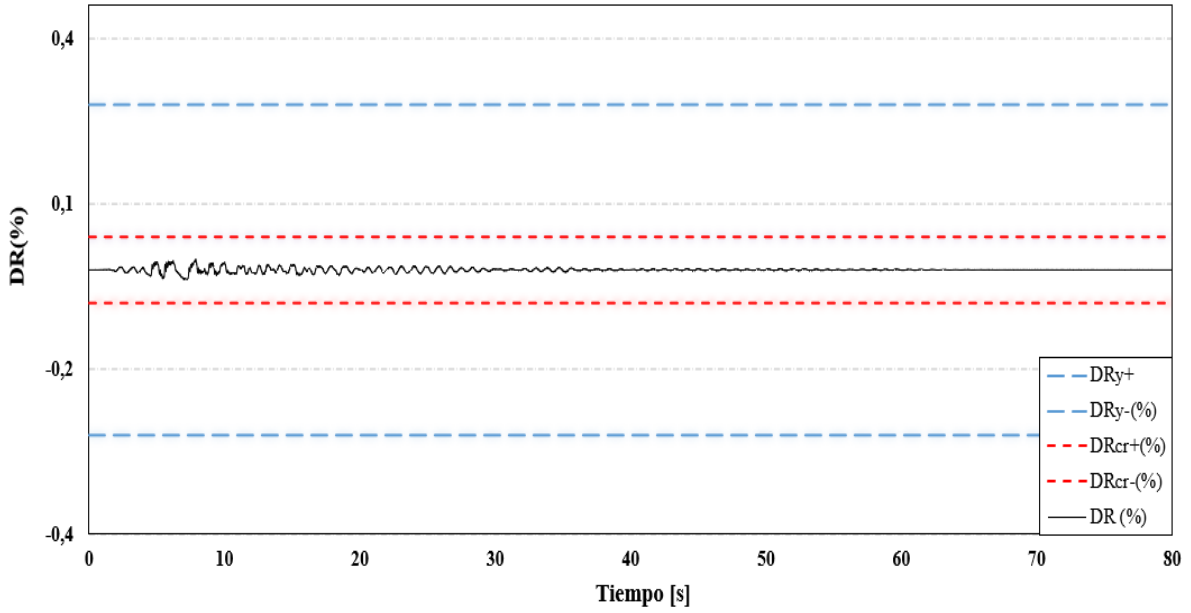


Figura 6.18. Historia de desplazamientos de techo (DR) - Registro JMA (Kobe)

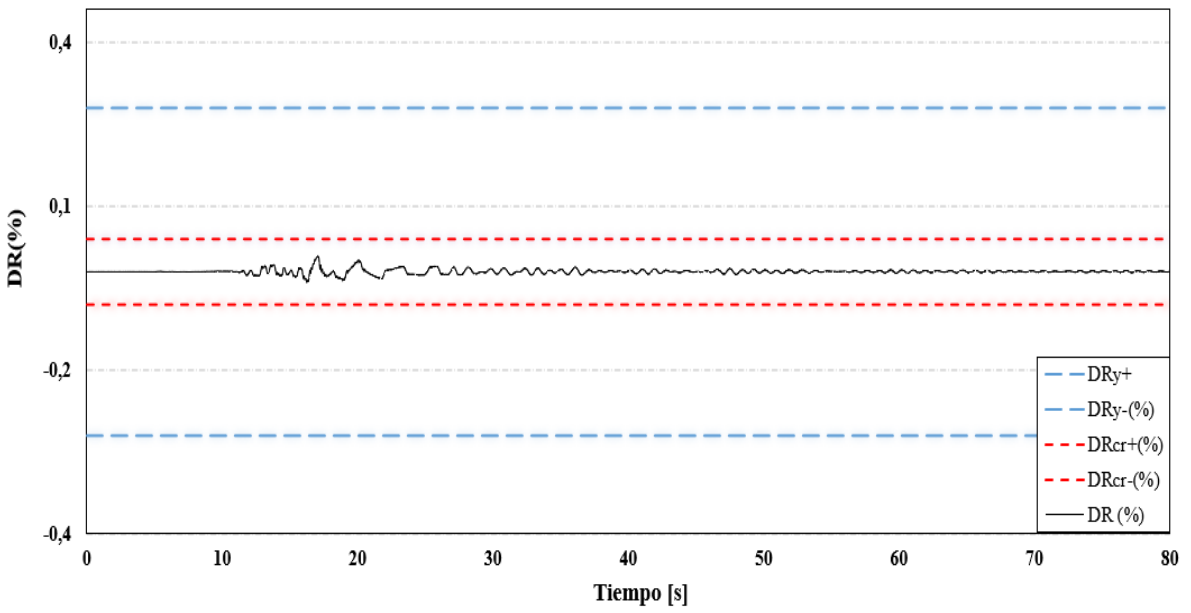


Figura 6.19. Historia de desplazamientos de techo (DR) - Registro Christchurch

Tabla 6.3. Demanda de desplazamientos globales

Registro	DR _{max} (%)	μ _e ^{max}
Viña	0.012	0.05
Concepción	0.020	0.08
Sylmar	0.032	0.13
Kobe	0.015	0.06
Christchurch	0.024	0.10

6.1.4.2 Corte Basal – Desplazamiento de techo en el tiempo

En la Figura 6.20 se presenta la relación de corte basal – desplazamiento de techo del sistema estructural de la superestructura en el tiempo para el registro de Sylmar. En este caso, observa que existe una relación clara entre ambos parámetros, ya que se presenta el efecto de los dispositivos que componen el sistema de apoyo estructural de la superestructura, siendo posible identificar el aspecto similar que tiene con los dispositivos LRB, ver Figura 6.7. Los dispositivos de aislación permiten mantener un control y orden de ambos parámetros.

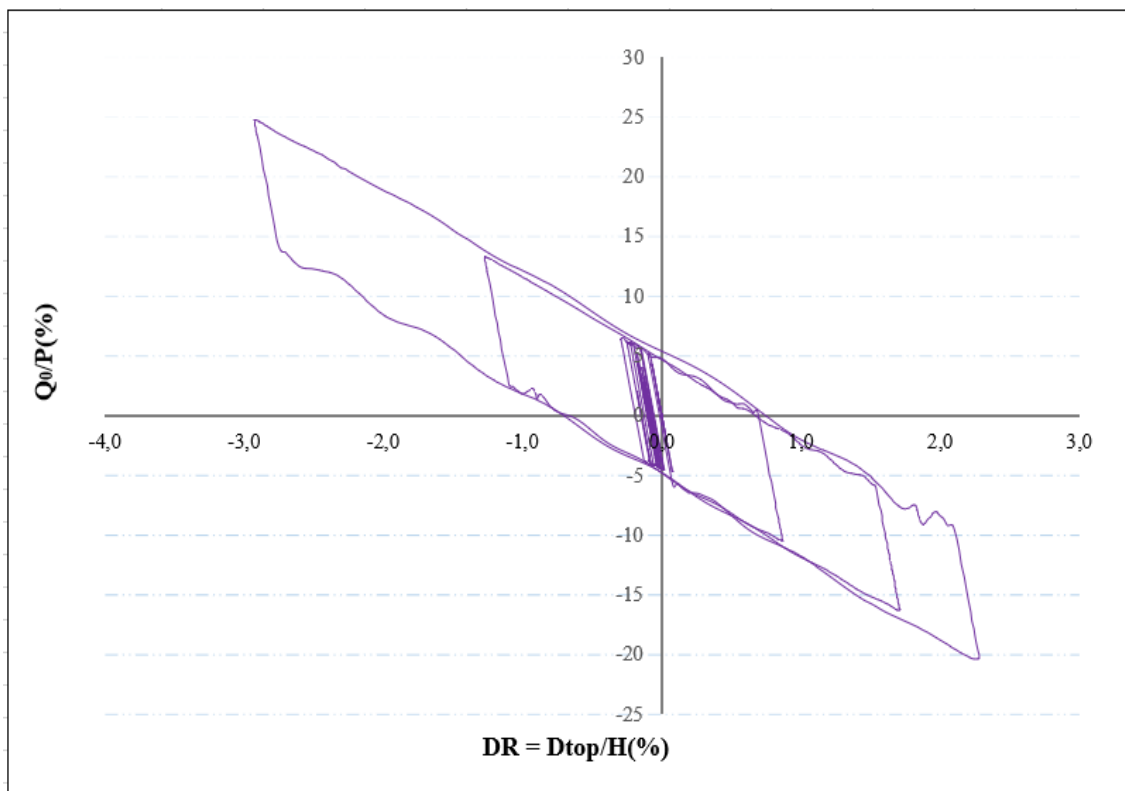
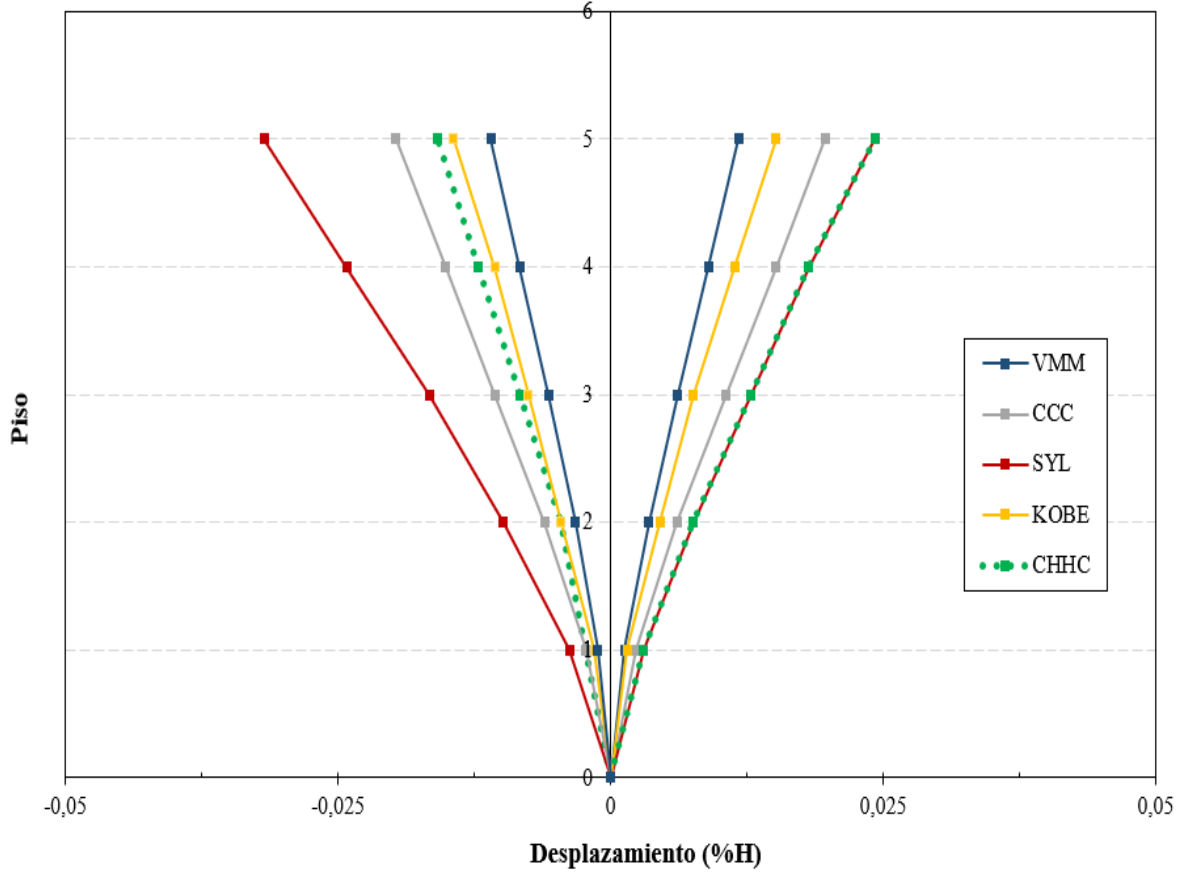


Figura 6.20. Relación corte basal - desplazamiento de techo (Sylmar)

6.1.4.3 Deformadas del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo

En la Figura 6.21, se presenta la deformada de la superestructura (desplazamientos relativos a su base) en el instante cuando DR es máximo y mínimo. Se observa que todas las deformadas son típicas del modo fundamental de vibrar de la estructura, además, de una reducción considerable



de los desplazamientos de pisos.

Figura 6.21. Deformada del sistema para DR máximo y mínimo

6.1.4.4 Desplazamientos relativos de entrepiso

En la Figura 6.22 se presentan los máximos desplazamientos relativos de entrepiso alcanzados en los análisis. Las envolventes de desplazamientos relativos de entrepiso en términos del porcentaje de la altura de entrepiso (d_r) muestran que la demanda no sobrepasa el 0.05% de la altura de entrepiso en ambos sentidos de análisis ($Y+$ e $Y-$).

Para este caso, todos los registros sísmicos estudiados logran estar dentro del límite establecido en la normativa NCh2745Of.2013 ($d_{r_{max}} = 0.3\%$), cumpliendo los requisitos de los límites de desplazamientos impuestos por dicha normativa.

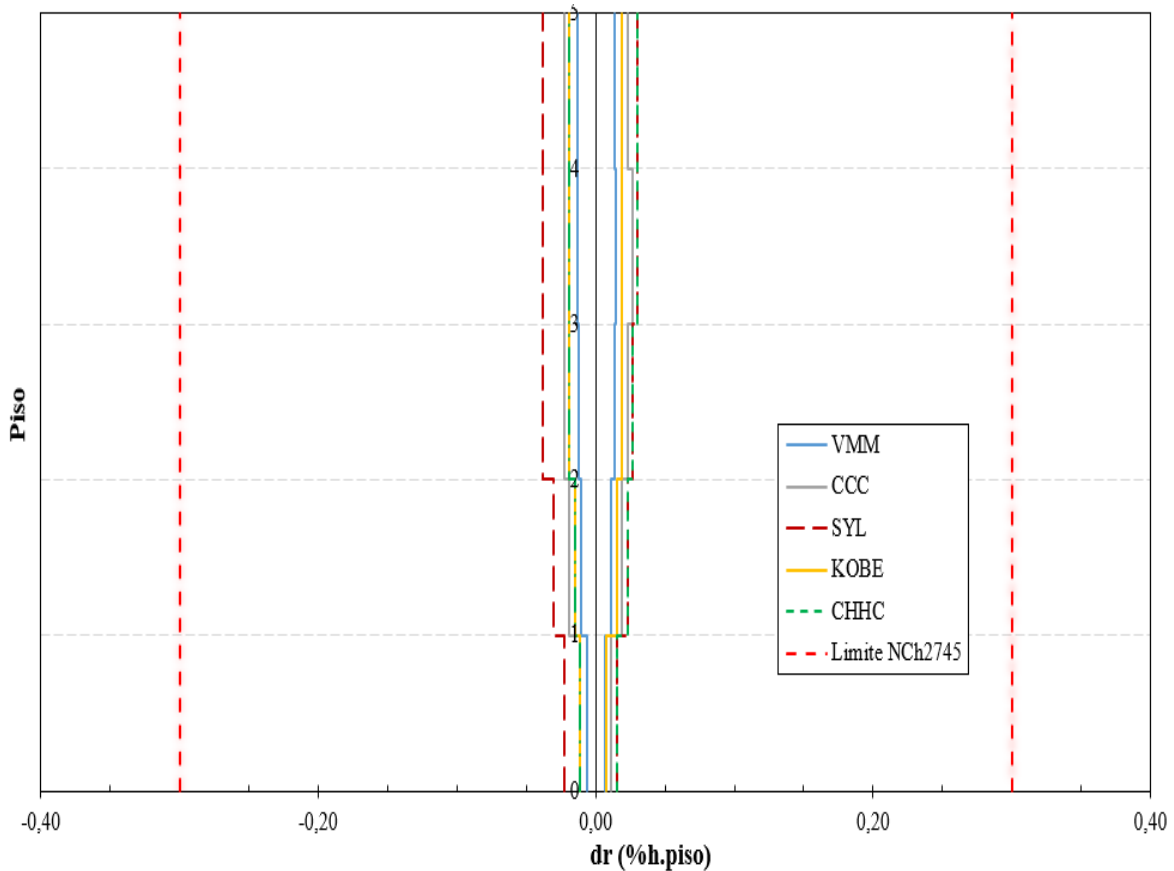


Figura 6.22. Máximos desplazamientos relativos de entrepiso

6.1.4.5 Demanda global de aceleración de techo en el tiempo estructura LRB y Sliders

En esta sección se presenta un análisis similar al de demanda del factor de aceleración global de techo en el tiempo llevado a cabo en la estructura de base fija. En las Figuras 6.23 a 6.27 se muestra la aceleración de techo de la superestructura aislada con dispositivos LRB y Sliders, además se muestra el peak de aceleración de suelo (PGA).

En la Tabla 6.4 se muestra el factor de aceleración global de techo de la superestructura aislada con dispositivos LRB ($\alpha_{max}^{t.LRB}$), y el porcentaje relativo al factor de aceleración global de techo de la estructura de base fija ($\Delta\alpha_{max}^t$), a fin de contrastar la reducción o amplificación del peak de aceleraciones de techo.

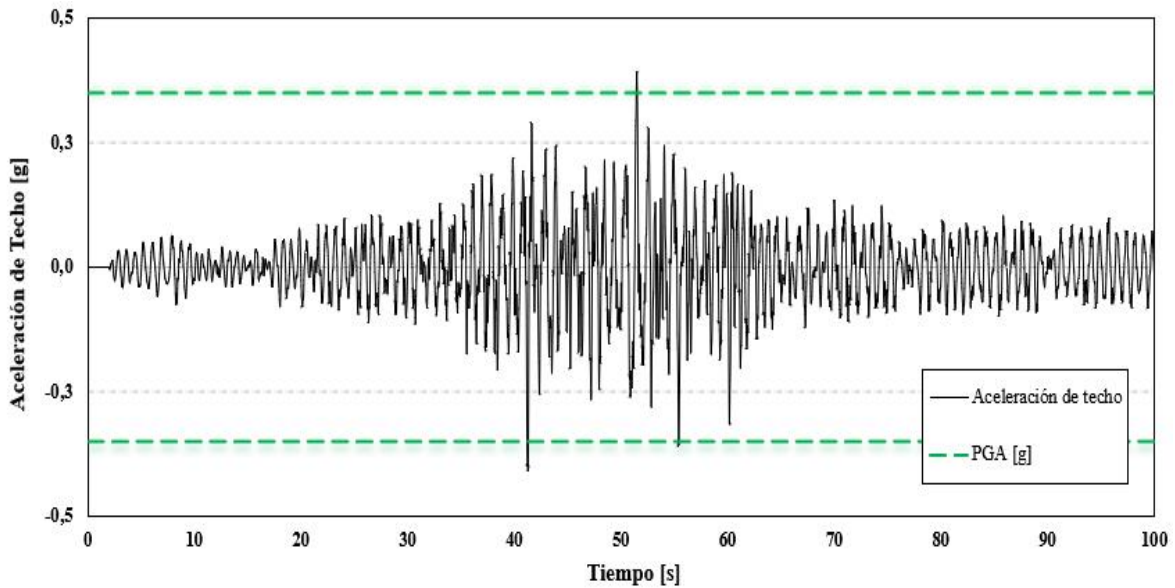


Figura 6.23. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB, registro Viña del Mar

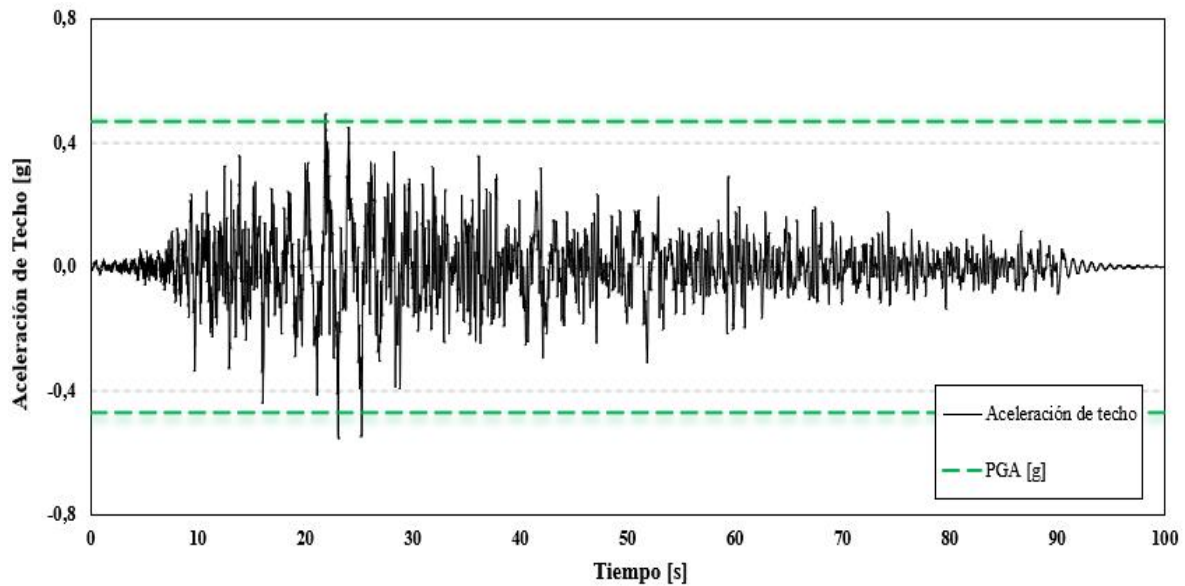


Figura 6.24. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB, registro Concepción

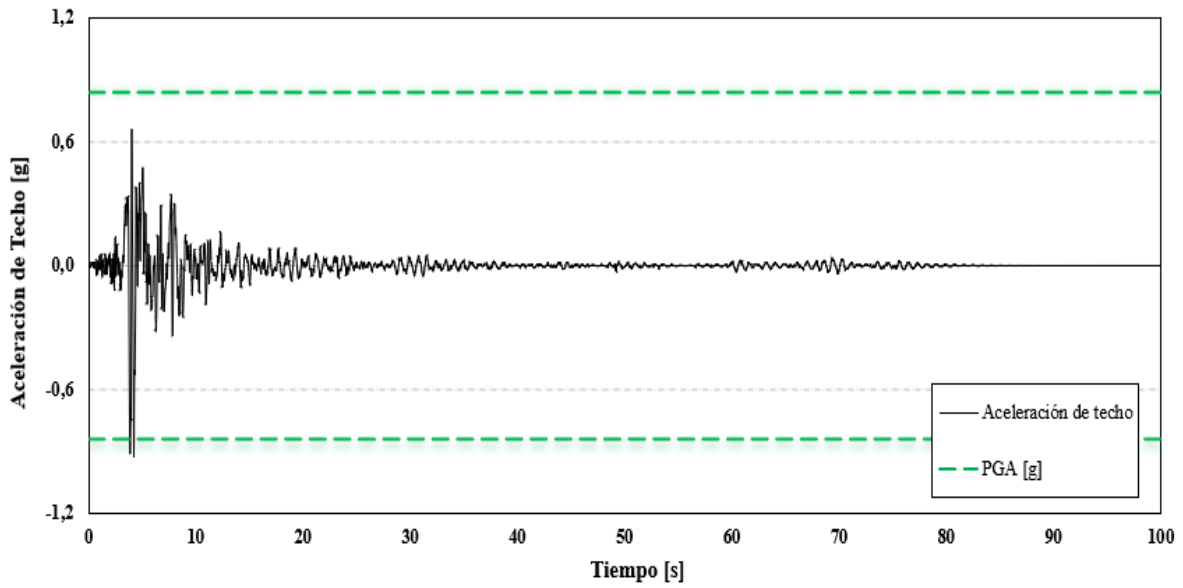


Figura 6.25. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB, registro Sylmar

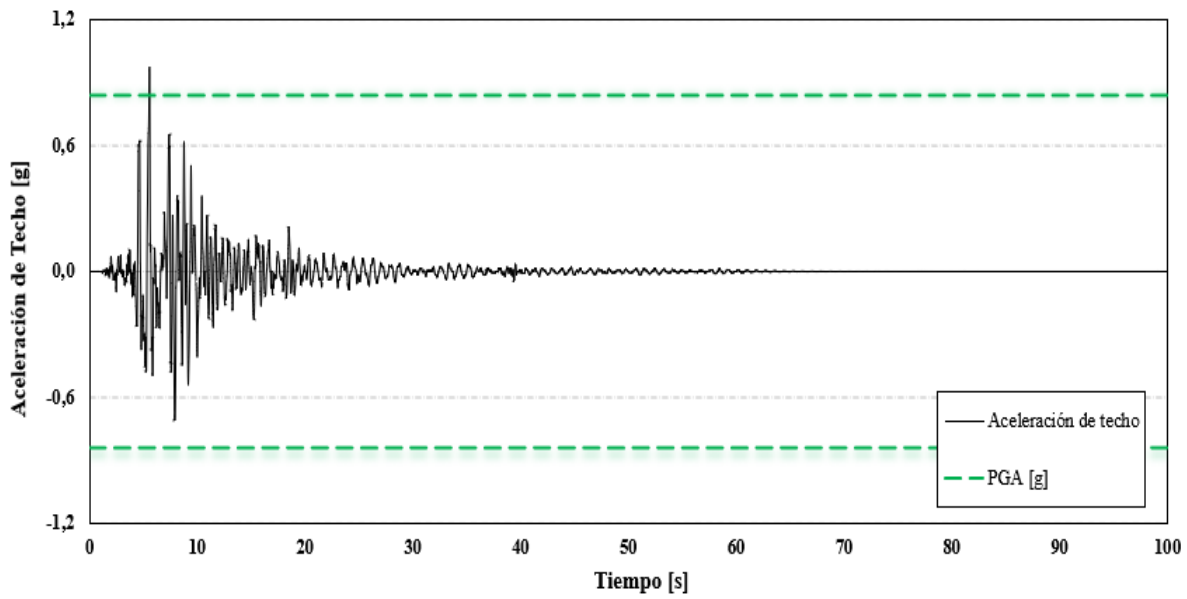


Figura 6.26. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB, registro JMA

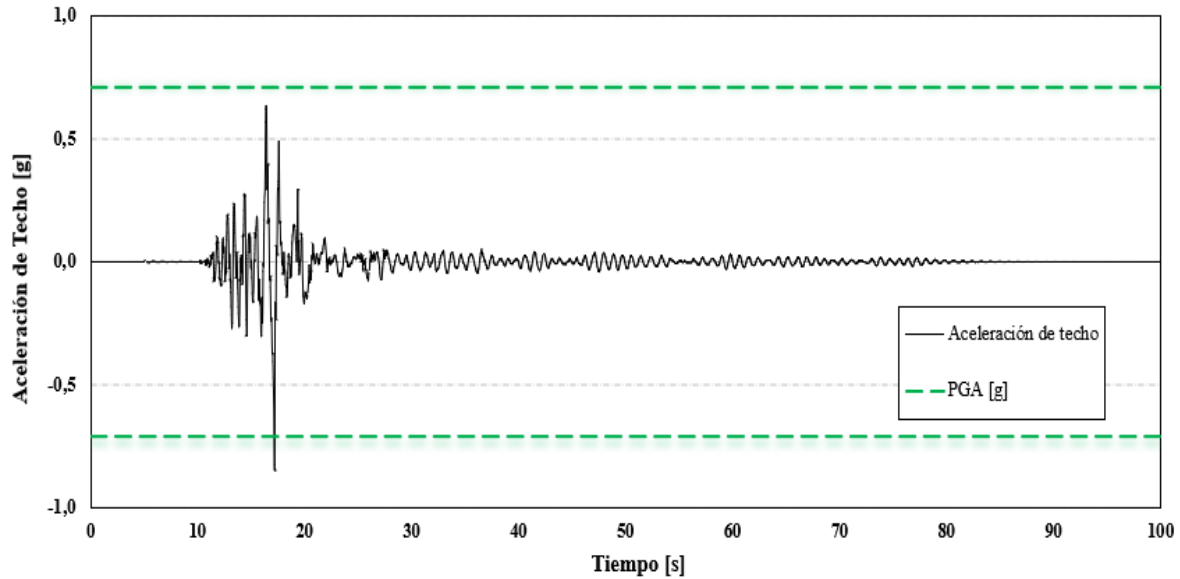


Figura 6.27. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB, registro CHHC

Tabla 6.4. Análisis del factor de aceleración global de techo superestructura LRB

Registro	$\alpha_{max}^{t.LRB}$	$\Delta\alpha_{max}^t(\%)$
Viña del Mar	1.17	67
Concepción	1.18	54
Sylmar	1.10	47
Kobe	1.16	59
Christchurch	1.19	118

En la Tabla 6.4, se puede apreciar una notable reducción del factor de aceleración global de techo para la mayoría de los registros sísmicos estudiados (reducción por sobre el 30%) con respecto a los resultados obtenidos para la estructura de base fija. Contrariamente, se observa que para el registro de Christchurch ocurre el fenómeno de amplificación del peak de aceleración de techo con respecto al valor obtenido para la estructura de base fija (aproximadamente un 20%), lo que se debe a la sensibilidad de la aceleración de techo con la amortiguación inducida por el sistema de aislación basal, entrando en un rango de amplificación. Es importante mencionar que la aceleración de techo corresponde a un indicador del daño de los componentes no estructurales que puede sufrir la estructura [32], es decir, se evidencia un posible aumento del daño de los componentes no – estructurales para el caso de la superestructura sometida al registro de Christchurch con respecto a la estructura de base fija ante la perturbación mencionada.

6.1.5 Demandas en muros superestructura con LRB y Sliders

6.1.5.1 Envolventes de momento

En las Figuras 6.28, 6.29 y 6.30 se presentan las envolventes de momento de 3 muros tipo (T1, L4 y machón) obtenidas para cada registro, junto con los valores nominales provenientes del análisis del diagrama momento curvatura y los valores requeridos según la NCh433Of.2012.

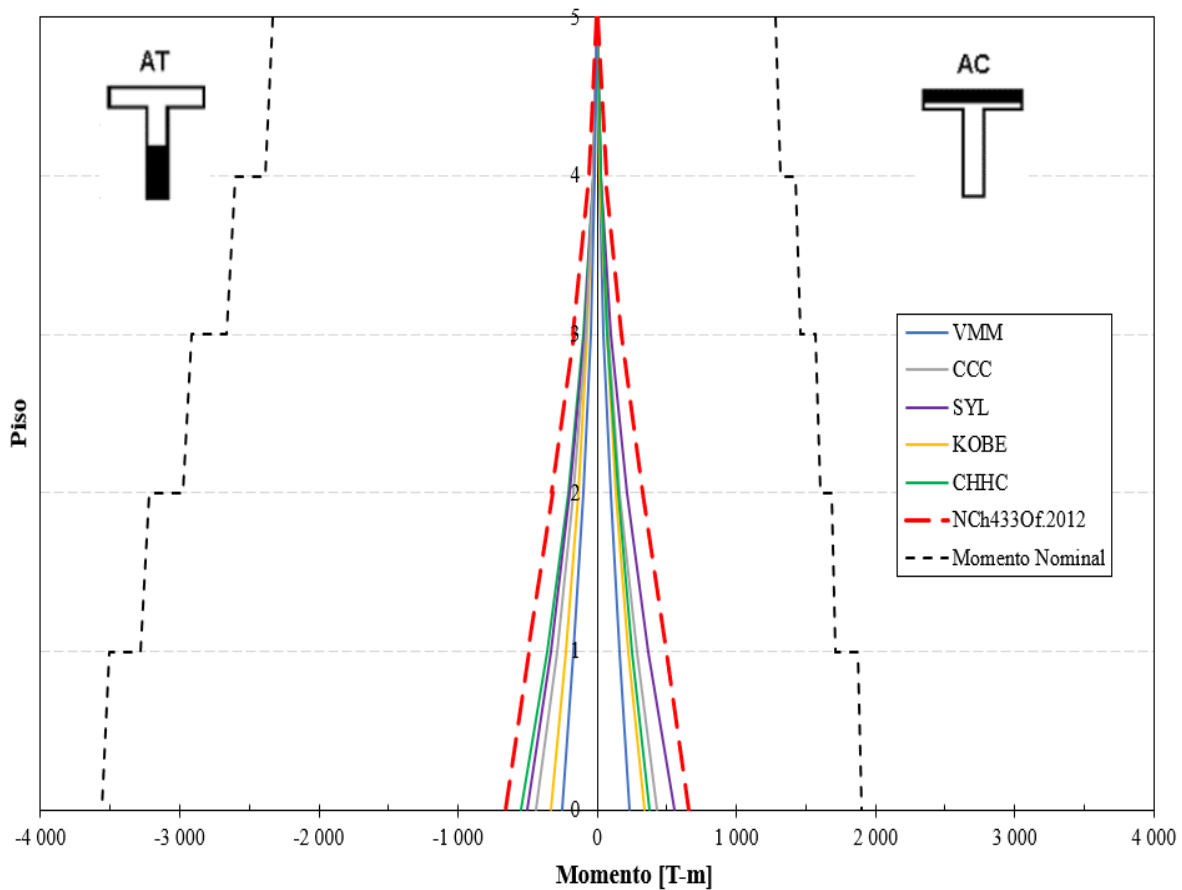


Figura 6.28. Envolvente de momentos muro T1 (LRB y Sliders)

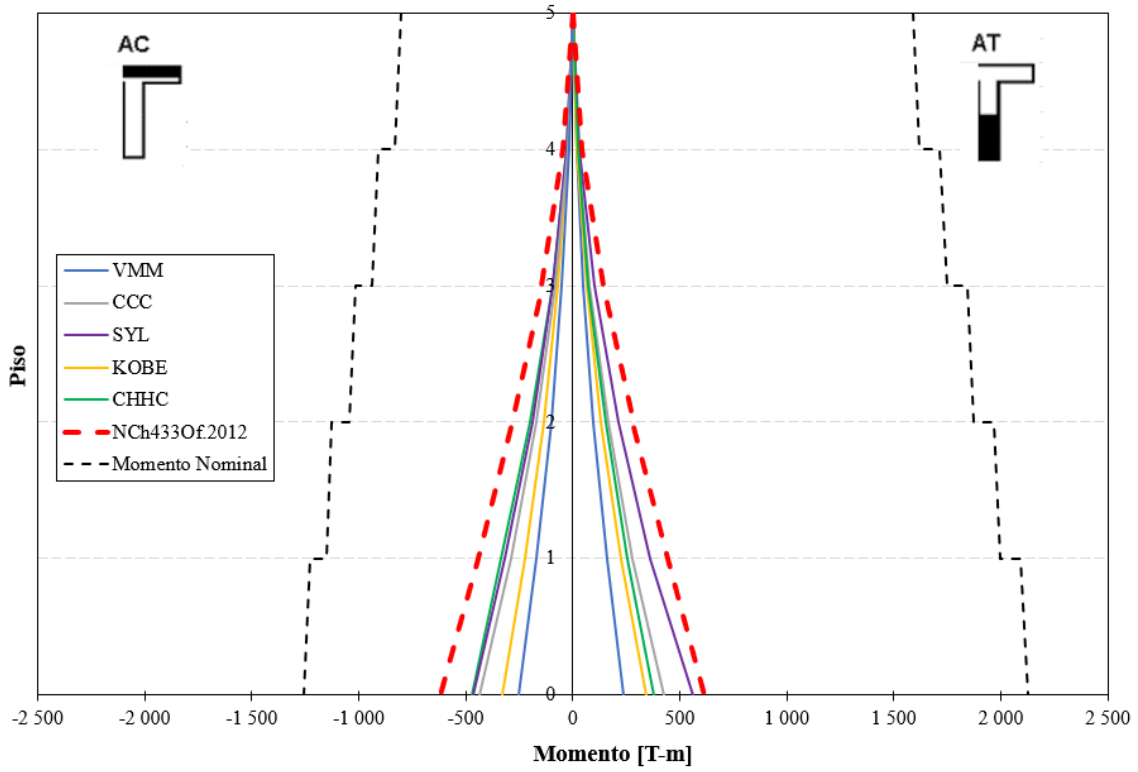


Figura 6.29. Envolvente de momento muro L4 (LRB y Sliders)

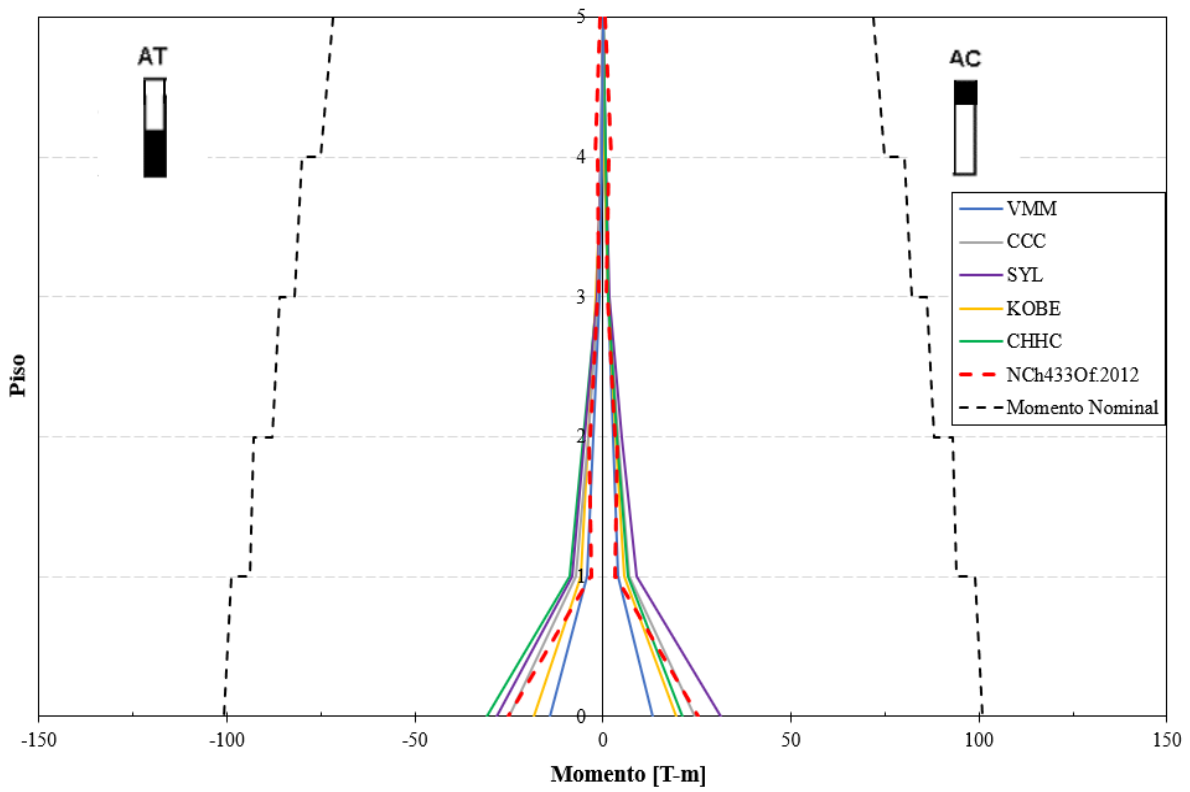


Figura 6.30. Envolvente de momento Machón (LRB y Sliders)

En los gráficos de envolventes de momento para el caso de la superestructura con aislación basal LRB y dispositivos Sliders. Se aprecia que no se producirá incursión en el rango inelástico en ninguno de sus pisos, es decir, que se logra mitigar por completo la incursión en el rango inelástico del comportamiento en flexión. Por otra parte, la envolvente proveniente de la sollicitación de diseño de la normativa NCh 433 se encuentra cercana y ajustada a las demandas que impone cada registro en la superestructura sobre todo para el caso del muro T1 y L4. Además se aprecia que la concentración de momentos para estos los muros T1 y L4 se encuentra el nivel inferior con un claro aumento leve en su altura, esto indica la predominancia del primer modo de vibrar de la superestructura.

6.1.5.2 Envolventes de corte

En las figuras 6.31, 6.32 y 6.33 se presentan las envolventes de corte, obtenidas para cada registro. De manera similar a la estructura de base fija, se compara con la resistencia nominal de corte suministrada en el diseño efectuado y con el corte requerido según la norma NCh433Of.2012.

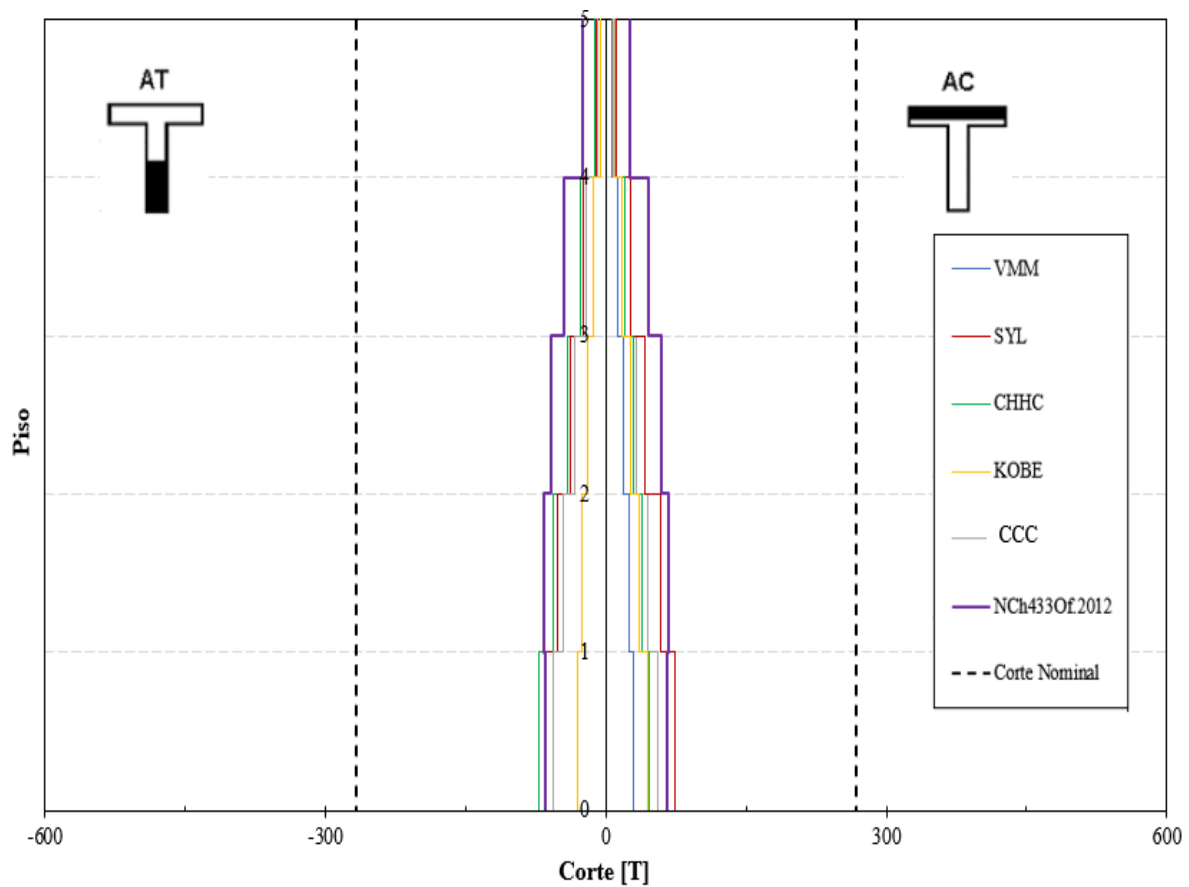


Figura 6.31. Envolvente de corte muro T1 superestructura (LRB y Sliders)

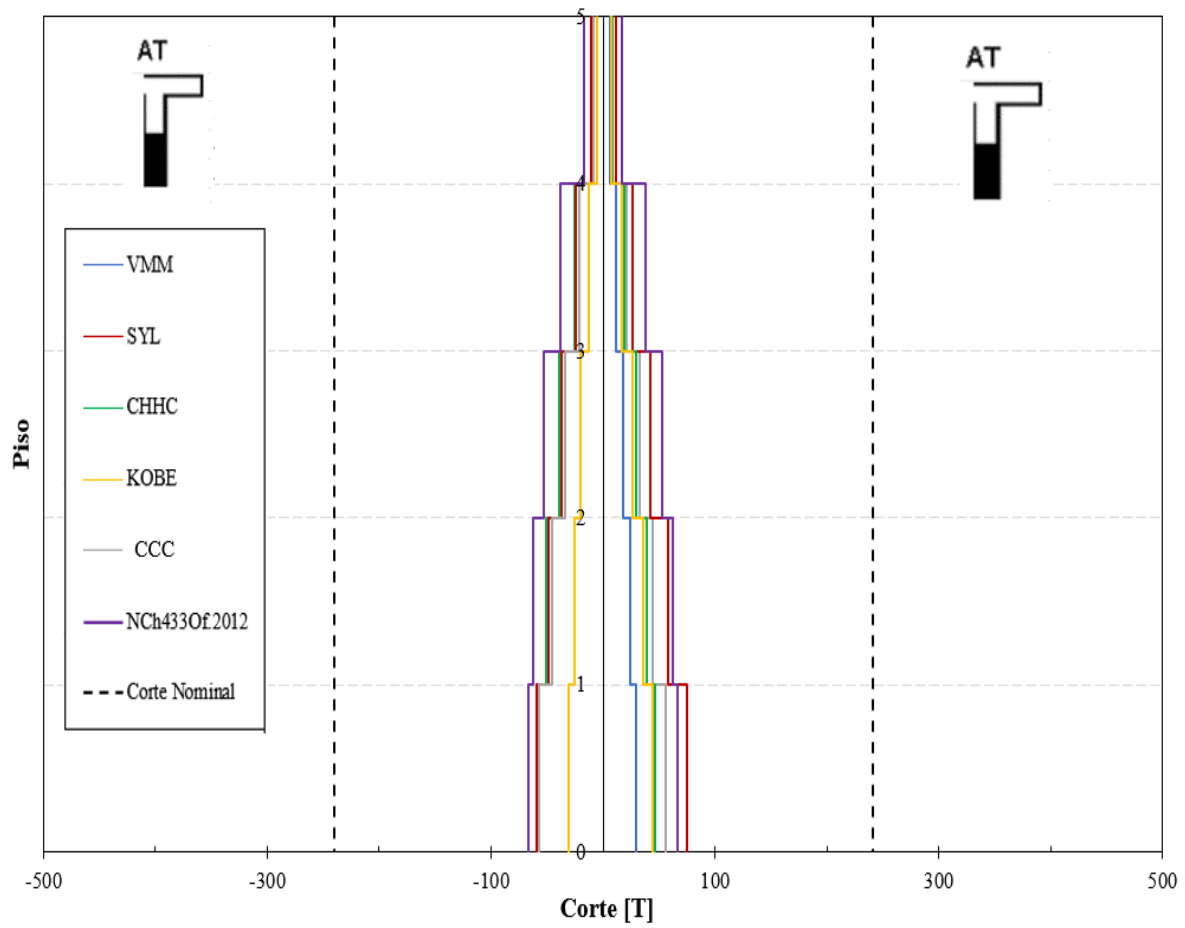


Figura 6.32. Envoltura de corte muro L4 superestructura (LRB y Sliders)

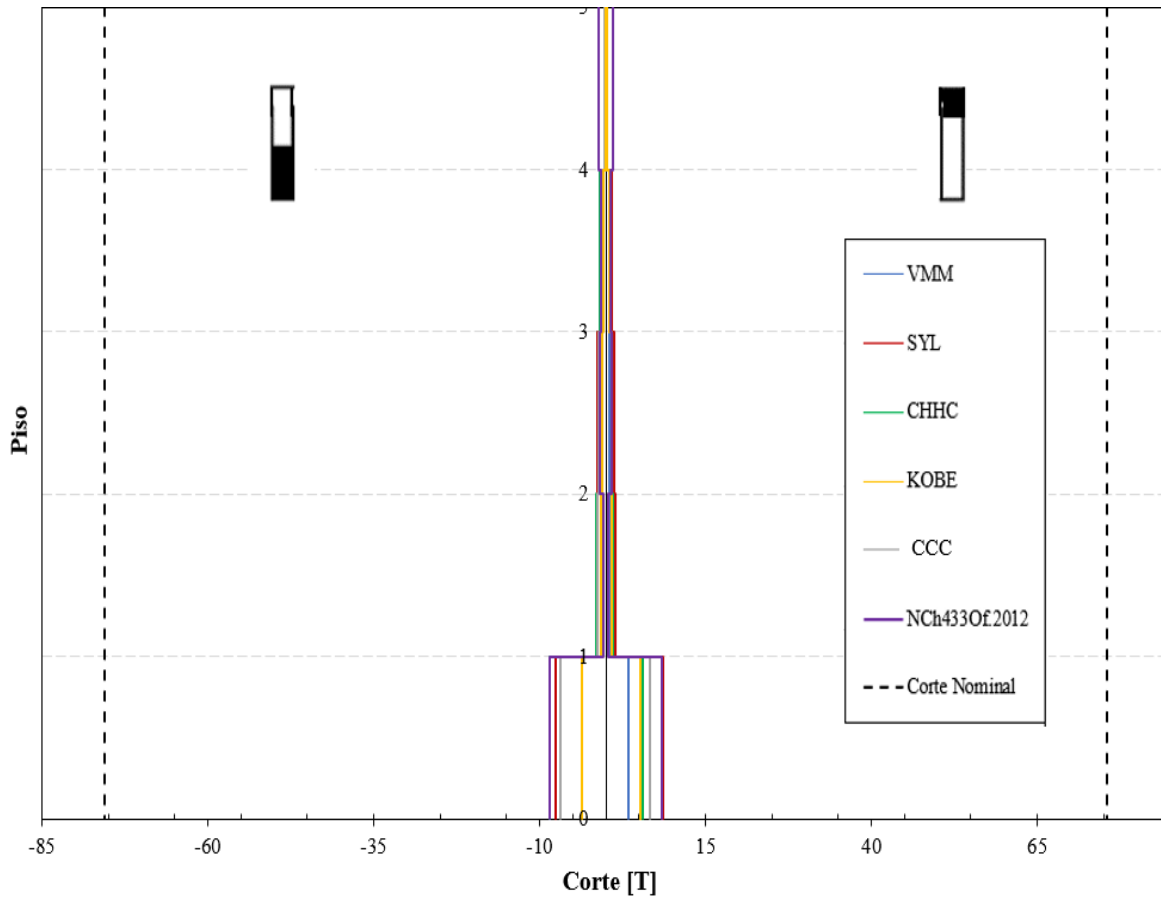


Figura 6.33. Envolvente de corte Machón superestructura (LRB y Sliders)

Las envolventes de corte, en este caso muestran que la demanda no sobrepasa el corte nominal suministrado por el diseño previo de la estructura según la normativa vigente en Chile en ninguno de los 3 tipos de muros estudiados.

6.1.5.3 Momento – Curvatura en la base

En los gráficos de las Figuras 6.34 a 6.48 se presentan las curvas de la historia momento – curvatura para la sección en la base de los muros de la superestructura aislada T1, L4 Y machón, para los cinco registros seleccionados. La escala en el eje de las curvaturas corresponde a rangos aproximadamente equivalentes a la curvatura de fluencia a diferencia del análisis realizado en la estructura de base fija, para este caso adicionalmente, se consideró la curvatura de agrietamiento, para realizar un contraste con la incursión en rango no lineal, lo que indica además la reducción de sollicitación impuesta por los registros estudiados. Las curvaturas tanto de fluencia como de agrietamiento fueron calculadas para las secciones de muros actuando con el ala comprimida (AC) y ala traccionada (AT) similar a lo expuesto anteriormente para el caso de la estructura de base fija.

❖ **Viña del Mar**

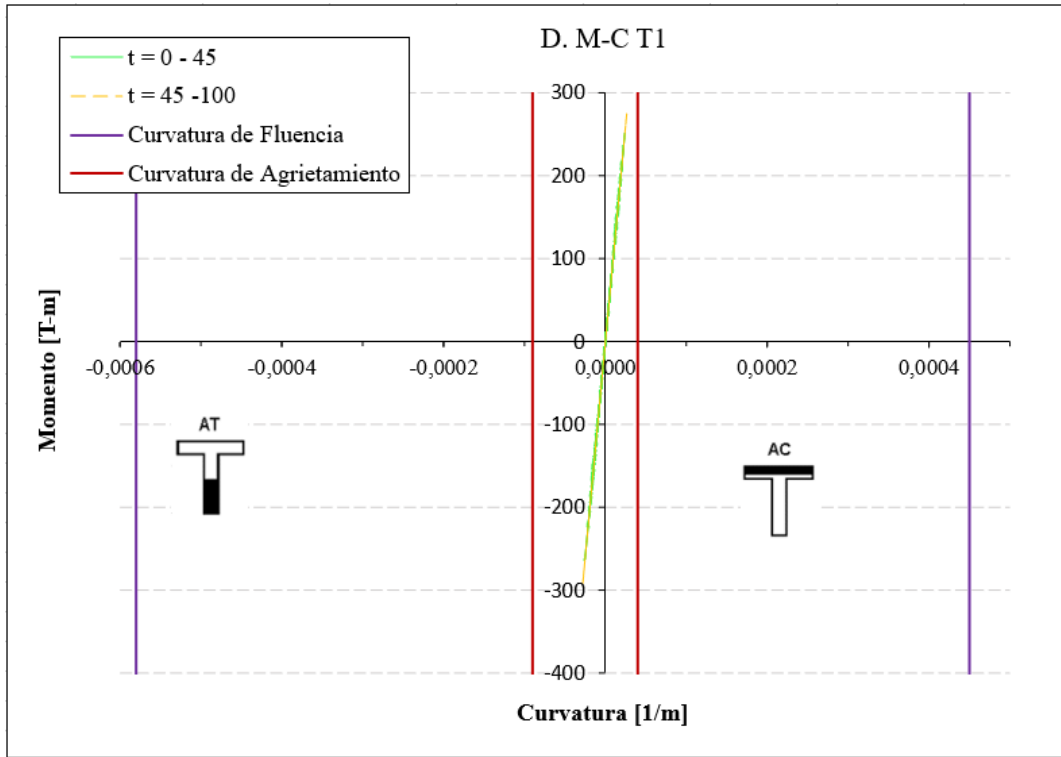


Figura 6.35. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB y Sliders, registro Viña del Mar

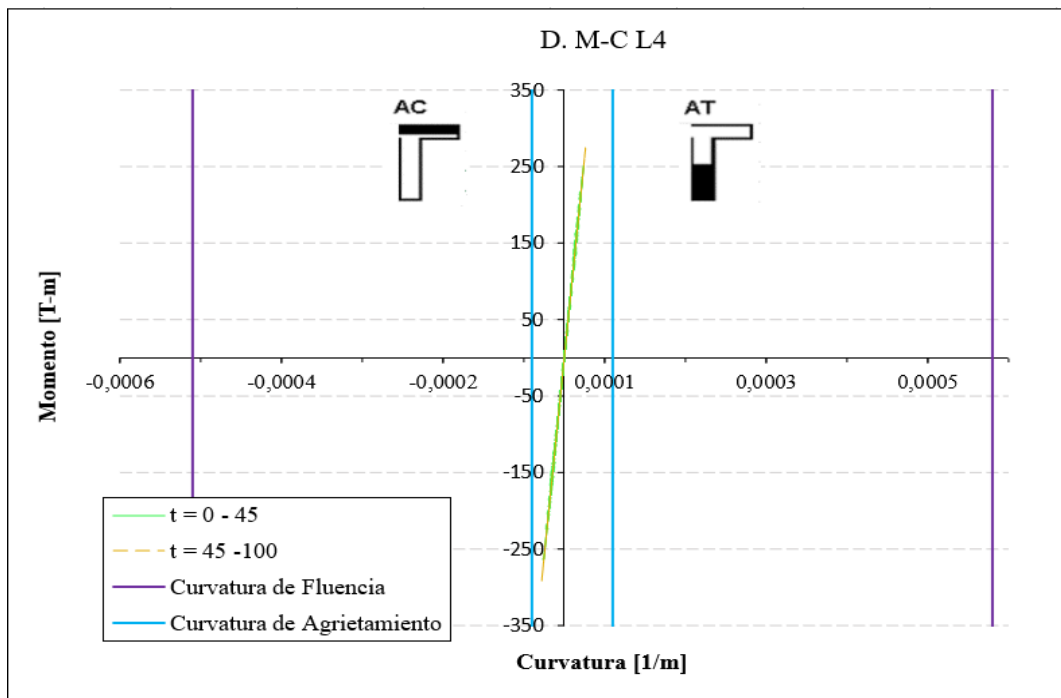


Figura 6.34. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB y Sliders, registro Viña del Mar

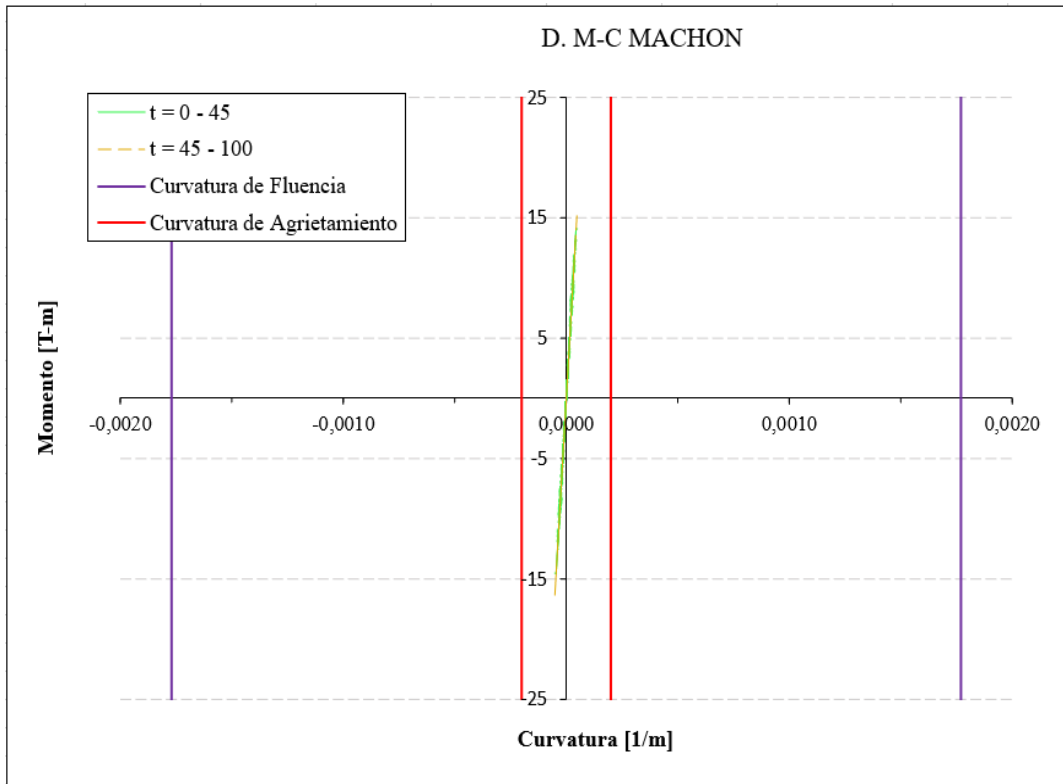


Figura 6.36. Momento - Curvatura machón superestructura LRB y Sliders, registro Viña del Mar

❖ **Concepción Centro**

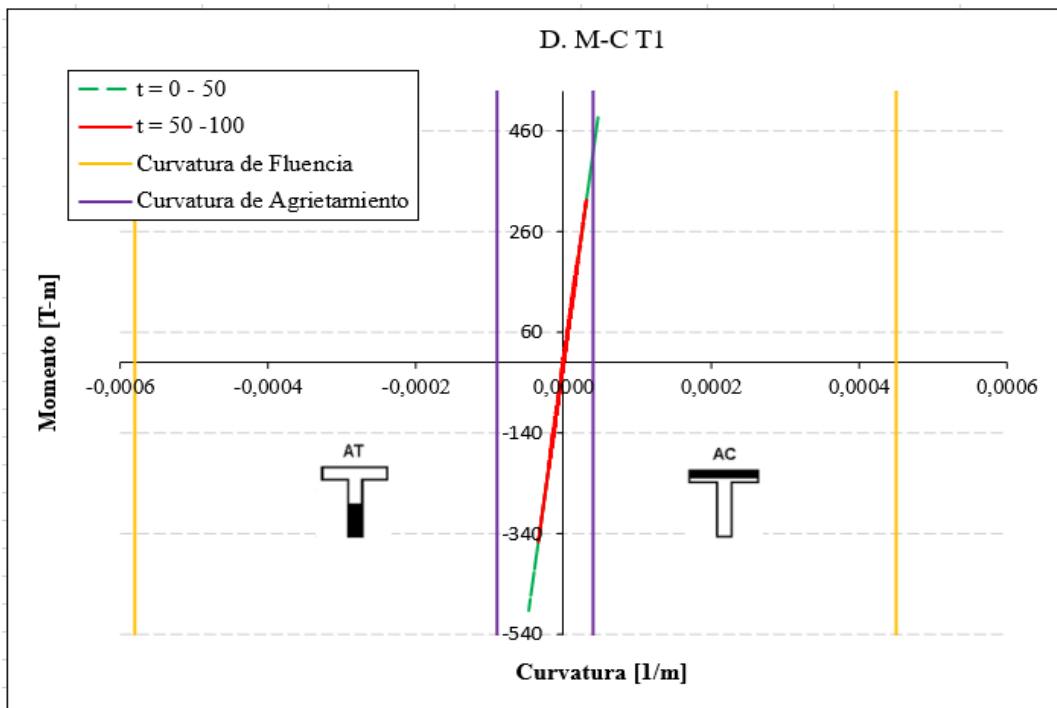


Figura 6.37. Momento – Curvatura muro T1 superestructura LRB y Sliders, registro Concepción

❖ **Sylmar (Northridge)**

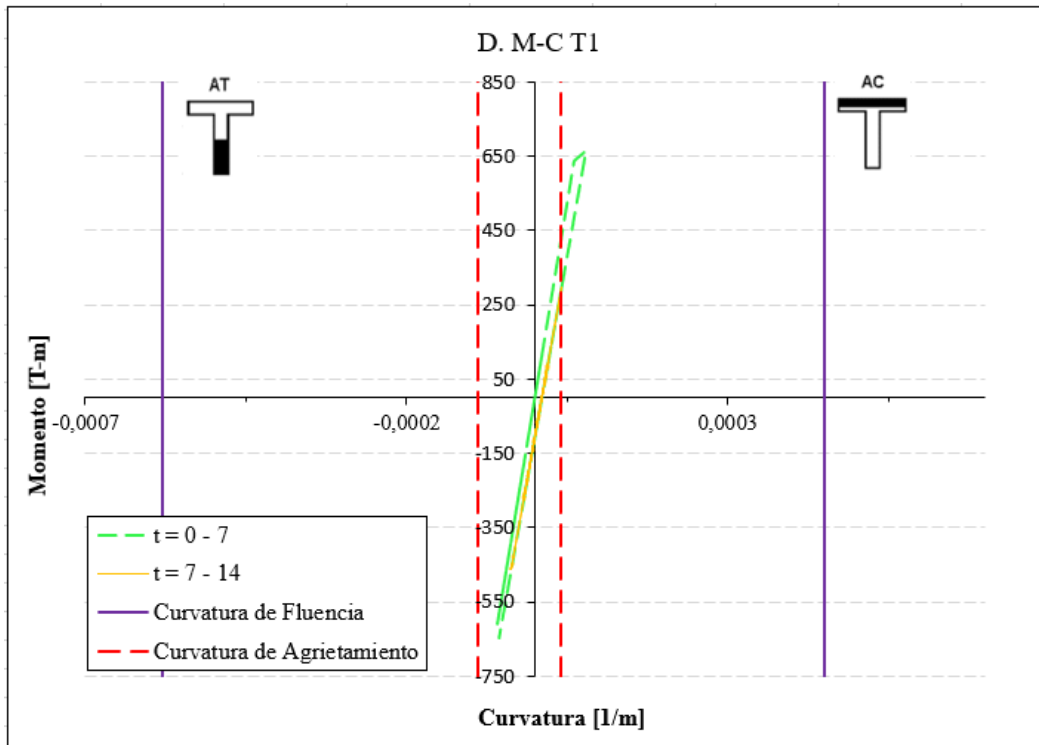


Figura 6.40. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB y Sliders, registro Sylmar

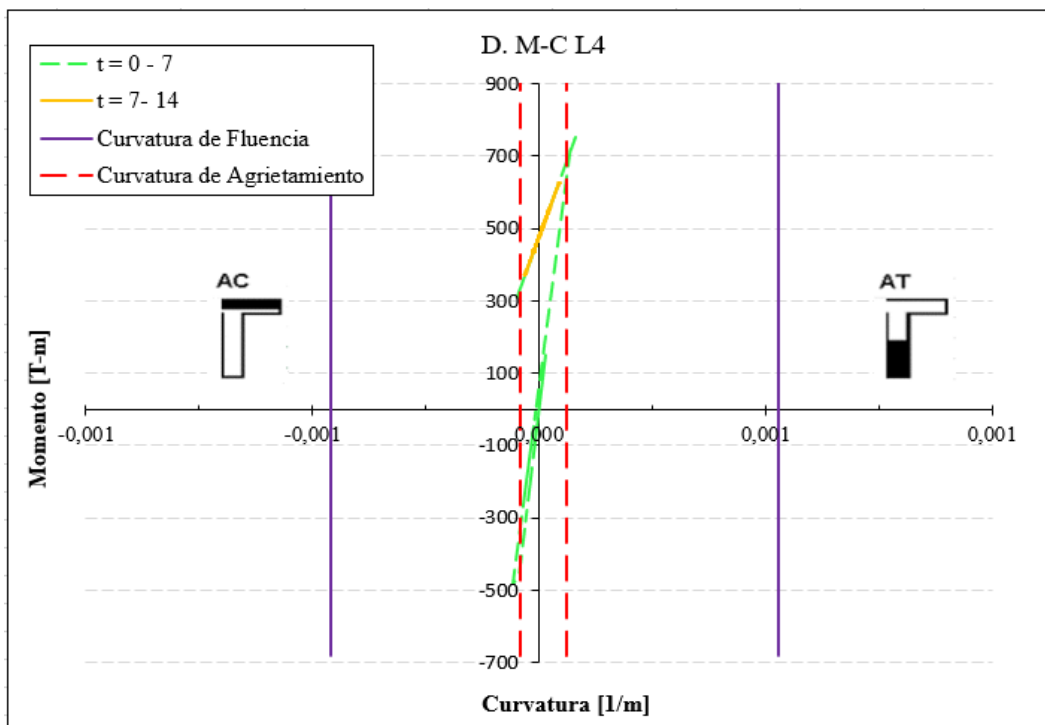


Figura 6.41. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB y Sliders, registro Sylmar

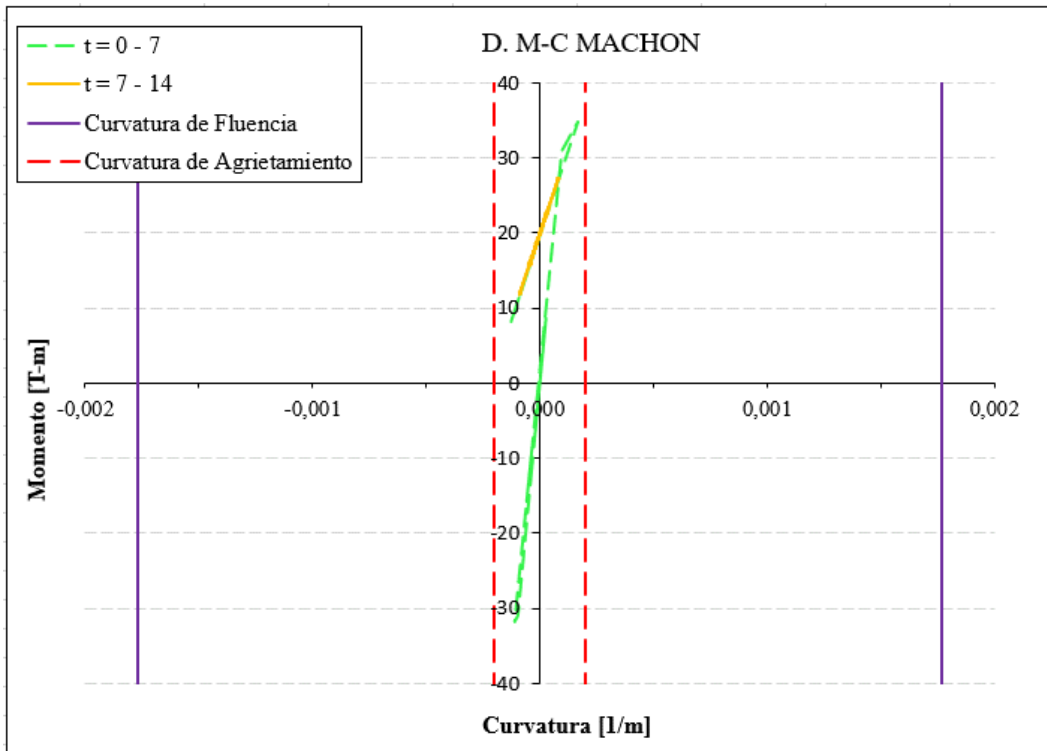


Figura 6.42. Momento - Curvatura machón superestructura LRB y Sliders, registro Sylmar

❖ **JMA (Kobe)**

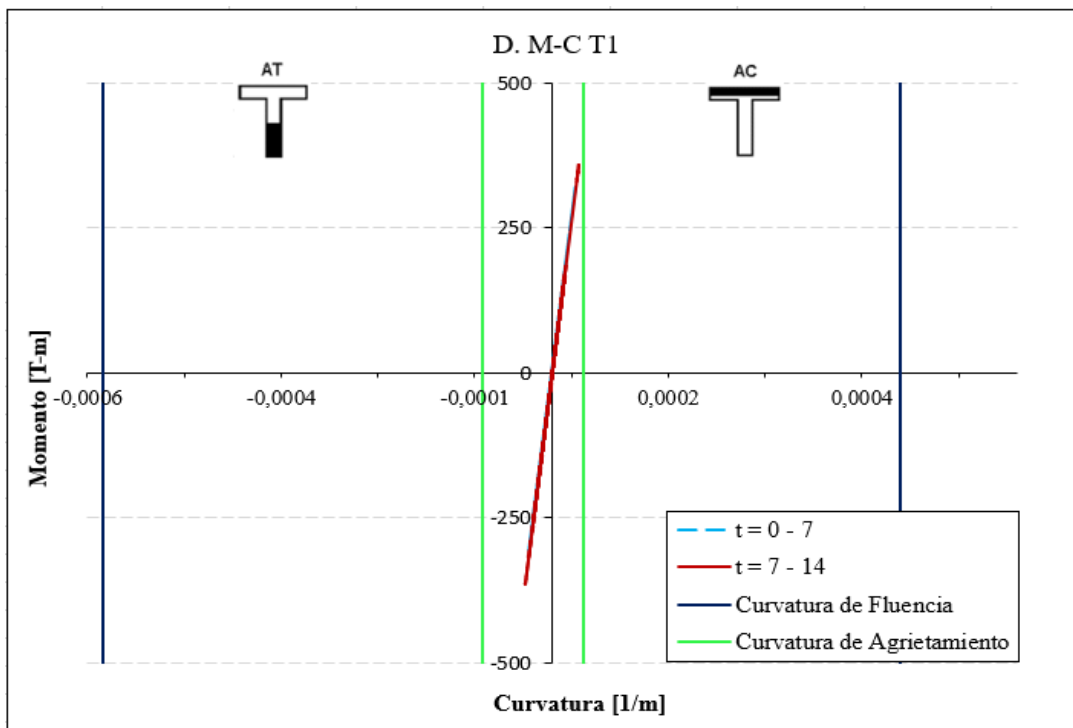


Figura 6.43. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB y Sliders, registro JMA

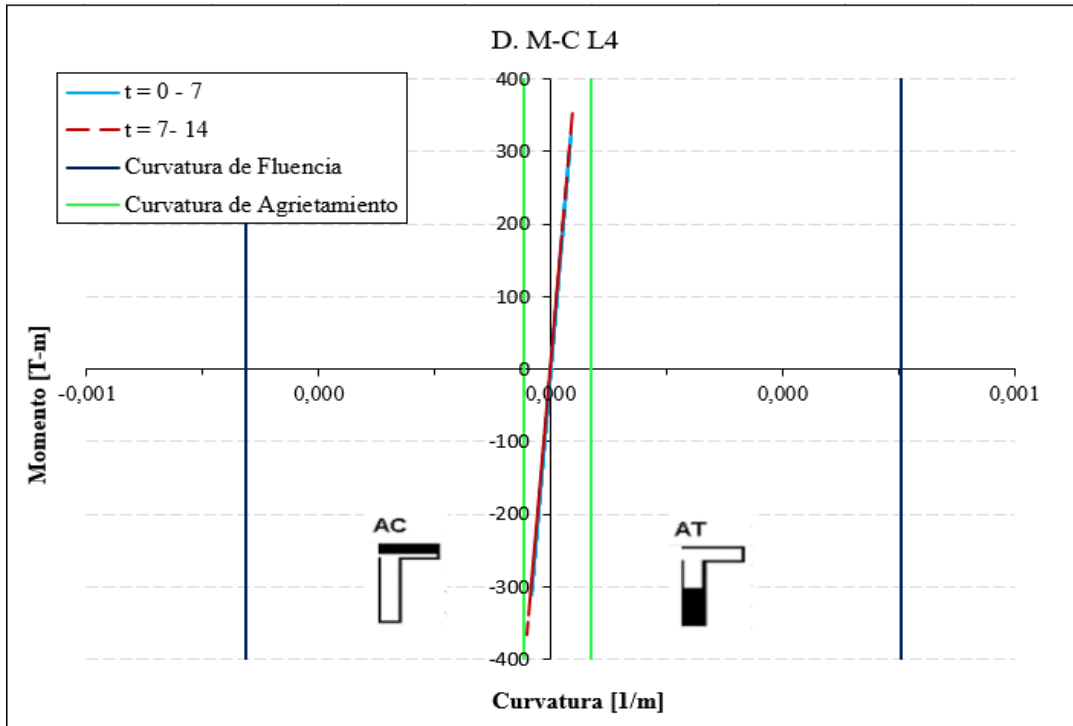


Figura 6.44. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB y Sliders, registro JMA

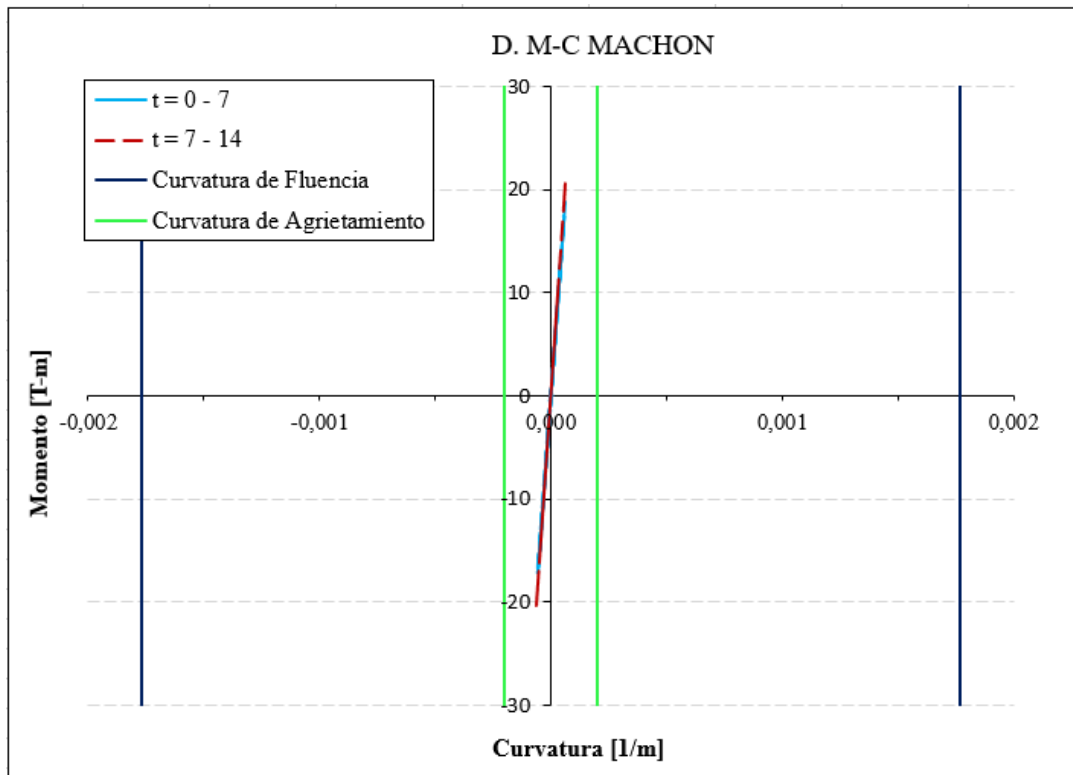


Figura 6.45. Momento - Curvatura machón superestructura LRB y Sliders, registro JMA

❖ **Christchurch**

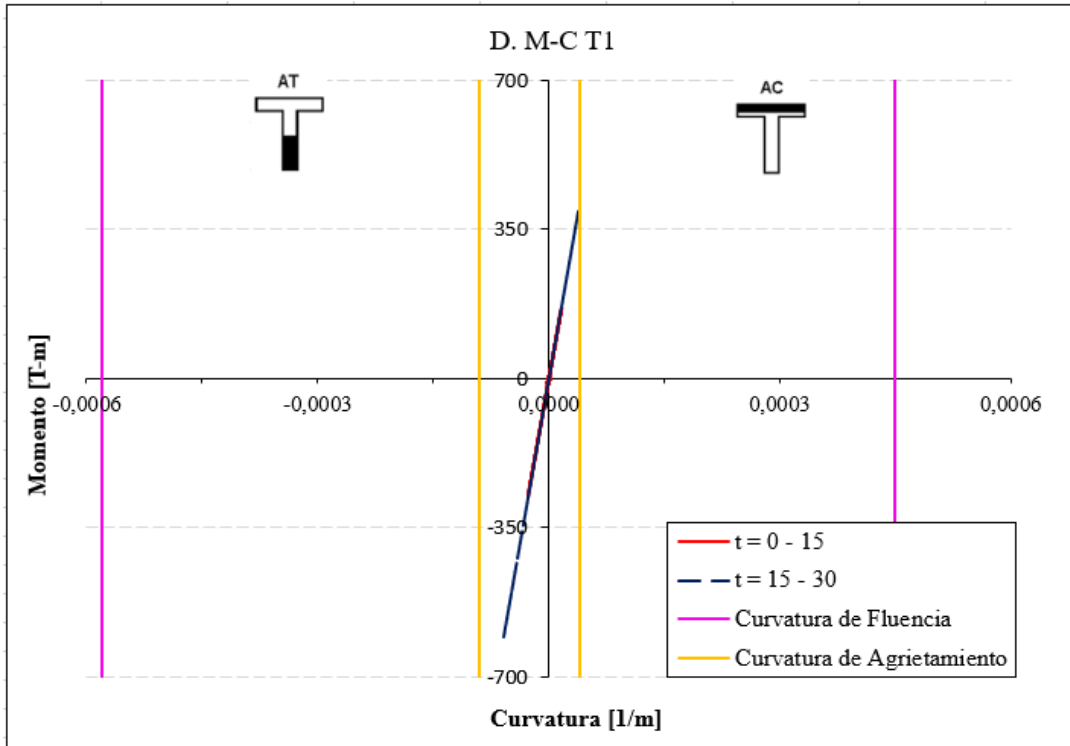


Figura 6.46. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB y Sliders, registro Christchurch

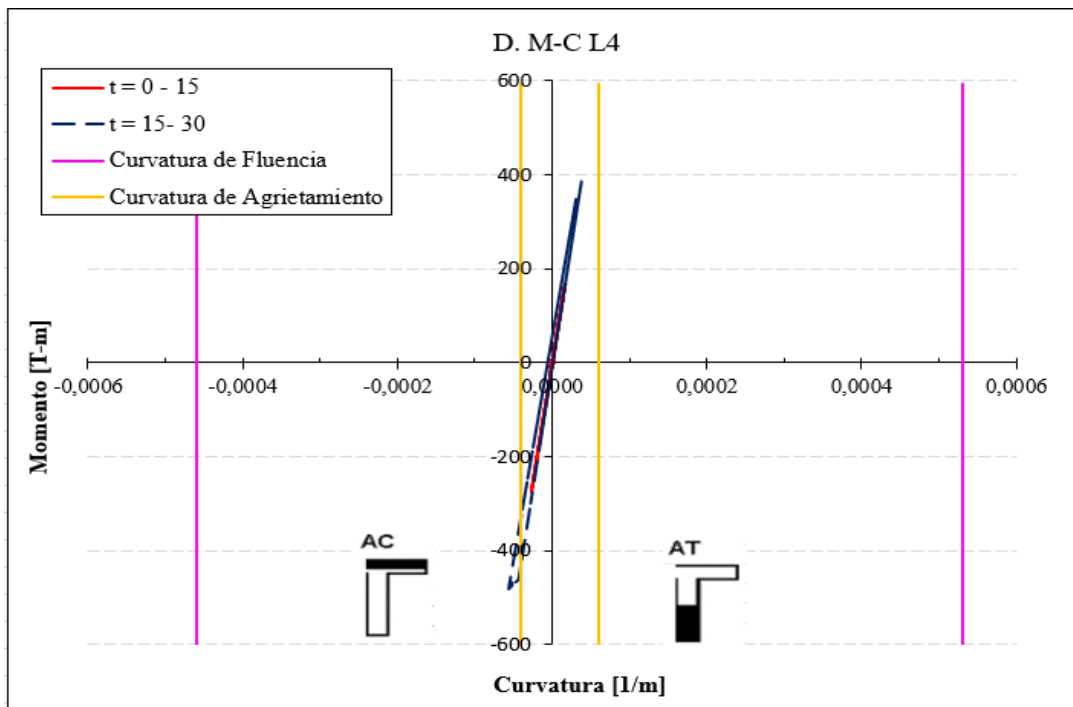


Figura 6.47. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB y Sliders, registro Christchurch

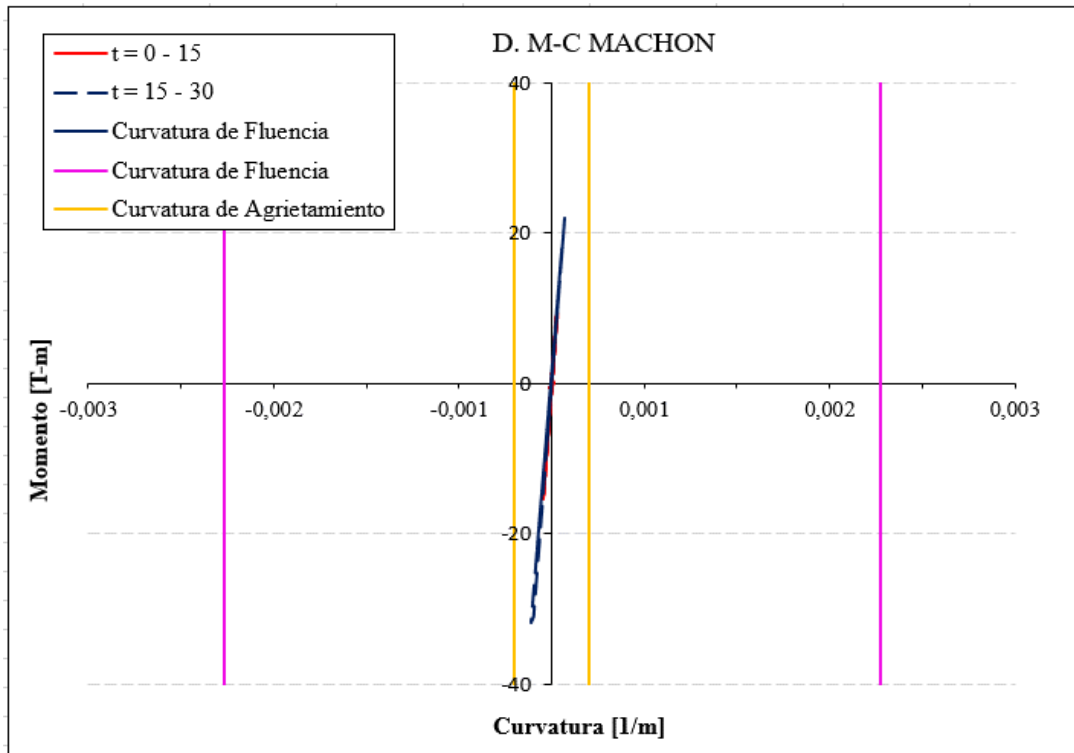


Figura 6.48. Momento - Curvatura machón superestructura LRB y Sliders, registro Christchurch

La forma y rangos donde se encuentra la curva de histéresis de los diagramas presenta una idea de la reducción de daños que produce el sistema de aislación diseñado. Para la totalidad de los casos de los registros sísmicos analizados, se observa un comportamiento prácticamente elástico con agrietamiento muy escaso y prácticamente nulo. En el caso de Sylmar (Northridge), se observa una leve incursión en rango no lineal post-agrietamiento, lo cual contrasta completamente a lo expuesto anteriormente por la estructura de base fija, se logra controlar y mitigar las incursiones post fluencia totalmente. JMA (Kobe) muestra un escenario similar al de Sylmar, presentando evidentes reducciones de incursiones no lineales y evitando totalmente el daño considerable en el muro T1 evidenciado en la estructura de base fija, en donde se ve sobrepasada la Curvatura Objetivo. Por otra parte, Christchurch presenta un comportamiento elástico, con pequeñas incursiones en el rango post-agrietamiento en el muro L4.

Capítulo VII: Implementación de dispositivos SMA

7.1 Sistema de Aislación Basal con Dispositivos LRB, Sliders y SMA

El presente Capítulo tiene como finalidad presentar el diseño de un sistema de aislación basal utilizando dispositivos LRB, Sliders y SMA para la superestructura estudiada anteriormente. Cabe mencionar que, en Chile, existe muy escasa información sobre el diseño e implementación de materiales SMA, incluso dichos materiales no son considerados en el código nacional de estructuras con aislación sísmica NCh2745. Debido a esto se utilizaron referencias extranjeras [59] [10] [74] [75] para llevar a cabo el diseño y elección del dispositivo SMA implementado.

La finalidad de estos dispositivos principalmente es contribuir al re-centrado del sistema de aislación de dispositivos convencionales, esto se logra mediante su característica de superelasticidad. Este tipo de materiales soportan grandes deformaciones unitarias del 8-10% retomando su estado inicial sin acumulaciones de desplazamientos residuales. Además, poseen una gran capacidad de disipación de energía, presentando un coeficiente de amortiguación del orden de 15-20%. Estudios hechos de estos materiales [75], indican que las aleaciones compuestas de níquel y titanio (Ni-Ti) casi equiatómicas, presentan un gran comportamiento a tensión, mayor superelasticidad, menor sensibilidad a la temperatura, mayor resistencia a la corrosión y fatiga en comparación a otro tipo de aleaciones como Cu-Al-Ni (cobre-aluminio-níquel), Al-Cu-Zn (aluminio-cobre-zinc) o Fe-Mn[Si] (hierro-manganeso-silicio).

7.1.1 Procedimiento de diseño adoptado para el diseño de los dispositivos SMA

A continuación, se define el procedimiento de diseño adoptado para diseñar los dispositivos SMA necesarios para el sistema de aislación basal:

Fue definida la curva de histéresis que modelara el comportamiento del dispositivo SMA, para este caso se modeló una curva tipo "Shape-Memory-Alloy Flag-shaped Hysteresis" [67]. (IHYST = 58, en Ruaumoko), la cual se muestra en la Figura 7.1. En donde se requieren los siguientes parámetros:

ALFA = fracción de la carga de fluencia en donde se intercepta el recorrido de la descarga con la curva de rigidez inicial elástica

BETA = factor de rigidez relativo a la rigidez inicial en la descarga

DELTA = factor que multiplica la deformación de fluencia e indica donde se comienza la descarga

PSI, PSHI = factores que indican estados límites y provocan término de la acción del elemento (se consideraron igual a cero, a fin de observar el comportamiento libre sin limitación del dispositivo)

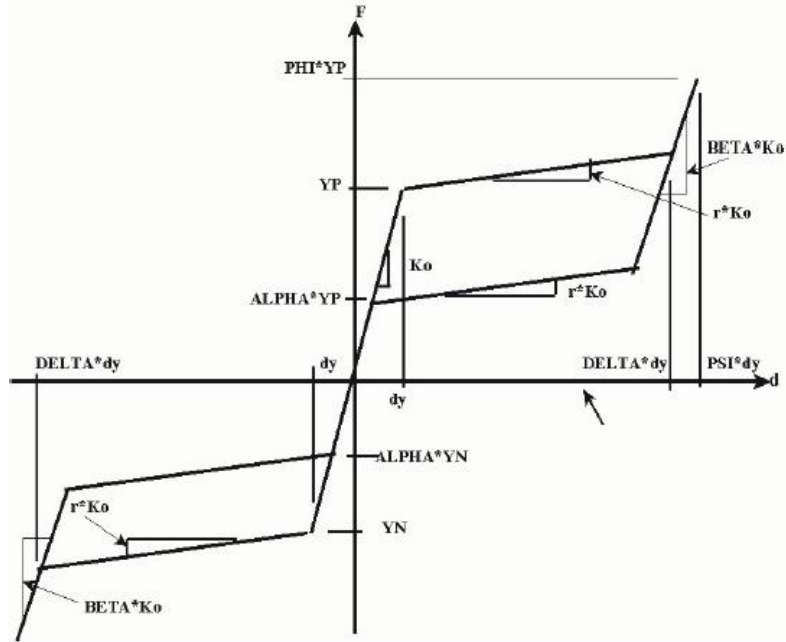


Figura 7.1. Regla de Histeresis " Shape-Memory-Alloy Flag-shaped" [65]

El procedimiento para diseñar los dispositivos de aislación basal se basó principalmente en los resultados obtenidos de los análisis no lineales hechos previamente para el sistema de aislación compuesto por LRB y Sliders, en donde se determinó el máximo desplazamiento experimentado por el sistema de aislación, el cual se desarrolló para el registro de Sylmar, este desplazamiento fue considerado como el desplazamiento máximo del sistema SMA requerido e igual a 358 mm. (referirse a la Tabla 6.2), además se adicionó como medida de seguridad un 10% más al desplazamiento requerido, suministrando un desplazamiento máximo de diseño de 400 mm. En conjunto a esto, se obtuvieron parámetros adimensionales y rigidez lineal elástica de un cable, desde la curva presentada por M.Dolce et all. 2000 [75]. En donde se mostró el comportamiento histerético de un dispositivo SRCD (Supplemental Re-centring Device) utilizado en un marco de hormigón armado, la cual estaba compuesto por 12 cables de SMA con un diámetro de 1 [mm.] (ver Figura 7.2).

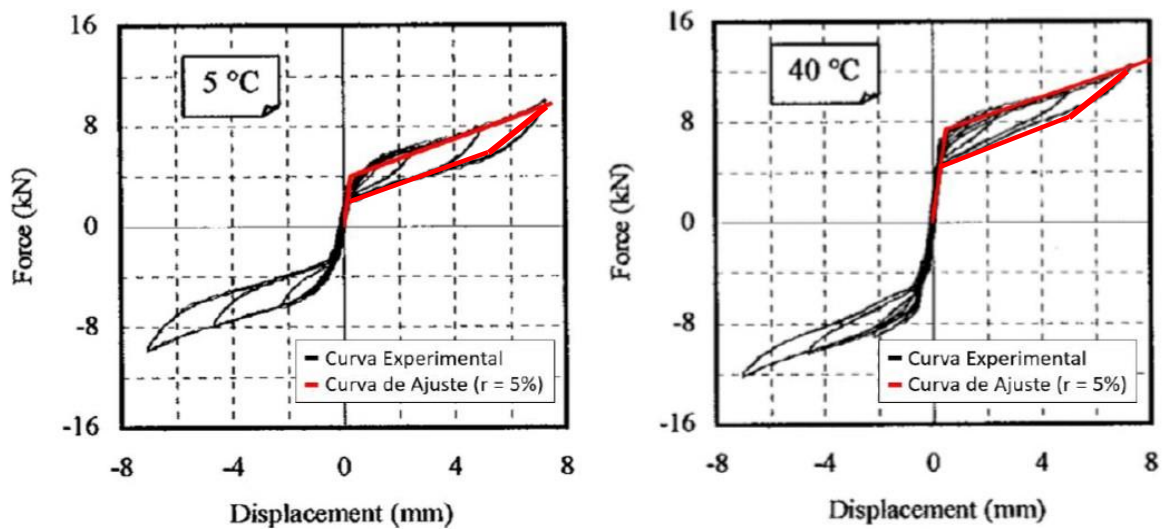


Figura 7.2. Comportamiento mecánico de un dispositivo SRCD a: a) 5°C, b) 40°C [75]

Como se observa, para el dispositivo sometido a 5°C y 40° C de temperatura, la rigidez de post-fluencia es aproximadamente un 5% de la rigidez elástica inicial. De manera similar, se trabajó con un valor del coeficiente $r = 5\%$, por otra parte, por inspección de los gráficos de la Figura 7.2, se considera ocupar un $\Delta = 23$, $\alpha = 0.7$ y $\beta = 0.2$

Por último, se determinó la rigidez inicial necesaria para los dispositivos SMA, la cual es igual a la rigidez equivalente total de los dispositivos LRB que componen la mitad de la planta de la superestructura, e igual a 2052 [Ton/m], cabe mencionar que esta rigidez fue repartida en la cantidad de dispositivos necesarios para el sistema, lo que se muestra posteriormente en la Figura 7.3. y fue calculada la cantidad proporcional a los cables utilizados en M. Dolce et al 2000, obteniendo un valor de 7 cables de 1 mm de diámetro para cada dispositivo SMA.

La disposición y ubicación de los dispositivos SMA dentro de la interfaz de aislación basal se determinó mediante recomendaciones hechas por la empresa FIP MECANIC [59] y se describe a continuación:

- Se debe mantener una distribución simétrica de los dispositivos ubicándolos en los posible en los puntos de apoyo que se encuentran en la esquina de la planta horizontal
- Los dispositivos SMA se ubican por fuera de la interfaz de aislación del sistema LRB, para evitar que sean cargados, mediante la acción de cargas gravitacionales
- Estos dispositivos se consideran dispositivos auxiliares y complementarios a dispositivos de aislación basal y su finalidad es básicamente evitar o disminuir desplazamientos residuales post-evento sísmico.

De acuerdo con las recomendaciones de diseño hechas, se muestra el siguiente esquema, en donde se visualiza la ubicación de los dispositivos SMA adoptada.

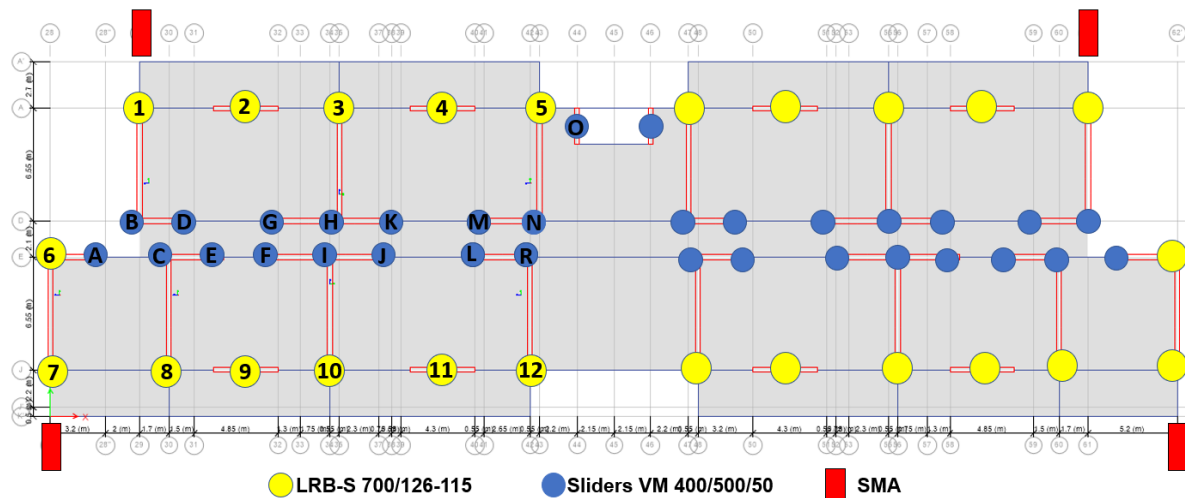


Figura 7.3. esquema de la ubicación de los dispositivos SMA

A continuación, en la Tabla 7.1. se muestra un resumen de las propiedades utilizadas en la curva de histéresis de cada dispositivo SMA.

Tabla 7.1. Parámetros de la curva de histéresis utilizada para los dispositivos SMA

Dispositivo	Ko [T/m]	r	ALFA	BETA	DELTA	YP [T]
SMA (7 cables/Ø1)	1050	0.05	0.7	0.2	23	18.26

7.1.2 Análisis sistema de aislación basal con dispositivos LRB, SMA y Sliders

A continuación, en las Figuras 7.4 a 7.8 se presentan las reglas de histéresis obtenidas del dispositivo LRB y SMA ubicados según se mostró anteriormente en el esquema de la Figura 7.3, para cada registro sísmico estudiado en dirección Y de la planta del edificio, todos los dispositivos mantienen un comportamiento idéntico, debido al supuesto de compatibilidad de desplazamiento horizontal debido a la condición de diafragma rígido supuesta por la losa a nivel basal, se tomó como referencia la sección del muro T1, para indicar el sentido del análisis.

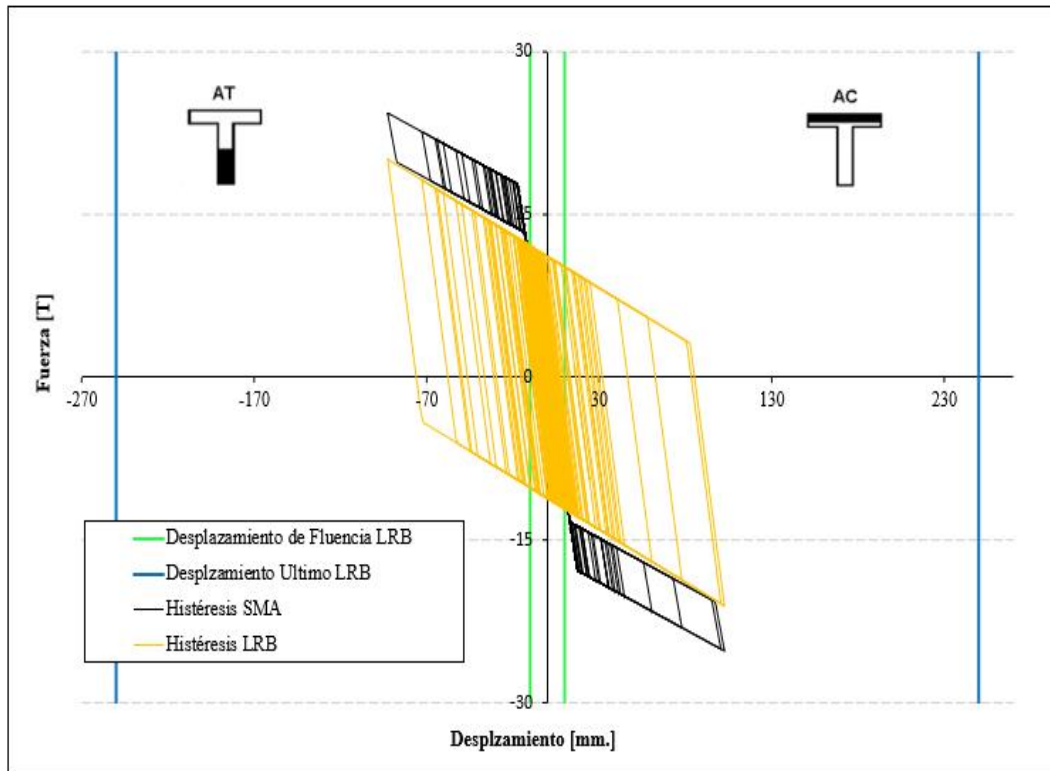


Figura 7.4. Histéresis LRB y SMA, registro Viña del Mar

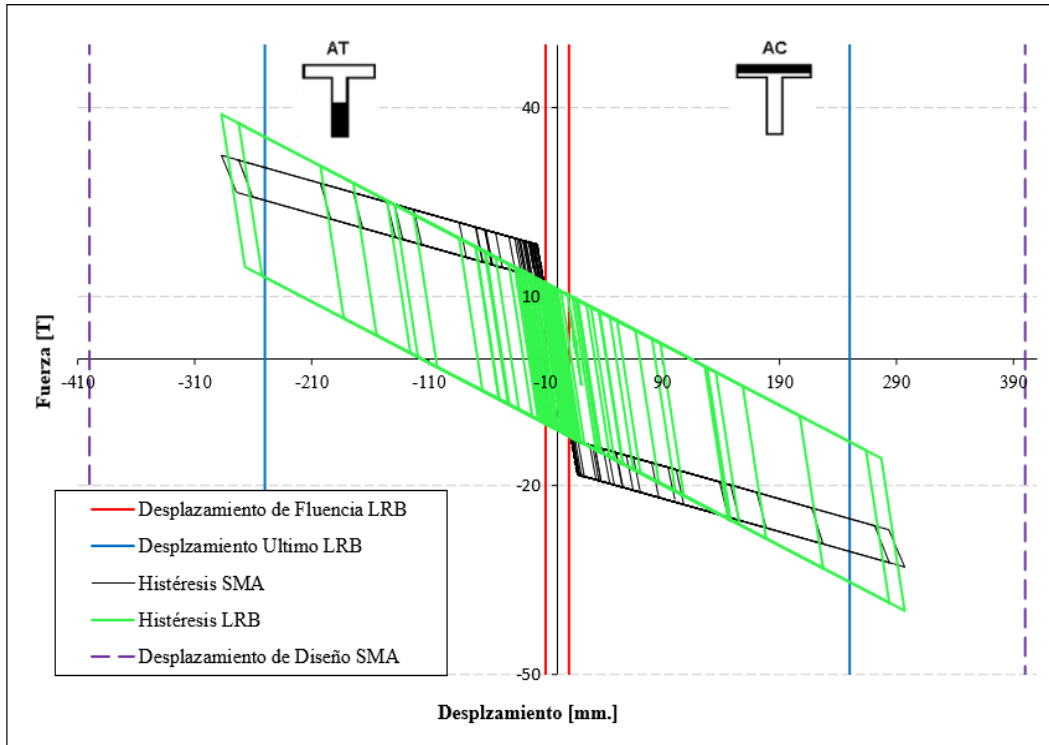


Figura 7.5. Histéresis LRB y SMA registro Concepción

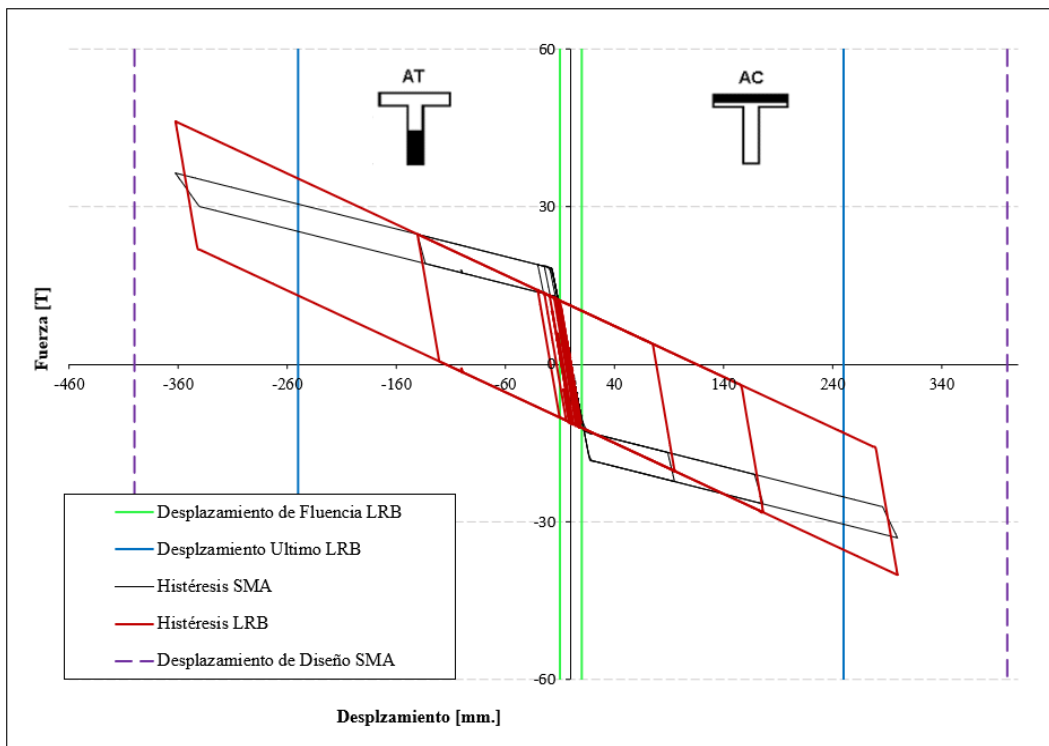


Figura 7.6. Histéresis LRB y SMA registro Sylmar

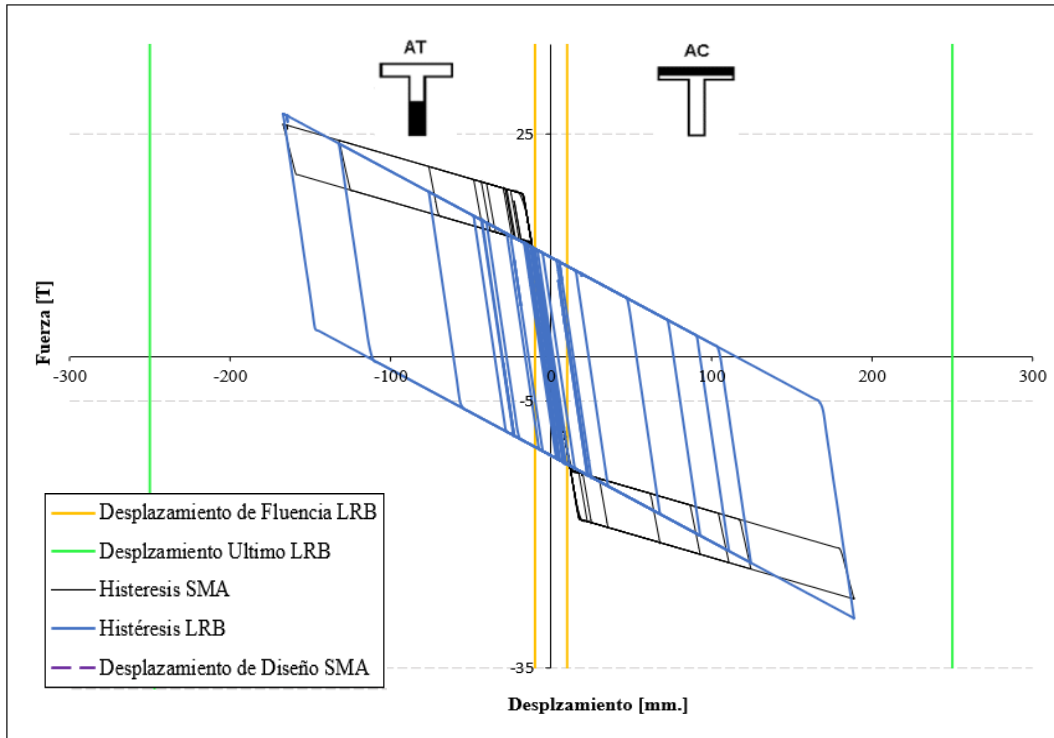


Figura 7.7. Histéresis LRB y SMA, registro JMA

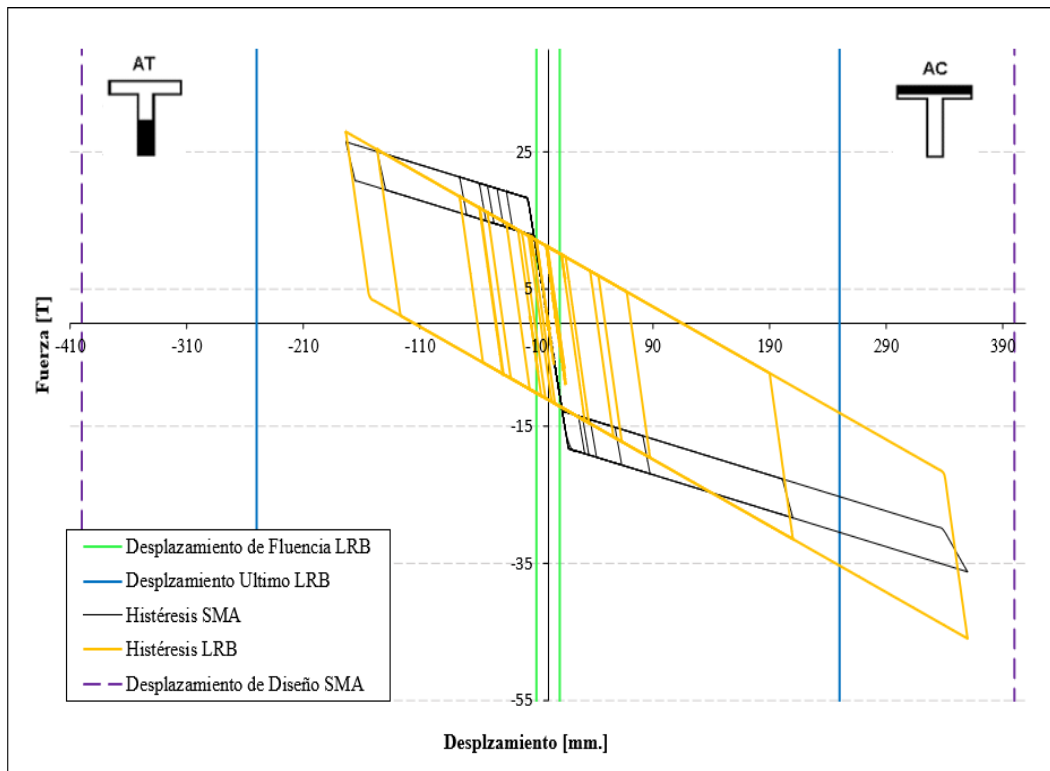


Figura 7.8. Histéresis LRB y SMA registro Christchurch

De manera similar, en las Figuras 7.9 a 7.13, se presentan los gráficos de historia de desplazamiento en el tiempo.

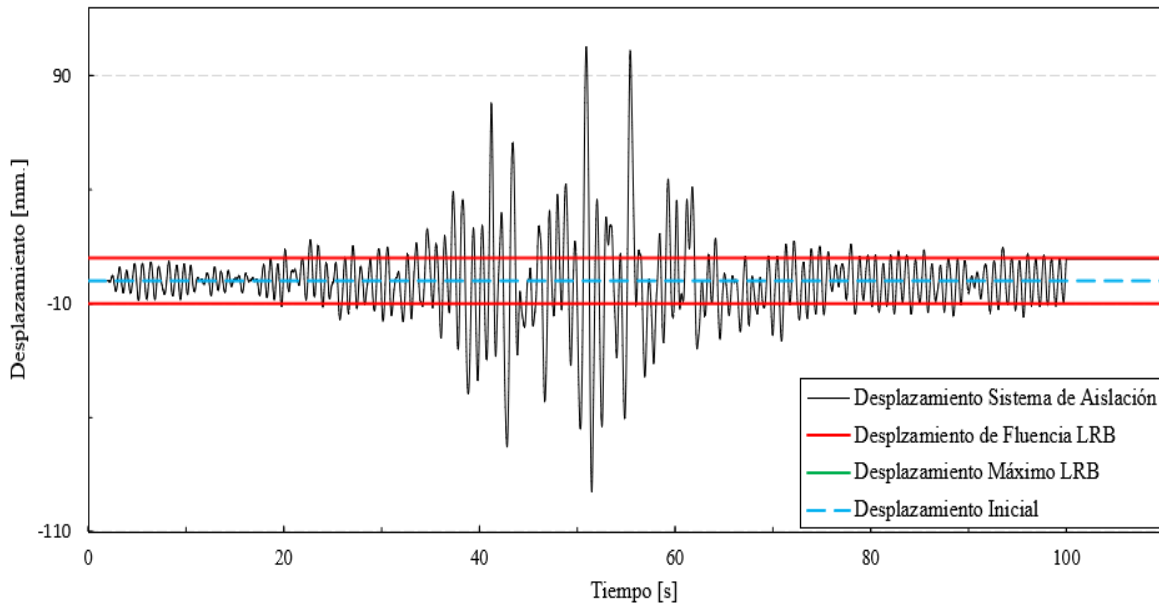


Figura 7.9. Desplazamiento sistema de aislación LRB y SMA, registro Viña del Mar

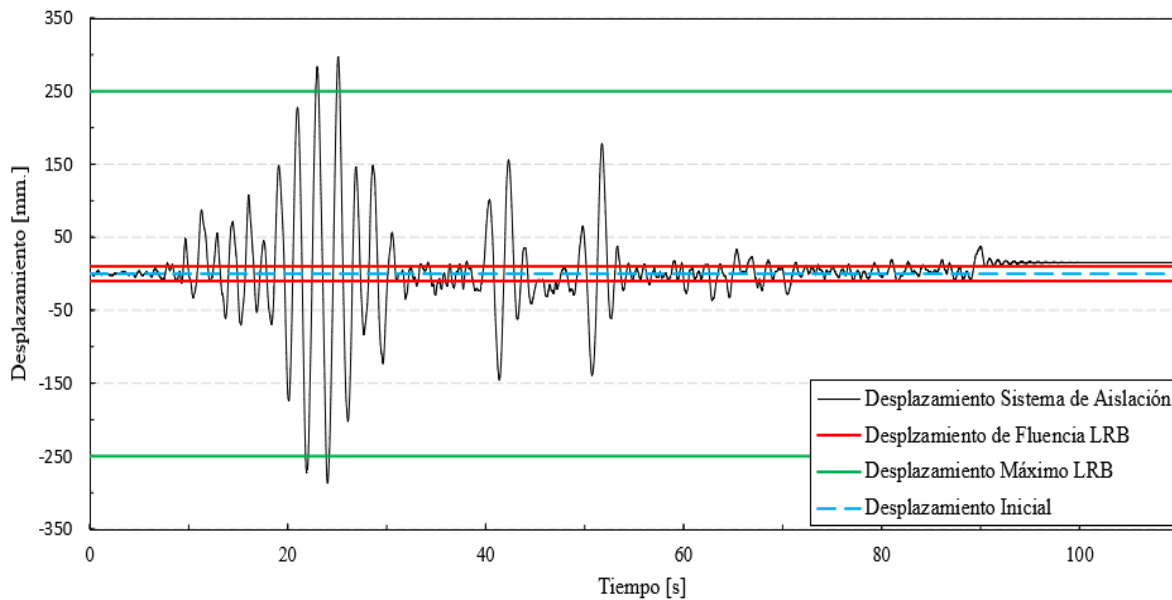


Figura 7.10. Desplazamiento sistema de aislación LRB y SMA, registro Concepción

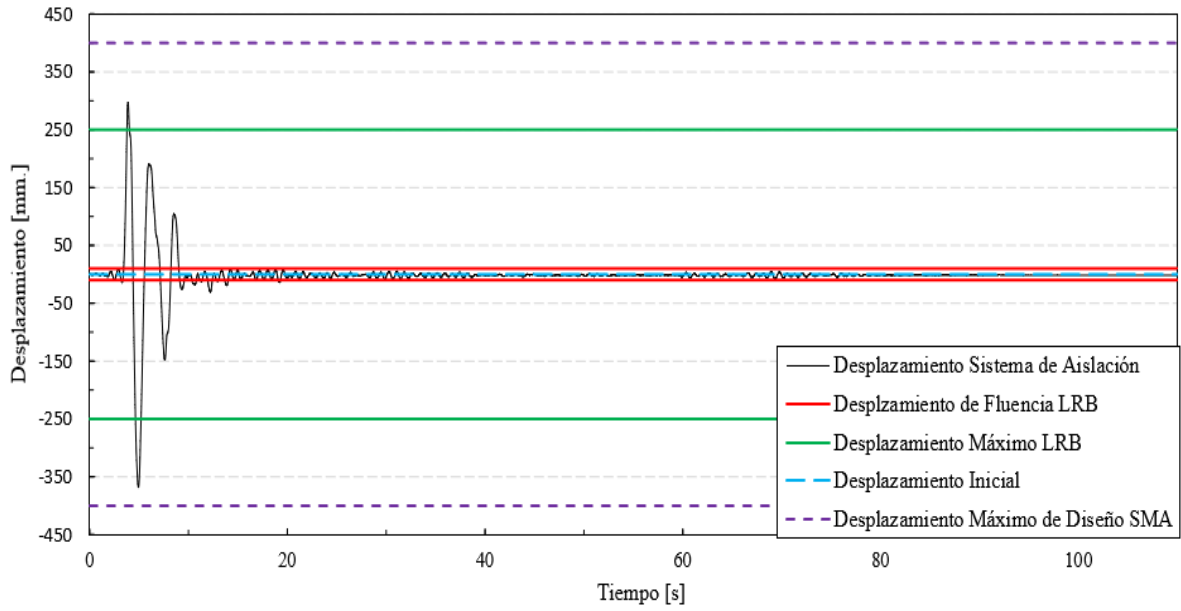


Figura 7.11. Desplazamiento sistema de aislación LRB y SMA, registro Sylmar

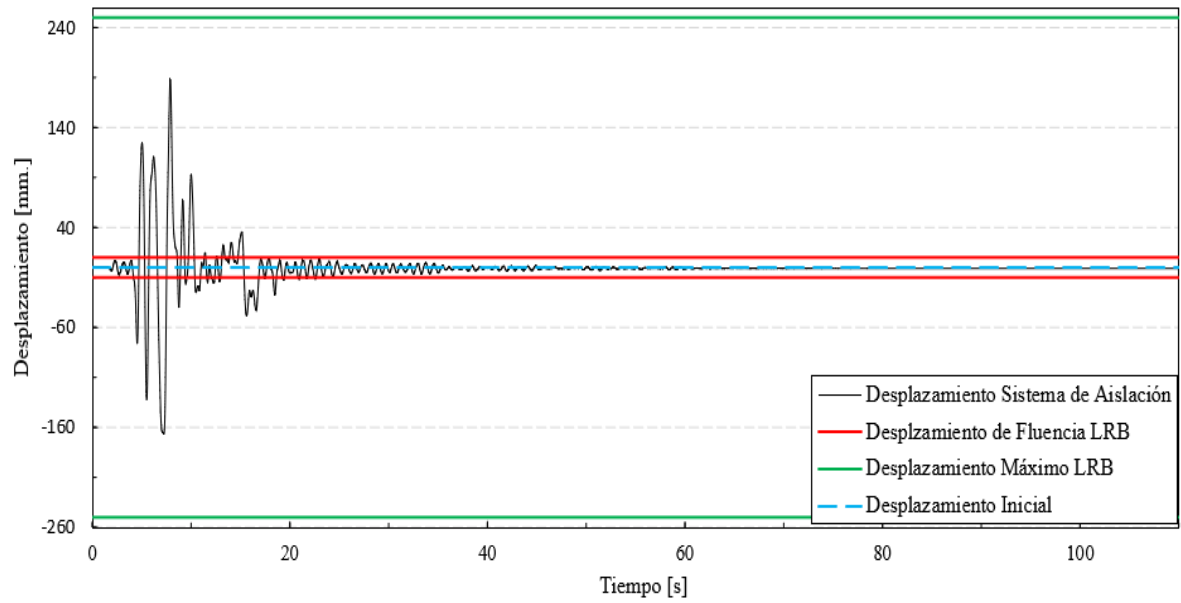


Figura 7.12. Desplazamiento sistema de aislación LRB y SMA, registro JMA

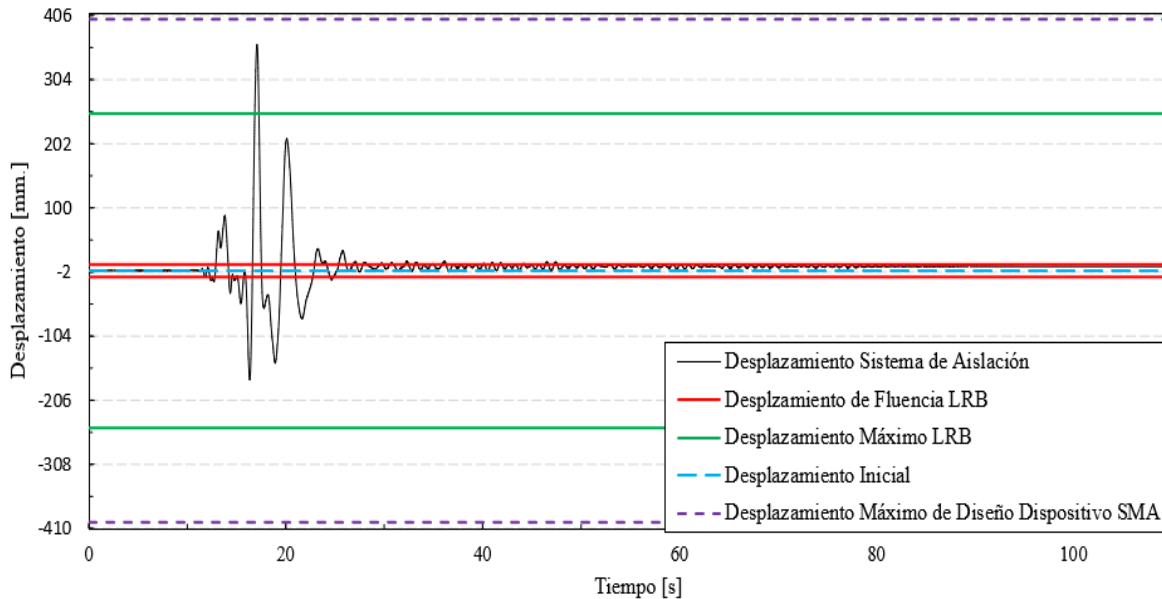


Figura 7.13. Desplazamiento sistema de aislación LRB y SMA, registro Christchurch

Tabla 7.2. Análisis del sistema de aislación basal LRB y SMA

Registro	Fuerza transversal		Desplazamiento		Ductilidad del aislador	Corte Aisladores LRB		$D_{residual}$ [mm.]
	F_{TRANS} [T]	% F_M	D_{TRANS} [mm.]	% D_M	$\mu_{AISL.}$	$F_{a.tot.}$ [T]	% $P_{sis.}$	
VMM	21	57	103	41	10.2	501	19	9.5
CCC	40	109	297	119	29.7	440	16.7	15
SYL	46	126	362	145	36.2	555	21	1.7
JMA	29	80	189	76	18.8	304	11.8	1.0
CHHC	46	125	360	144	35.9	507	19	6.7

En la Tabla 7.2 se lleva a cabo un análisis similar al hecho anteriormente para el sistema de aislación compuesto únicamente por dispositivos LRB y Sliders. Si bien las demandas de Fuerza transversal, desplazamiento y ductilidad se mantienen prácticamente constantes o evidencian un pequeño aumento, se destaca la reducción de corte en los aisladores LRB y la considerable reducción de desplazamiento residual para el caso del sistema compuesto con dispositivos SMA en la mayoría de los casos estudiados. Sin embargo, para el caso del registro de Viña del Mar, este evidenció un aumento del desplazamiento residual en el sistema de aislación, lo que indicaría que para eventos sísmicos con un gran contenido de frecuencia como lo es el registro de Viña del Mar, los dispositivos SMA utilizados pierden su capacidad de re-centrado, para el sistema de aislación diseñado.

Por otra parte, para los eventos sísmicos de característica impulsiva (Sylmar y JMA), presentaron una gran reducción del desplazamiento residual, mostrando un resultado interesante, en cuanto a reducción de desplazamiento residual en el sistema de aislación.

7.1.3 Demandas Globales superestructura con LRB, SMA y Sliders

7.1.3.1 Demanda de ductilidad global de desplazamientos de techo en el tiempo

En las Figuras 7.14 a 7.18. se presentan el desplazamiento de techo de la superestructura con aislación basal utilizando dispositivos LRB, SMA y Sliders en función del tiempo en términos de DR, utilizando el modelo descrito previamente en la sección 5.2 de este trabajo. Se muestra límites de $DR_y=0.3\%$. y $DR_{cr} = 0.05\%$ de la altura total del edificio respectivamente. Los valores de la demanda de ductilidad global, expresada en términos del máximo factor de ductilidad global alcanzado en los análisis se presentan en la Tabla 7.4.

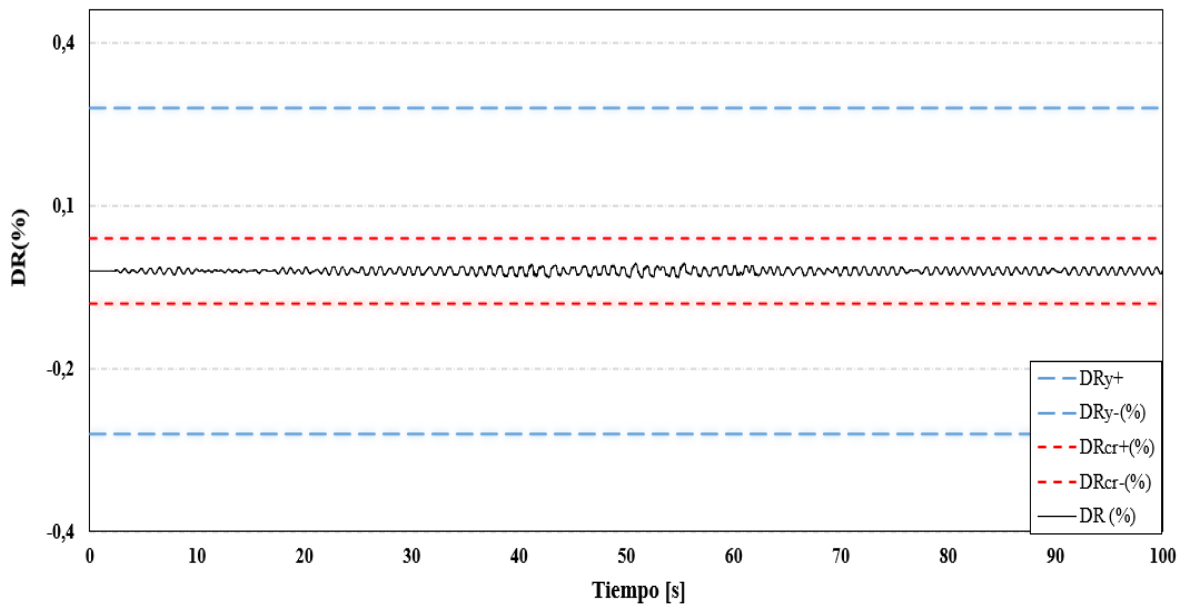


Figura 7.14. Historia de desplazamientos de techo (DR) aislación LRB, SMA- Registro Viña del Mar

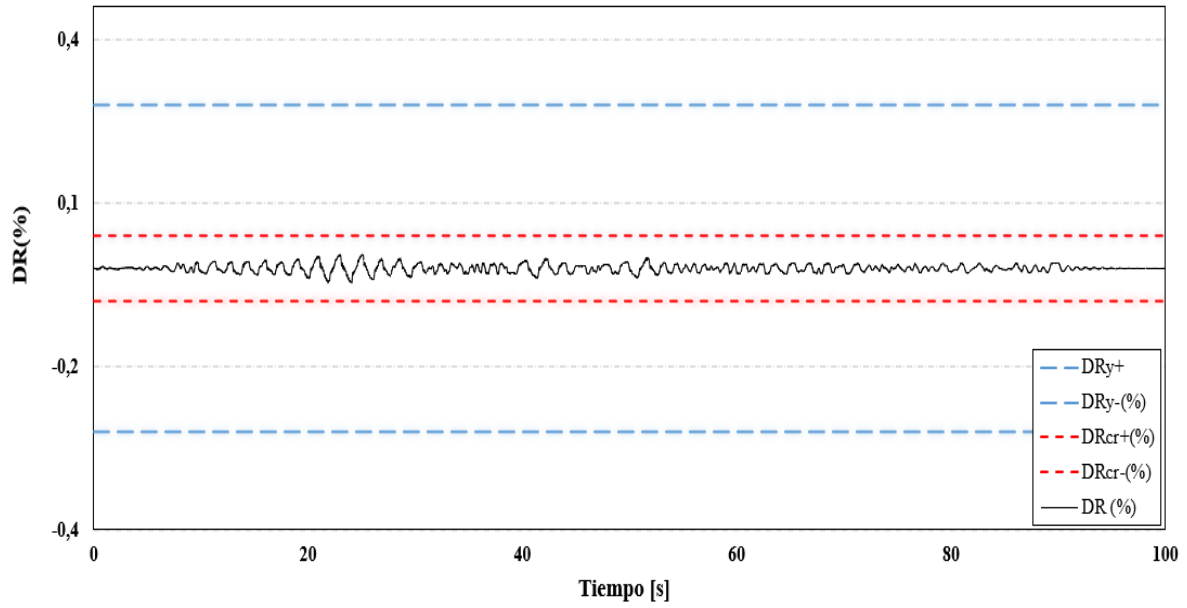


Figura 7.15. Historia de desplazamientos de techo (DR) aislación LRB, SMA– Registro Concepción

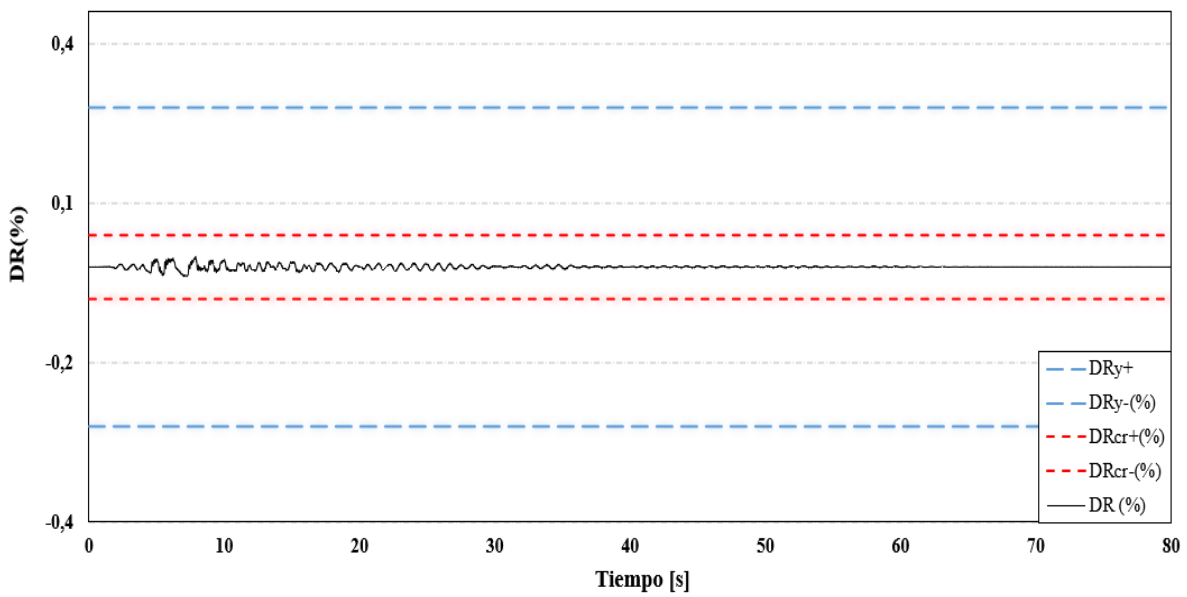


Figura 7.16. Registro de desplazamientos de techo (DR) aislación LRB, SMA- Registro Sylmar

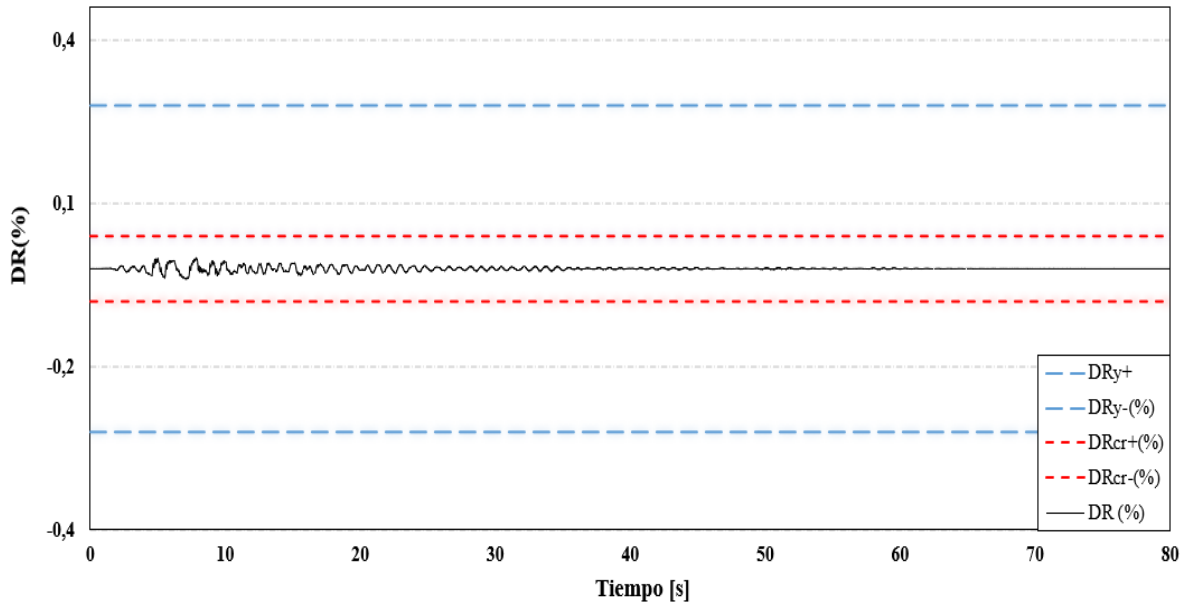


Figura 7.17. Historia de desplazamientos de techo (DR) aislación LRB, SMA- Registro JMA

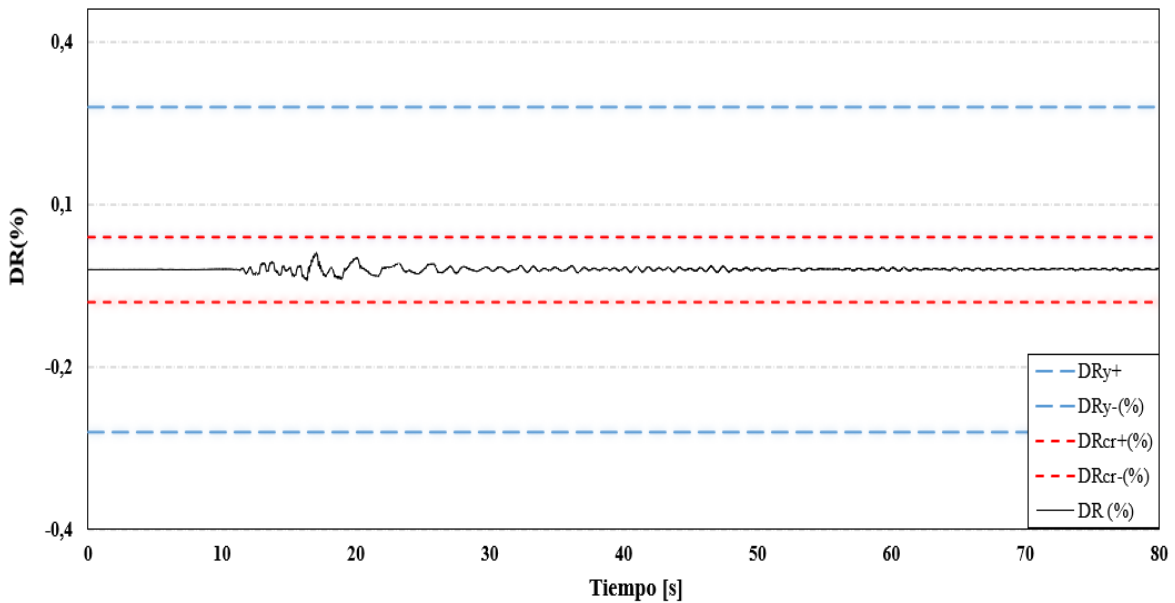


Figura 7.18. Historia de desplazamientos de techo (DR) aislación LRB, SMA- Registro Christchurch

Tabla 7.3. Demanda de desplazamientos globales superestructura aislada con LRB y SMA

Registro	DR _{max} (%)	μ_e^{\max}
Viña	0.012	0.05
Concepción	0.022	0.09
Sylmar	0.026	0.10
Kobe	0.017	0.07
Christchurch	0.026	0.10

7.1.3.2 Corte Basal – Desplazamiento de techo en el tiempo

En la Figura 7.19 se presenta la relación de corte basal – desplazamiento de techo del sistema estructural de la superestructura en el tiempo para el registro de Sylmar. En este caso, observa que se pierde la relación clara entre ambos parámetros, y la forma de la curva, ya que se presenta el efecto de la combinación de los dispositivos que componen el sistema de apoyo estructural de la superestructura (LRBs y SMAs). De igual manera, se permite tener una cierta relación entre ambos parámetros, no tan clara como la expuesta anteriormente, para el caso del sistema de aislación compuesto por LRBs y Sliders.

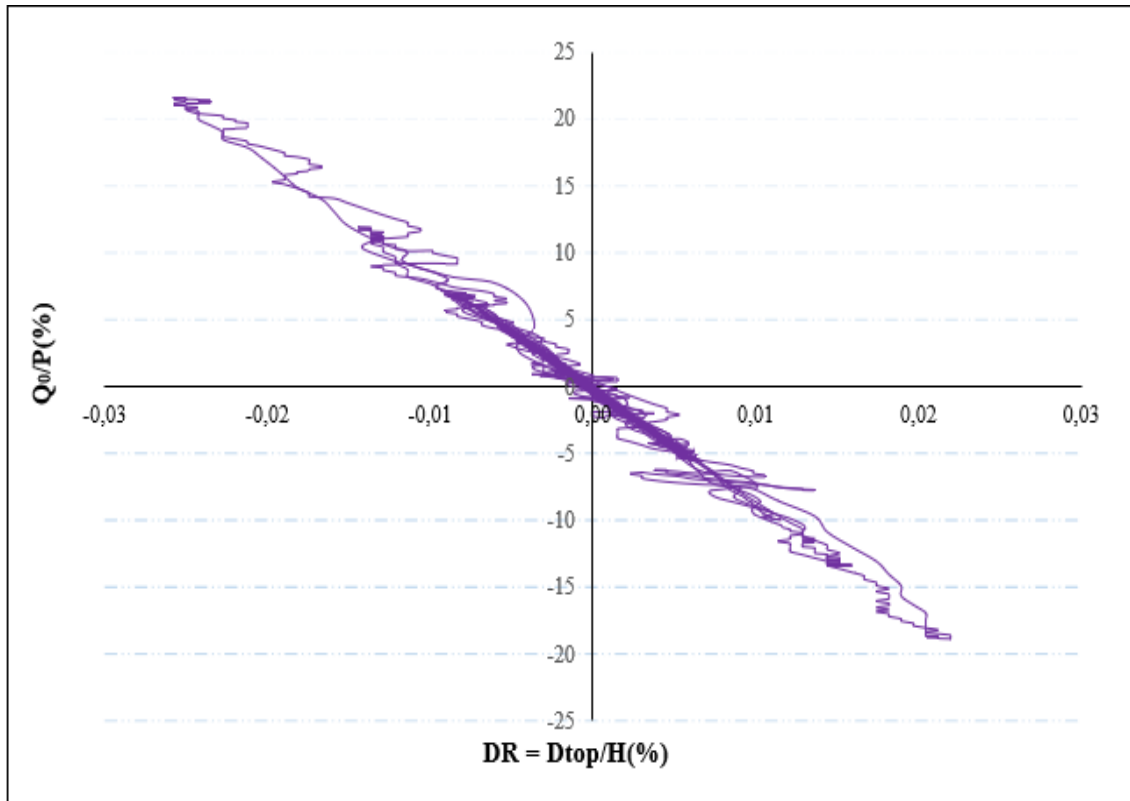


Figura 7.19. Relación corte basal - desplazamiento de techo, aislación LRB y SMA (Sylmar)

7.1.3.3 Deformadas del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo, sistema de aislación LRB, SMA y Sliders

En la Figura 7.20, se presenta la deformada de la superestructura en el instante cuando DR es máximo y mínimo. Se observa que todas las deformadas son típicas del primer modo fundamental de vibrar del sistema estructural. Se destaca que las deformaciones en el instante de mayor desplazamiento de techo no presentan gran variación.

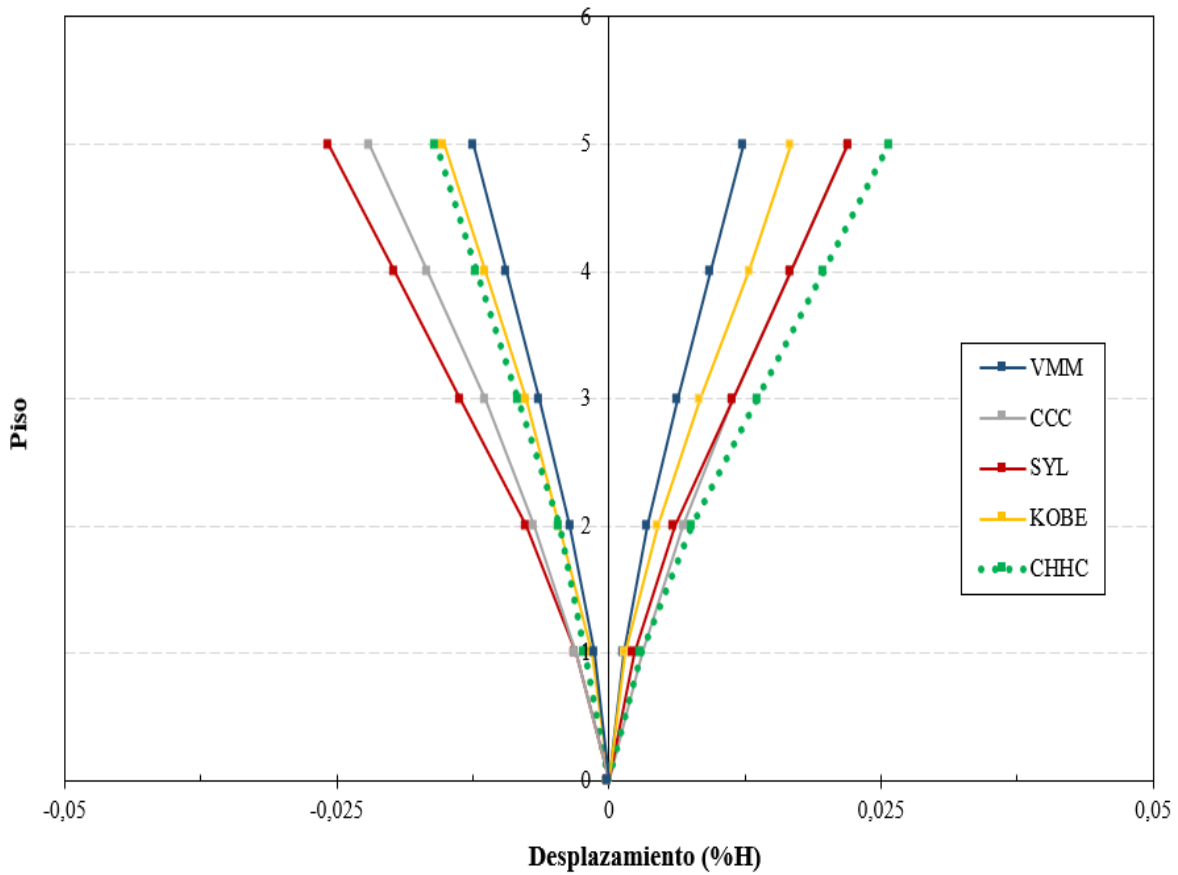


Figura 7.20. Deformada del sistema para DR máximo y mínimo, sistema de aislación LRB y SMA

7.1.3.4 Desplazamientos relativos de entrepiso, sistema de aislación LRB, SMA y Sliders

En la Figura 7.21 se presentan los máximos desplazamientos relativos de entrepiso alcanzados en los análisis. Las envolventes de desplazamientos relativos de entrepiso en términos del porcentaje de la altura de entrepiso (dr) muestran que de igual forma para el sistema aislado con dispositivos LRB y Sliders, la demanda impuesta por los diferentes registros sísmicos estudiados, no sobrepasa el 0.05% de la altura de entrepiso en ambos sentidos de análisis ($Y+$ e $Y-$). También, se cumple con el límite establecido en la normativa NCh2745Of.2013 ($dr_{max} = 0.3\%$),

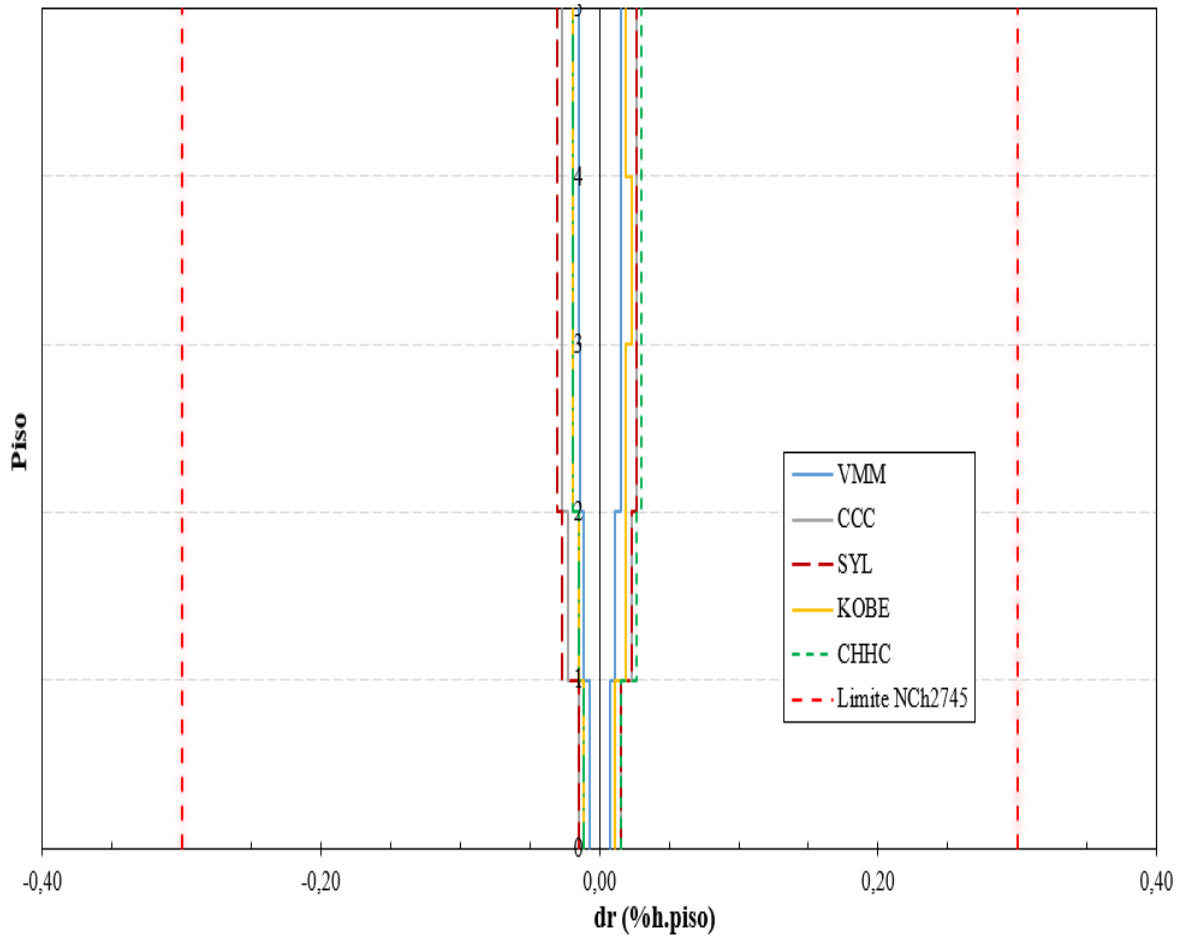


Figura 7.21. Máximos desplazamientos relativos de entrepiso, sistema de aislación LRB y SMA

7.1.3.5 Demanda global de aceleración de techo en el tiempo de la superestructura con LRB, SMA y Sliders

Para el caso de la demanda global de aceleración de techo que presento el sistema de la superestructura aislada con dispositivos LRB, SMA y Sliders, estas se muestran en las Figuras 7.22 a 7.26 en donde se comparan, de manera similar a lo presentado anteriormente, la aceleración de techo de la superestructura, con el peak de aceleración de suelo (PGA) de cada registro de aceleraciones.

En la Tabla 7.4 se muestra el factor de aceleración global de techo de la superestructura aislada con dispositivos LRB y SMA ($\alpha_{max}^{t.SMA}$), y el porcentaje relativo al factor de aceleración global de techo de la estructura de base fija ($\Delta\alpha_{max}^t$), a fin de contrastar la reducción o amplificación del peak de aceleraciones de techo obtenidas para este caso.

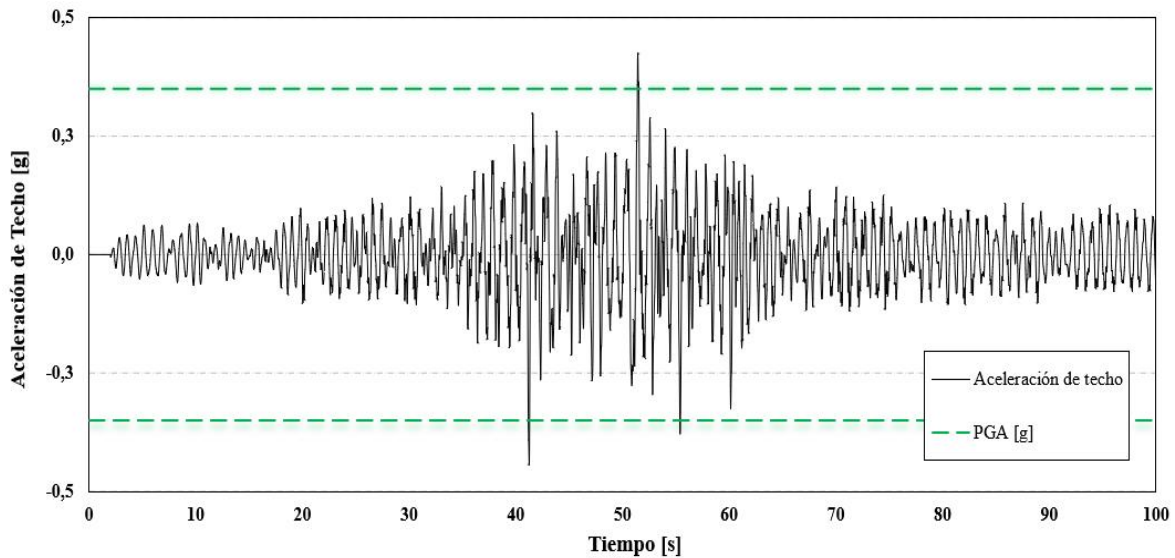


Figura 7.22. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB y SMA, registro Viña del Mar

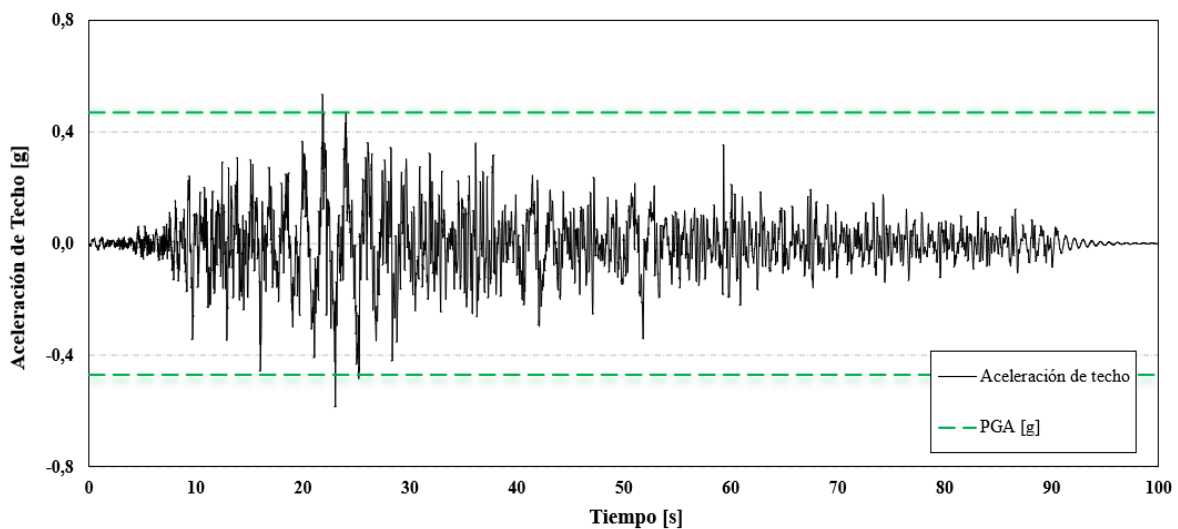


Figura 7.23. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB y SMA, registro Concepción

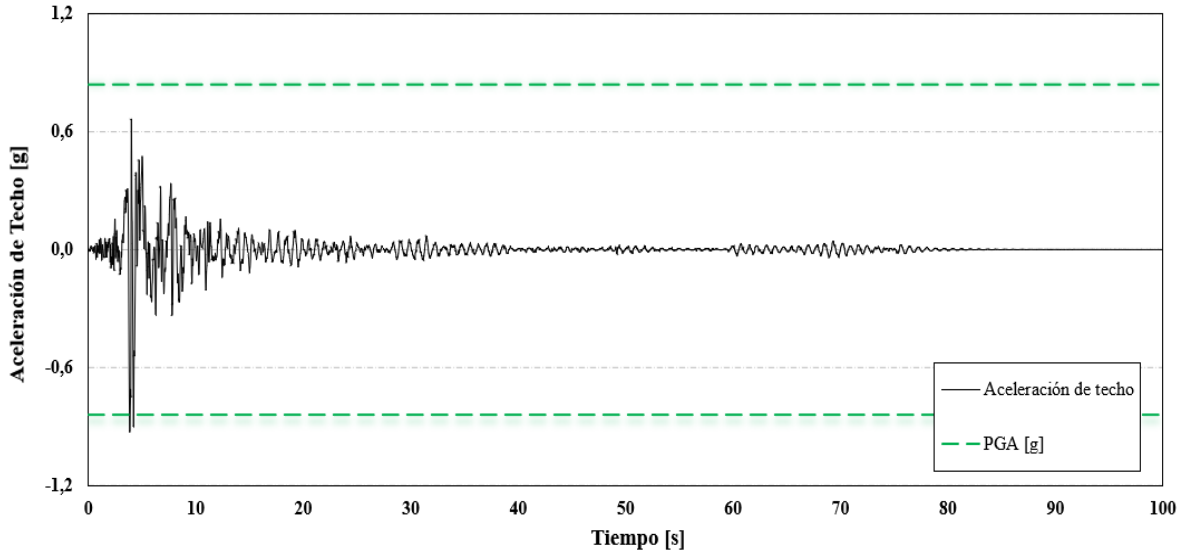


Figura 7.24. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB y SMA, registro Sylmar

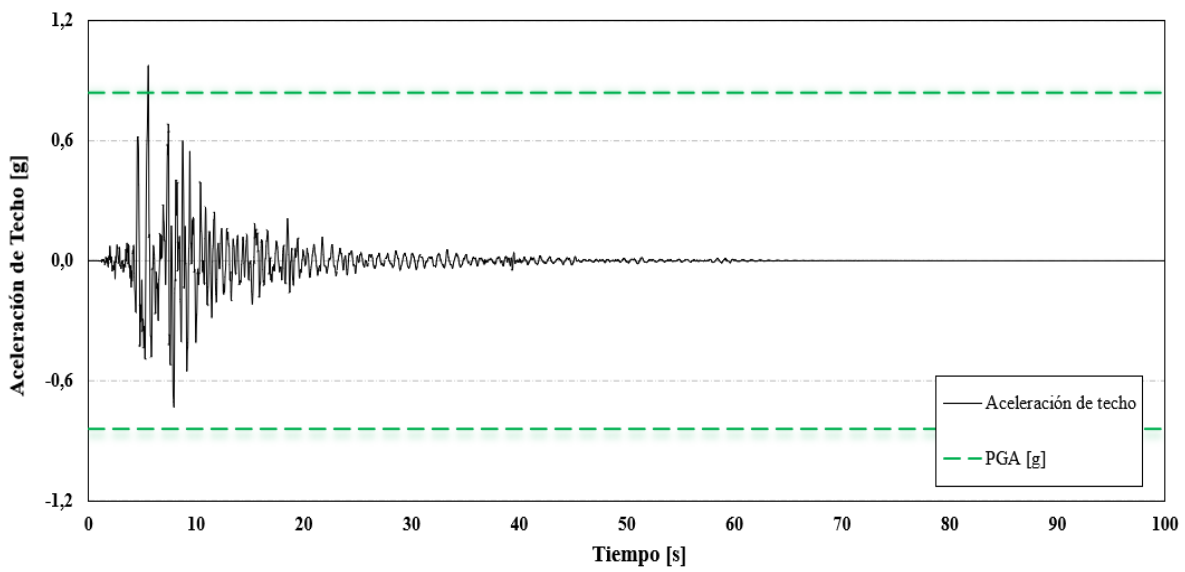


Figura 7.25. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB y SMA, registro JMA

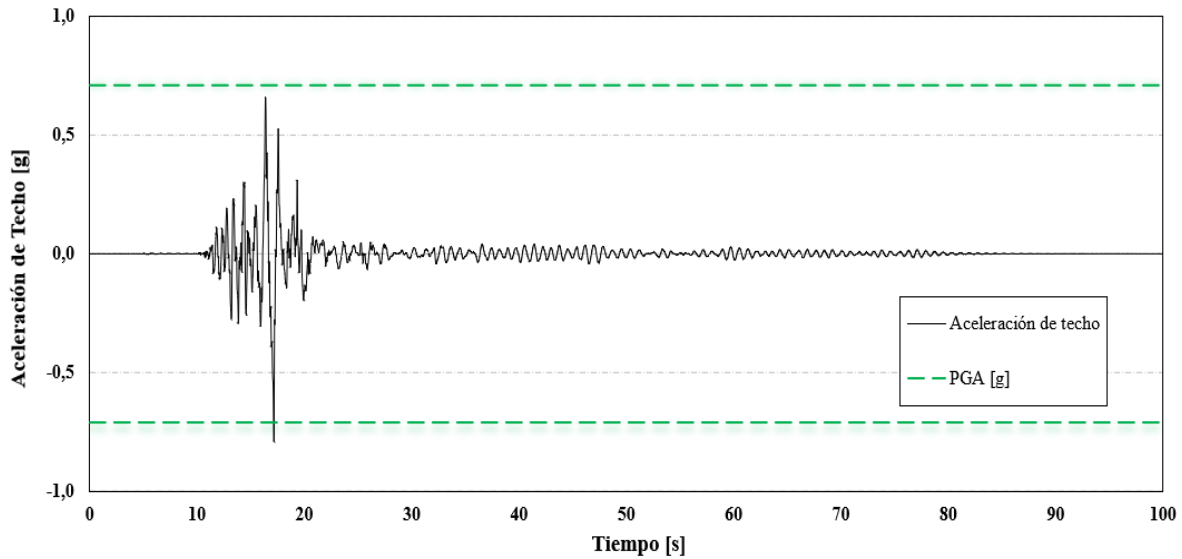


Figura 7.26. Aceleración de techo en el tiempo superestructura LRB y SMA, registro CHHC

Tabla 7.4. Análisis del factor de aceleración global de techo superestructura LRB y SMA

Registro	$\alpha_{max}^{t.SMA}$	$\Delta\alpha_{max}^t(\%)$
Viña del Mar	1.27	72
Concepción	1.24	57
Sylmar	1.10	47
Kobe	1.16	59
Christchurch	1.11	110

En la Tabla 7.4, se puede apreciar que prácticamente el factor de aceleración global de techo no sufre grandes modificaciones e incluso se mantiene constante para el caso de los registros impulsivos Sylmar y Kobe. Se mantiene una reducción de la aceleración de techo con respecto al peak alcanzado por el registro de aceleraciones de suelo para la mayoría de los casos, presentando el mismo punto de singularidad y contraste para el registro de Christchurch, en donde en este caso se evidencia una amplificación del 20% con respecto al peak de aceleración de suelo.

7.1.4 Demandas en muros superestructura con LRB, SMA y Sliders

7.1.4.1 Envoltentes de momento

En las Figuras 7.27, 7.28 y 7.29 se presentan las envoltentes de momento de 3 muros tipo (T1, L4 y machón) obtenidas para cada registro, junto con los valores nominales provenientes del análisis del diagrama momento curvatura, para el caso de la superestructura aislada con dispositivos LRB, SMA y Sliders, y los valores requeridos según la NCh433Of.2012.

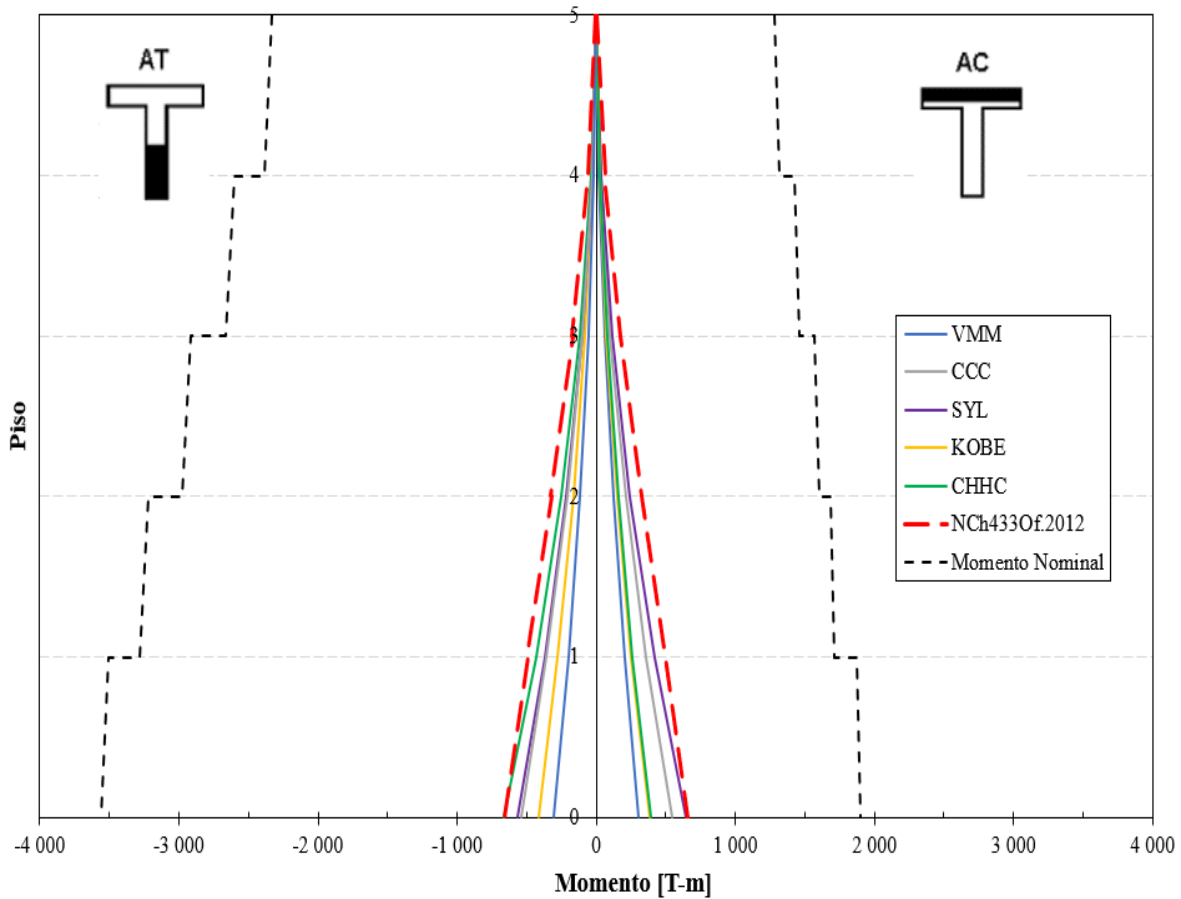


Figura 7.27. Envoltente de momentos muro T1 (LRB, SMA y Sliders)

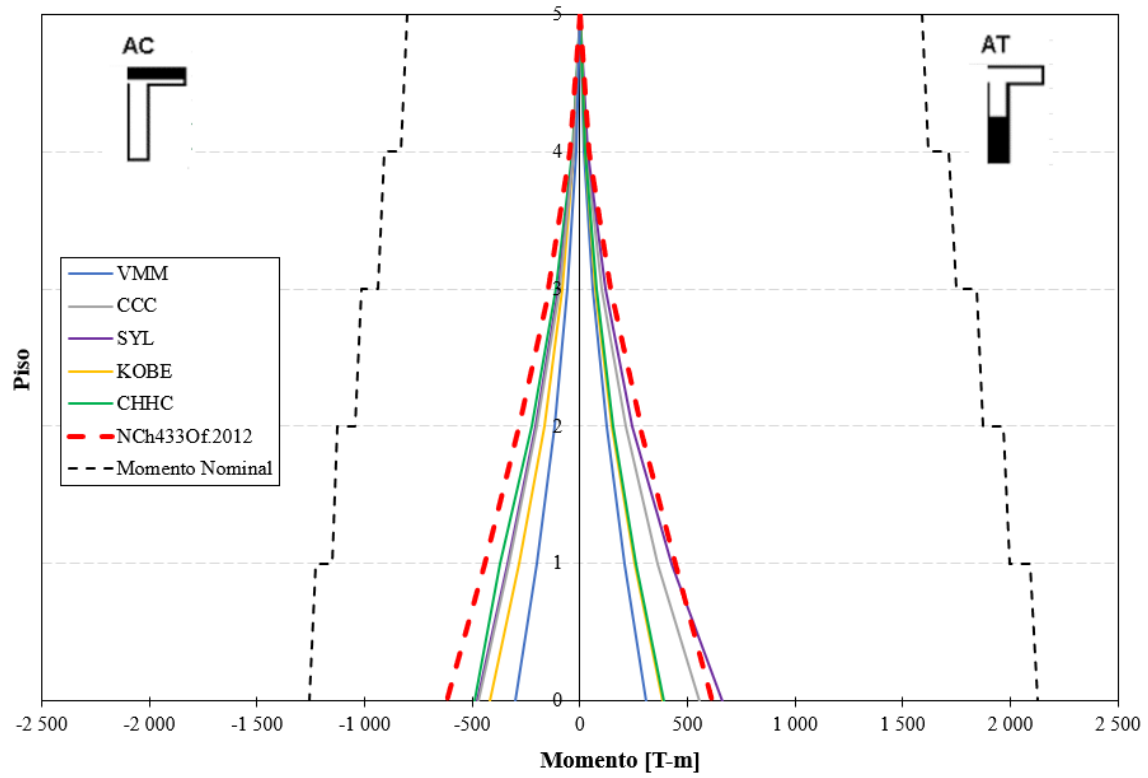


Figura 7.28. Envolvente de momento muro L4 (LRB, SMA y Sliders)

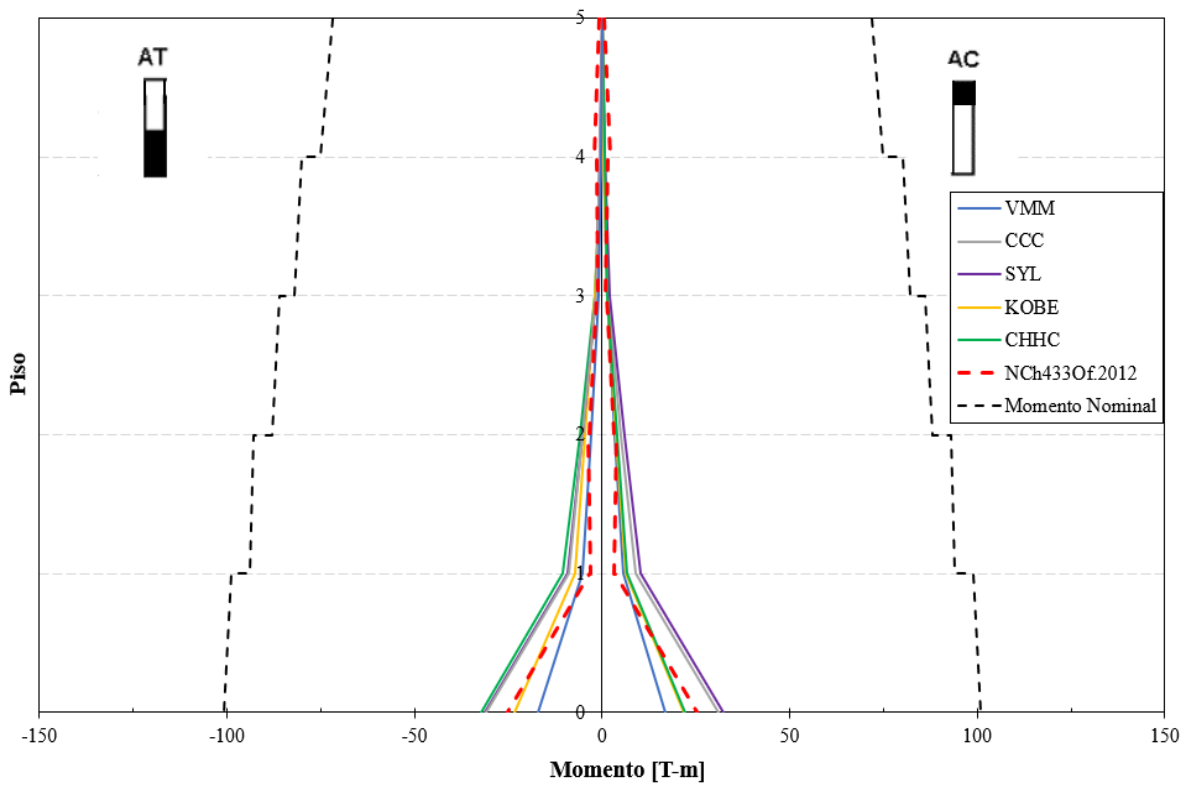


Figura 7.29. Envolvente de momento Machón (LRB, SMA y Sliders)

En los gráficos de envolventes de momento para el caso de la superestructura con aislación basal LRB, SMA y dispositivos Sliders, se aprecia que no habrá incursión en el rango inelástico en ninguno de sus pisos, al igual que para el caso con dispositivos LRB y Slider. Por otra parte, se aprecia un leve aumento de la envolvente de momento obtenida para cada registro siendo en algunos casos sobrepasada la envolvente proveniente de la sollicitacion de diseño de la normativa NCh 433 para la totalidad de los casos en el machon, y para Christchurch y Sylmar en el caso del ejemplar L4. Además, se mantiene la predominancia de la forma típica de envolvente de momentos para un caso de deformaciones en el primer modo de vibrar de la superestructura.

7.1.4.2 Envolventes de corte

En las figuras 7.30, 7.31 y 7.33 se presentan las envolventes de corte, obtenidas para cada registro para el caso de la superestructura aislada con dispositivos LRB, SMA y Sliders y se muestra la comparación con la resistencia nominal de corte suministrada en el diseño efectuado y con el corte requerido según la norma NCh433Of.2012.

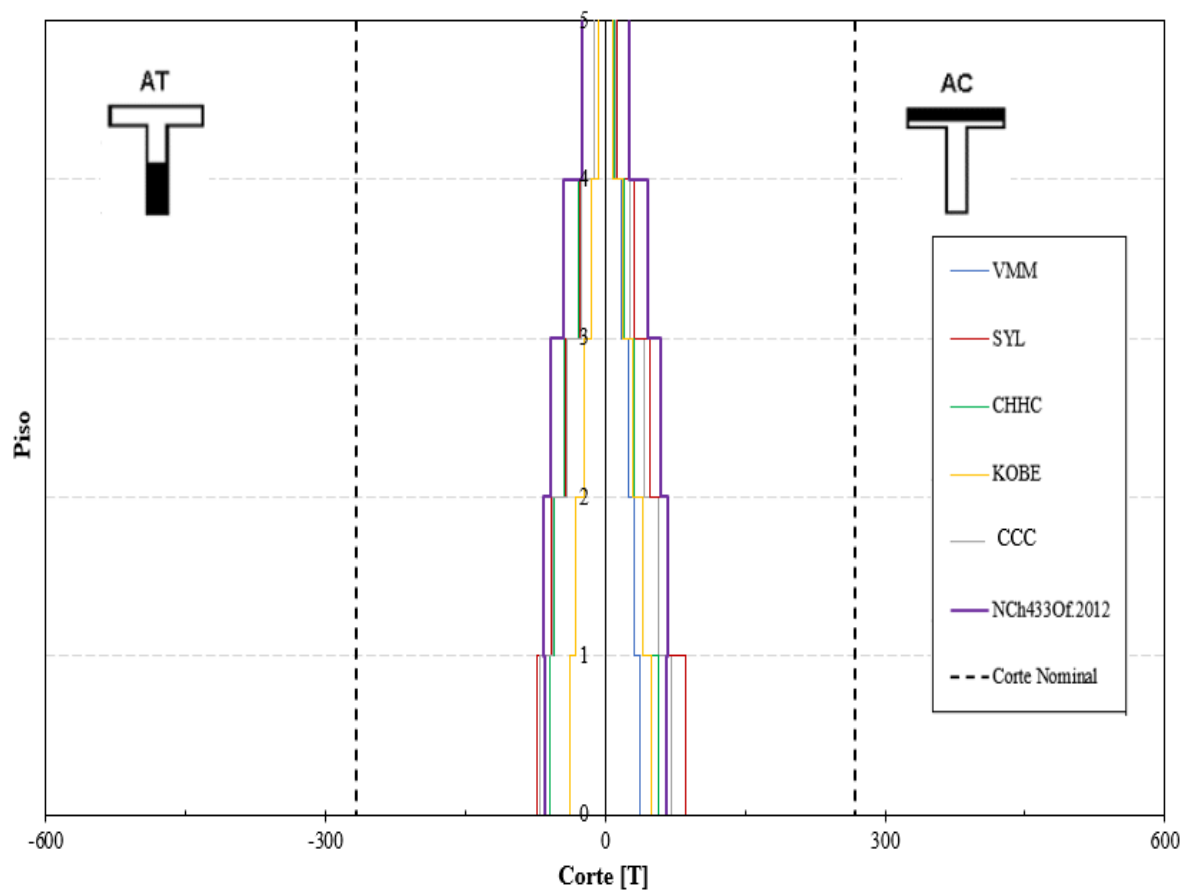


Figura 7.30. Envolvente de corte muro T1 superestructura (LRB, SMA y Sliders)

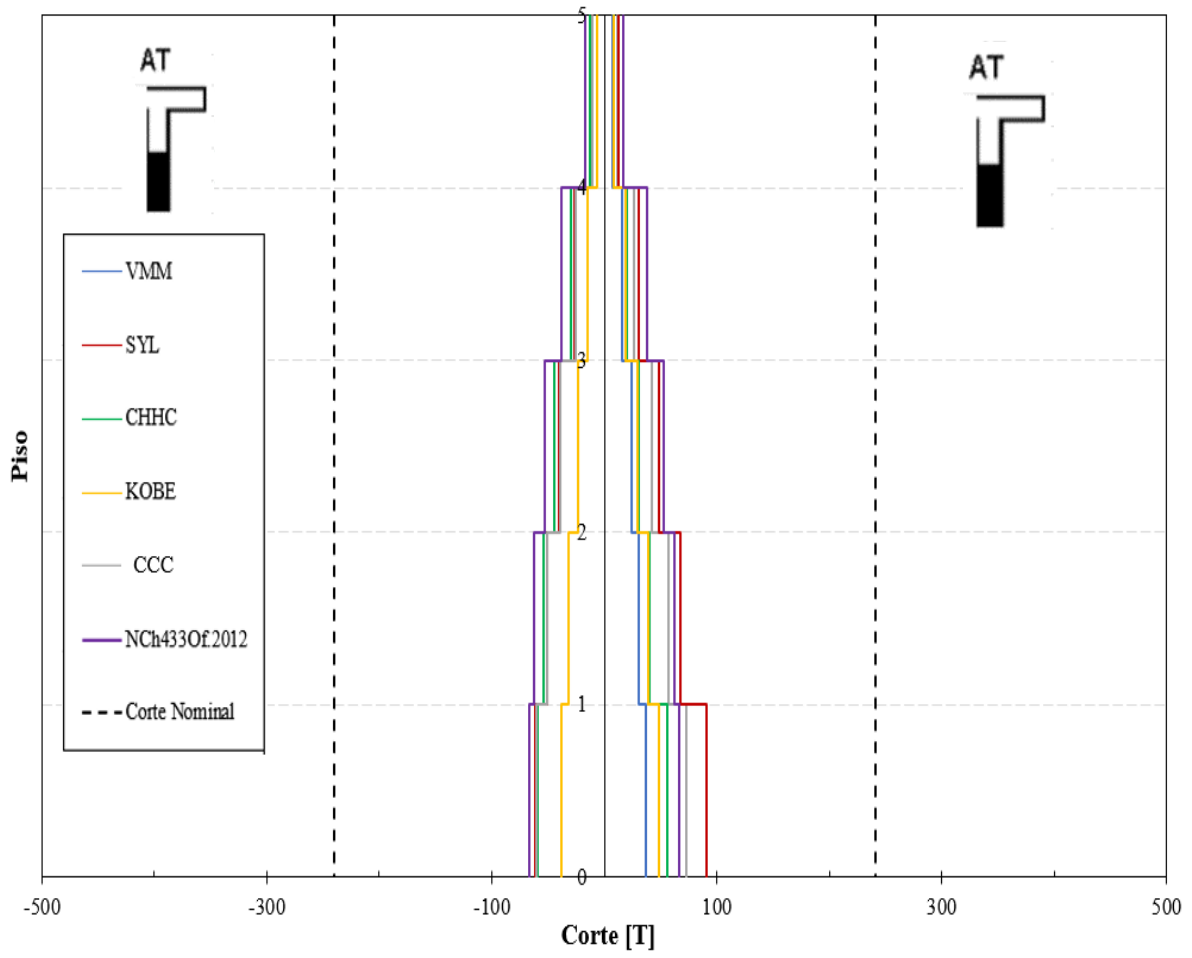


Figura 7.31. Envoltura de corte muro L4 superestructura (LRB, SMA y Sliders)

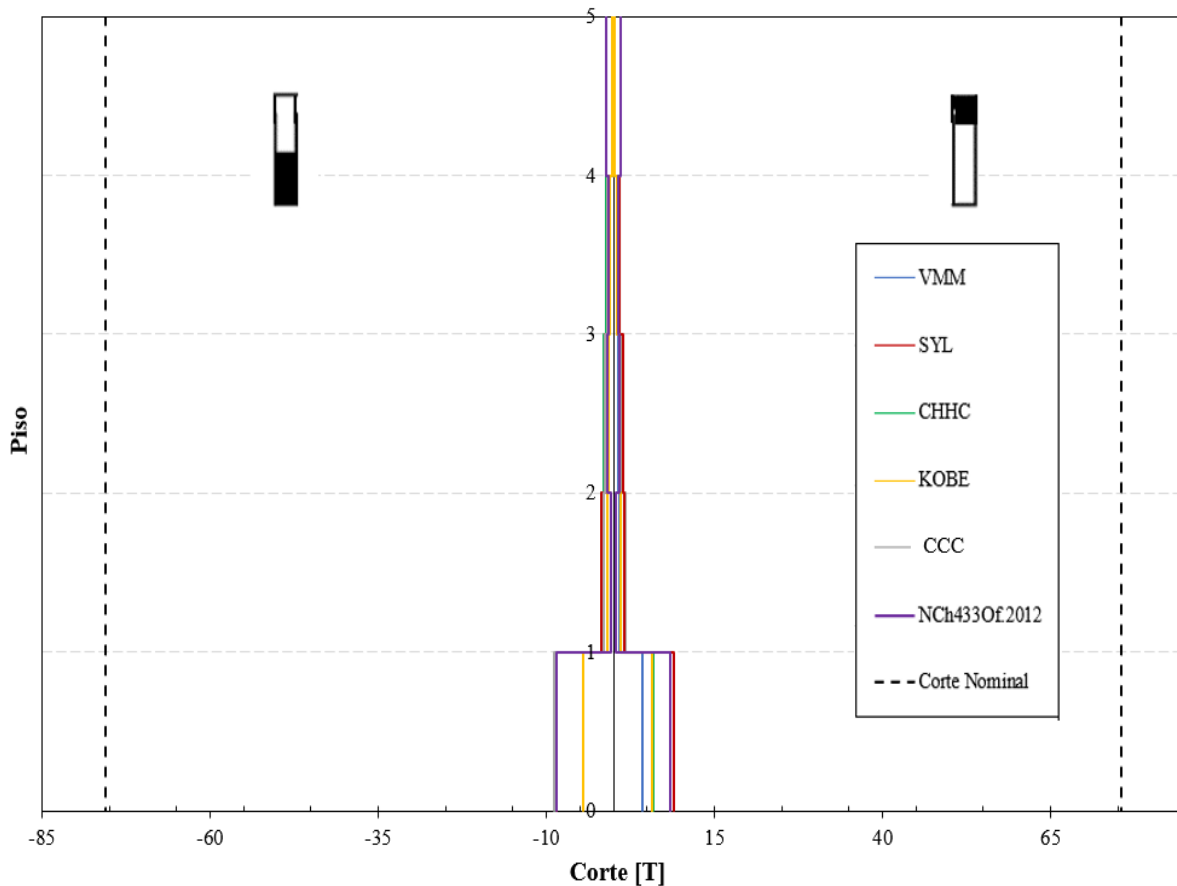


Figura 7.32. Envolvente de corte Machón superestructura

Las envolventes de corte, para este caso, al igual que la superestructura aislada con dispositivos LRB y Sliders, se evidencia que la demanda impuesta por los distintos registros no sobrepasa el corte nominal suministrado por el diseño previo de la estructura según la normativa vigente en Chile en ninguno de los 3 tipos de muros estudiados. Además, las solicitaciones se mantienen muy cercanas a la solicitación requerida por la normativa chilena NCh433 para el caso de Sylmar y por debajo de esta, para los demás eventos sísmicos.

7.1.4.3 Momento – Curvatura en la base

En los gráficos de las Figuras 7.34 a 7.47 se presentan las curvas de la historia momento – curvatura para la sección en la base de los muros de la superestructura aislada con dispositivos LRB, SMA y Sliders, de los ejemplares T1, L4 y machón, para los cinco registros seleccionados. La escala en el eje de las curvaturas corresponde a rangos aproximadamente equivalentes a la curvatura de fluencia ya que se evidenciaron magnitudes similares a las obtenidas anteriormente para la superestructura aislada con dispositivos LRB y Sliders, de igual forma, se consideró la curvatura de agrietamiento, para realizar un contraste con la incursión en rango no lineal, manteniendo además la reducción de solicitación impuesta por los registros estudiados relativa a la estructura de base fija.

❖ **Viña del Mar**

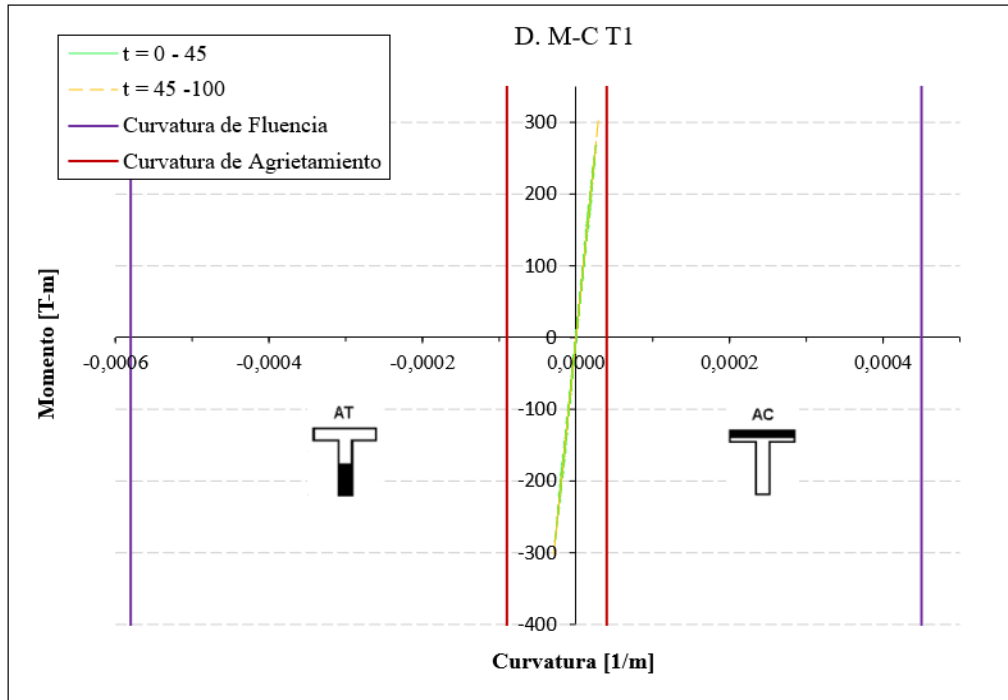


Figura 7.33. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Viña del Mar

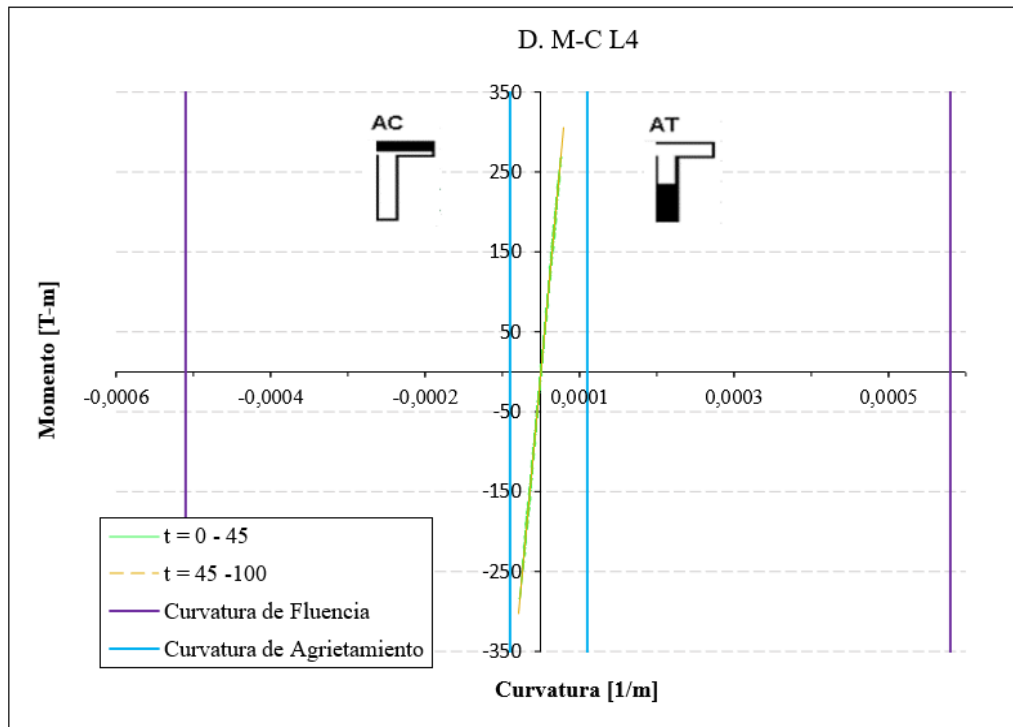


Figura 7.34. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Viña del Mar

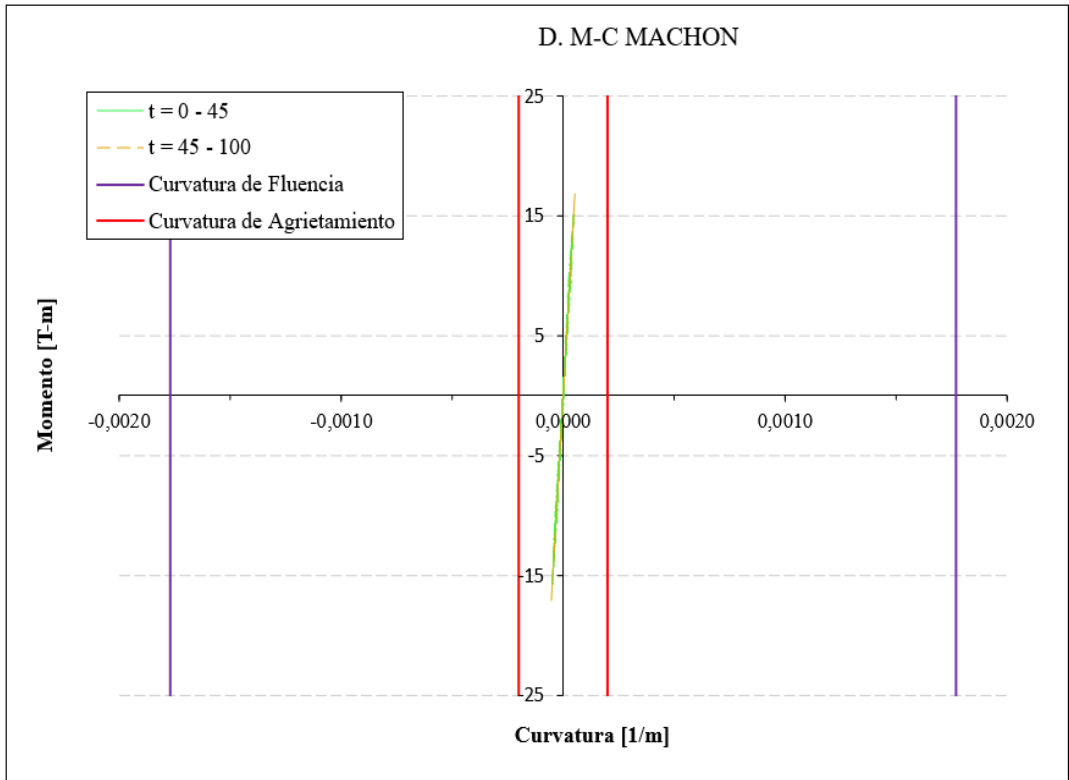


Figura 7.35. Momento - Curvatura machón superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Viña del Mar

❖ **Concepción Centro**

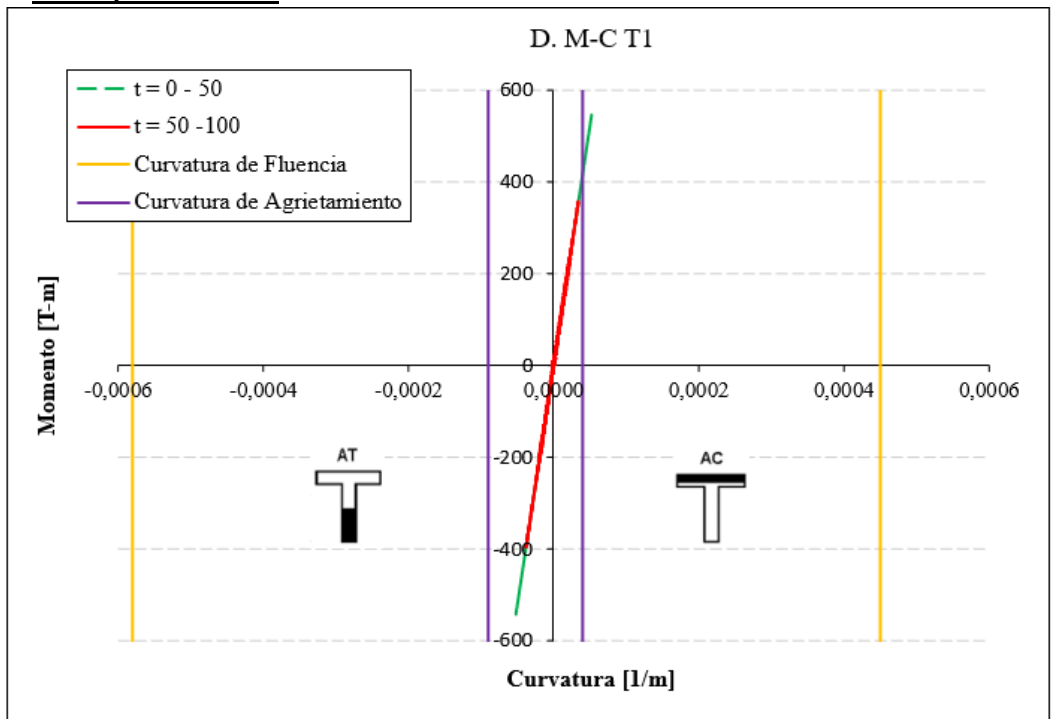


Figura 7.36. Momento – Curvatura muro T1 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Concepción

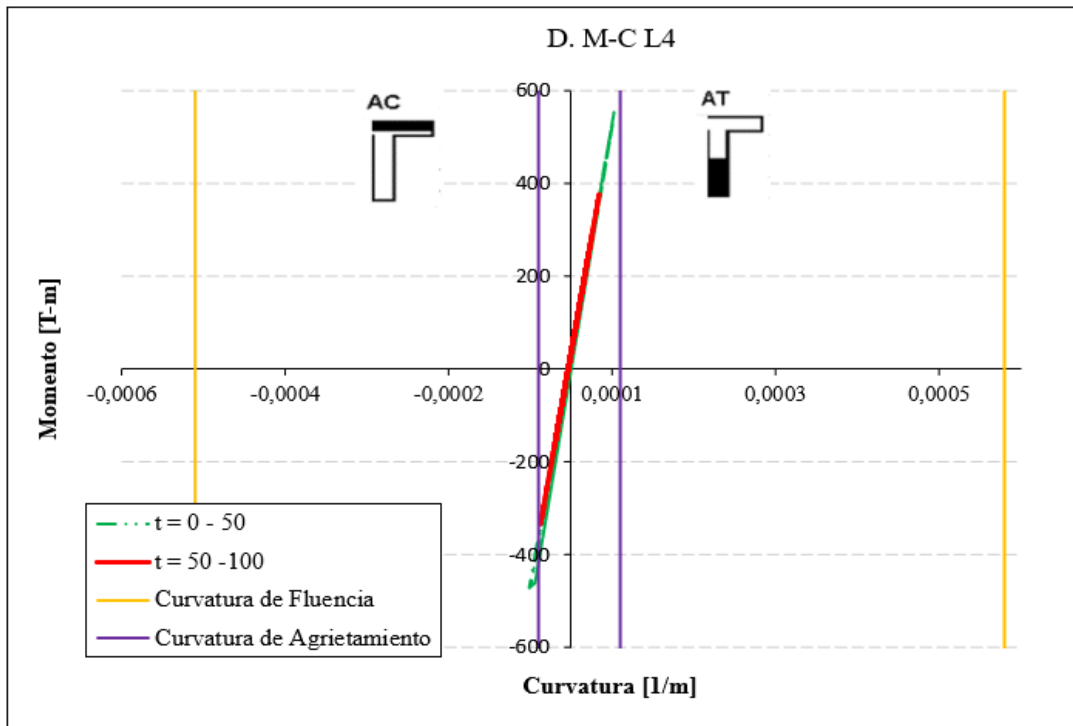


Figura 7.37. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Concepción

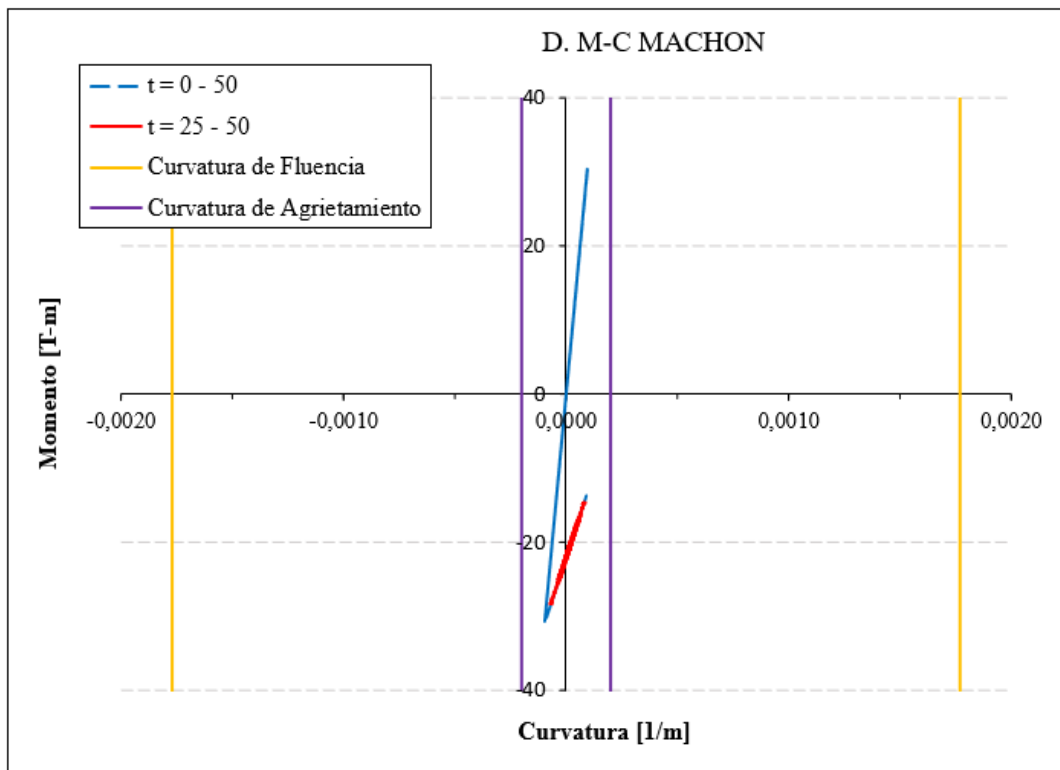


Figura 7.38. Momento - Curvatura machón superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Concepción

❖ **Sylmar (Northridge)**

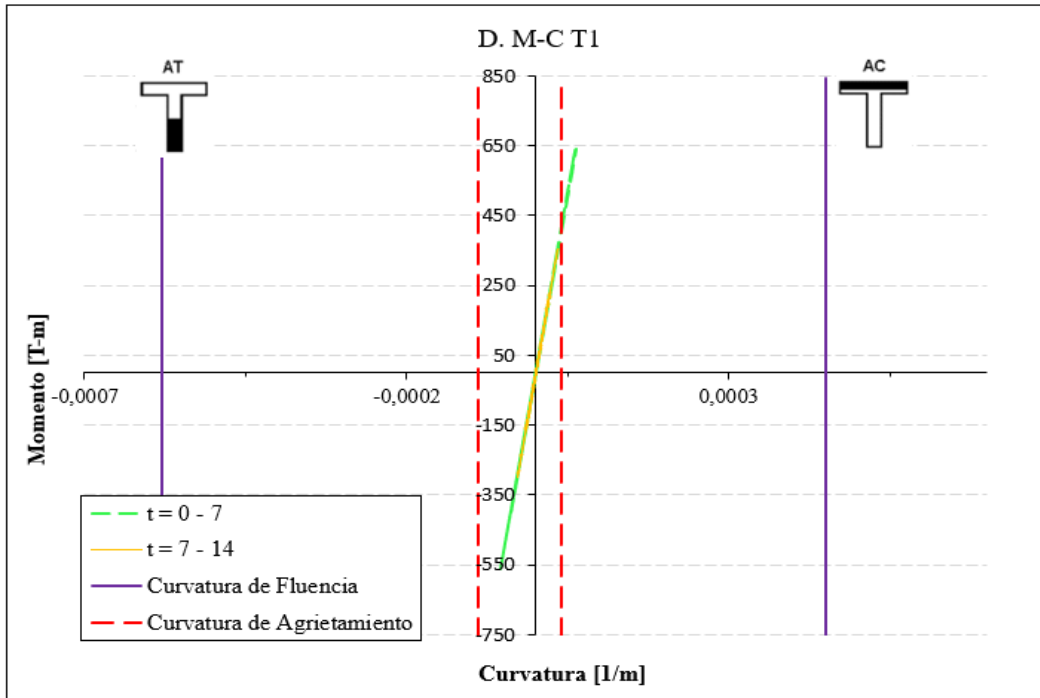


Figura 7.40. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Sylmar

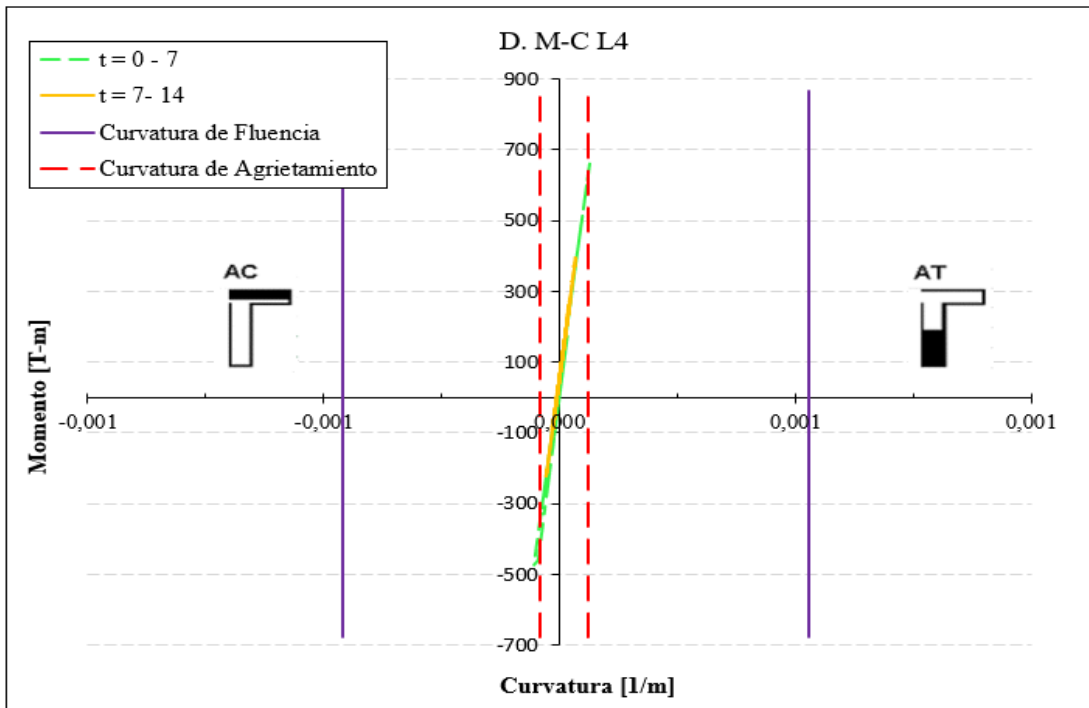


Figura 7.39. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Sylmar

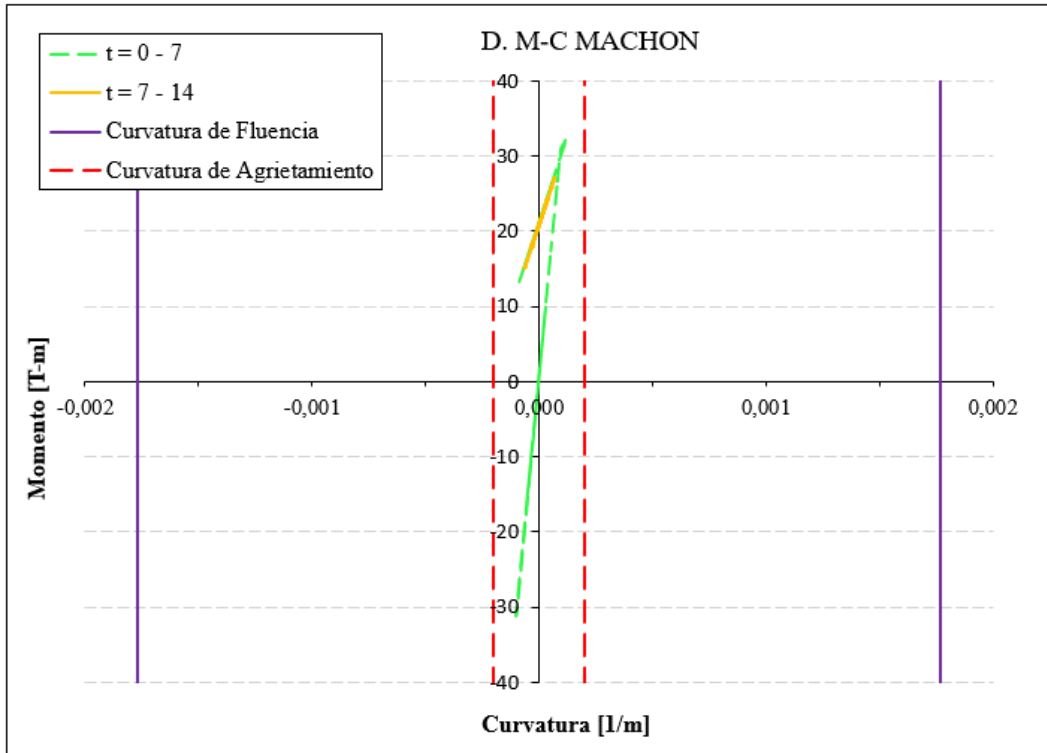


Figura 7.42. Momento - Curvatura machón superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Sylmar

JMA (Kobe)

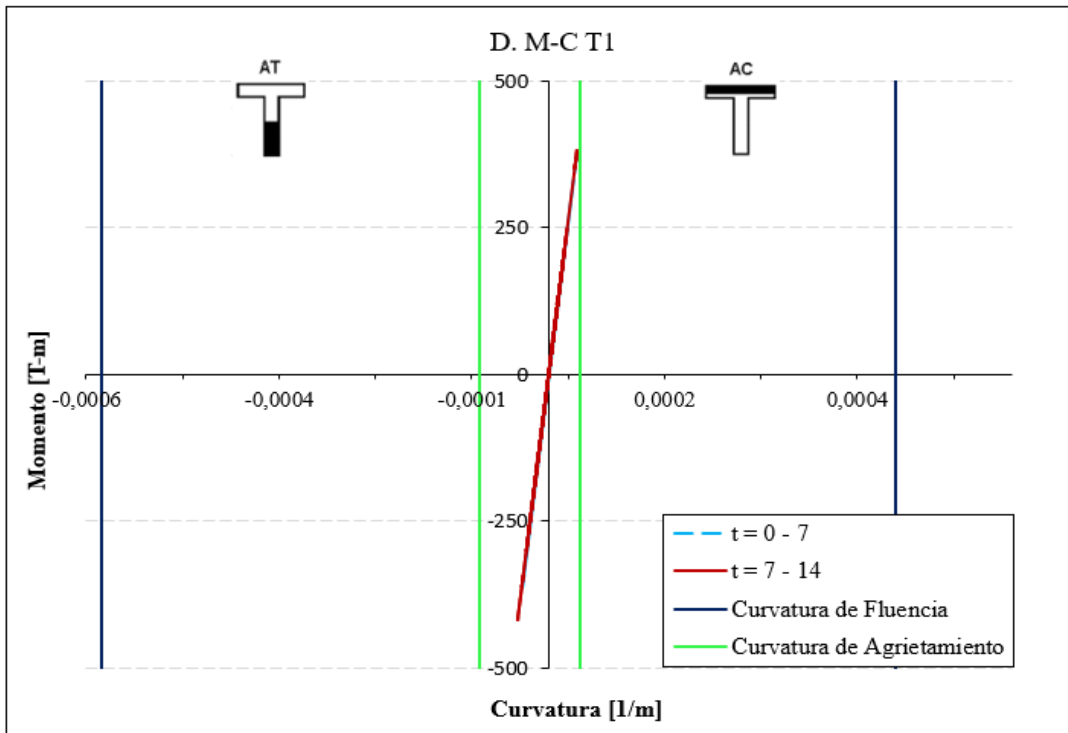


Figura 7.41. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro JMA

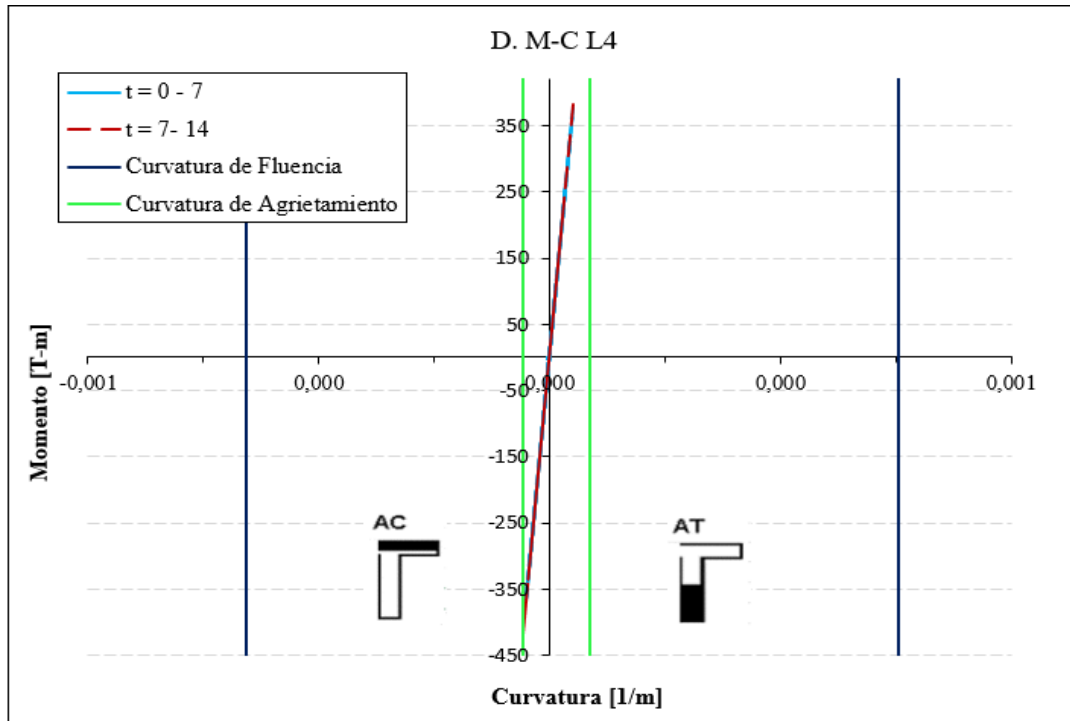


Figura 7.44. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro JMA

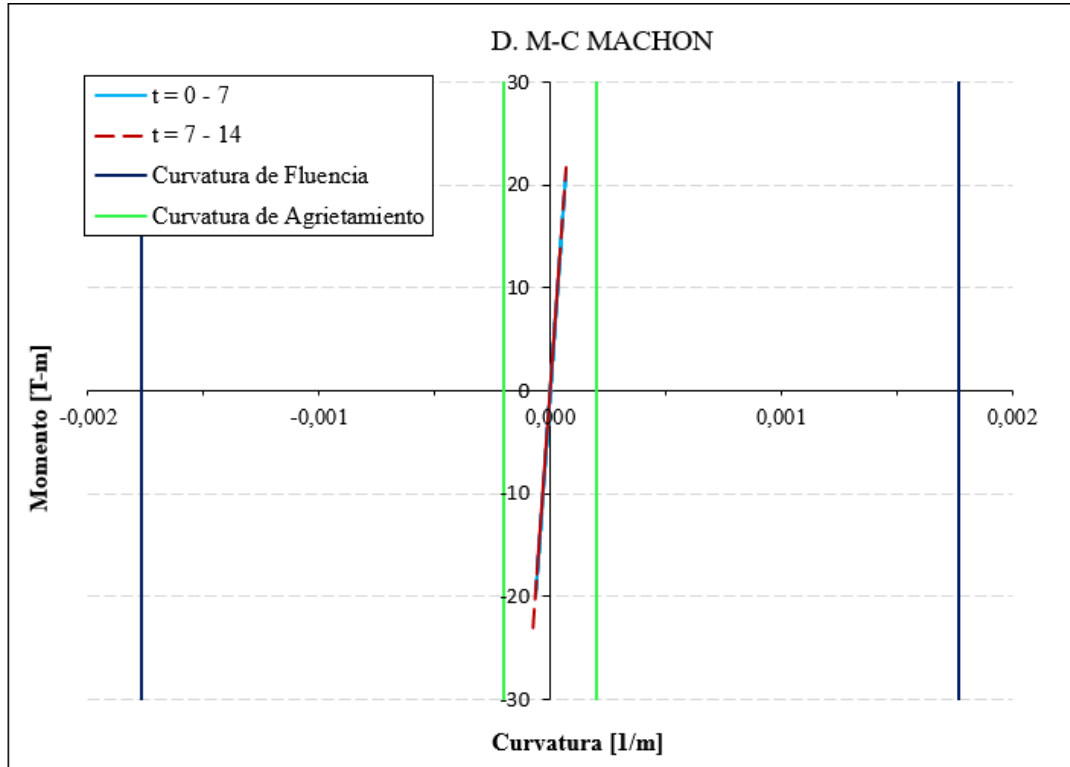


Figura 7.43. Momento - Curvatura machón superestructura LRB, SMA y Sliders, registro JMA

❖ **Christchurch**

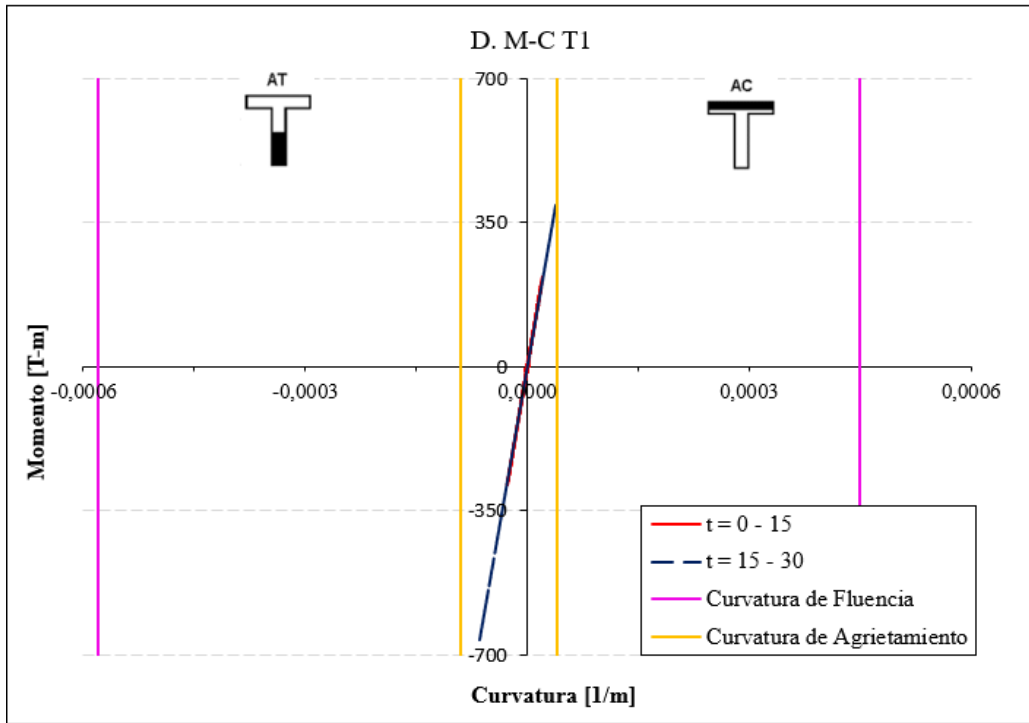


Figura 7.45. Momento - Curvatura muro T1 superestructura LRB, SMA y Sliders, registro Christchurch

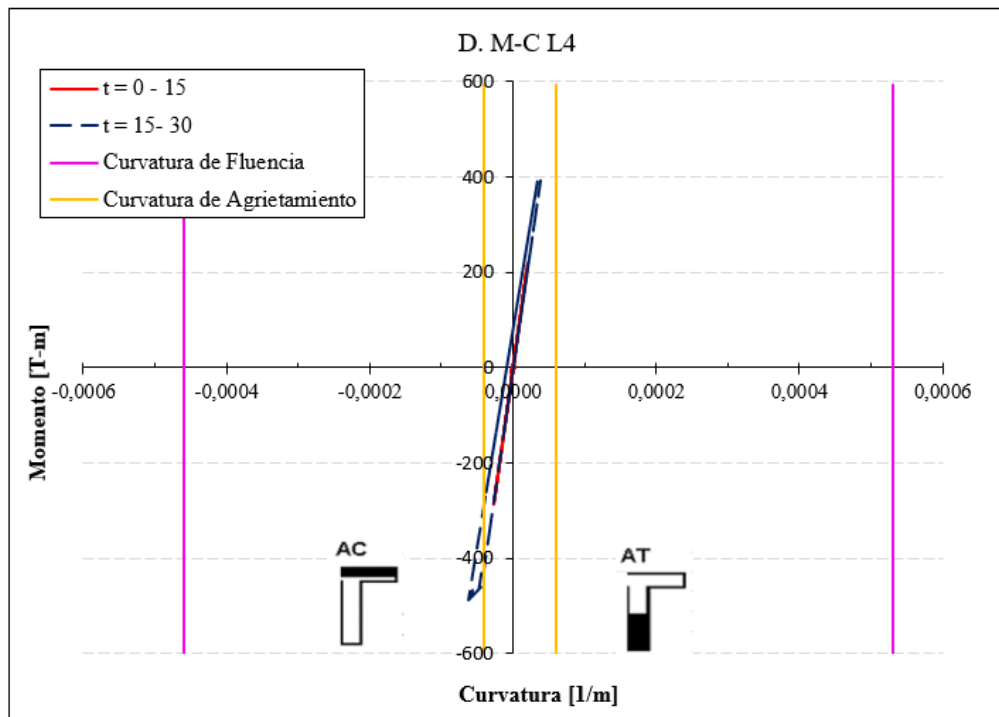


Figura 7.46. Momento - Curvatura muro L4 superestructura LRB y Sliders, registro Christchurch

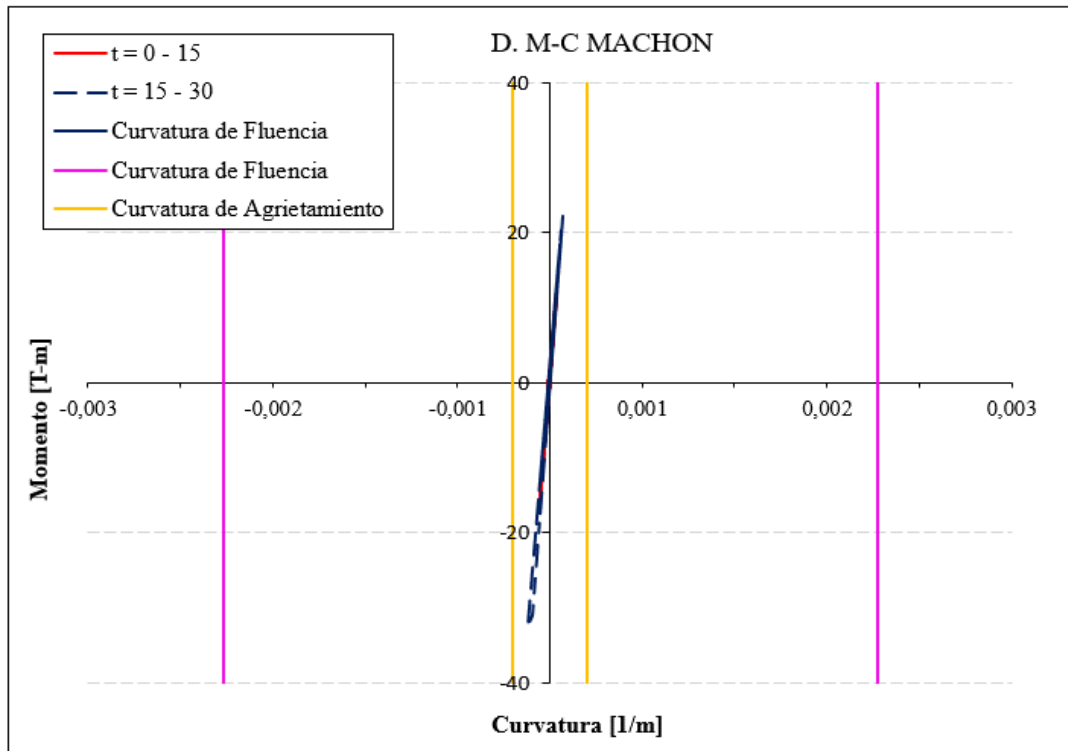


Figura 7.47. Momento - Curvatura machón superestructura LRB y Sliders, registro Christchurch

Se mantiene la característica fuertemente lineal elástica en los diagramas de momento-curvatura obtenidos para el caso de la superestructura aislada con dispositivos LRB, SMA y Sliders. Para la totalidad de los casos de los registros sísmicos analizados, se observa un comportamiento prácticamente elástico con agrietamiento muy escaso.

Se observan leves incursiones en rango no lineal post-agrietamiento, lo cual indica un pequeño aumento de los esfuerzos producidos por los registros sísmicos en comparación a lo expuesto anteriormente por la estructura aislada con dispositivos LRB y Sliders, de todas maneras, se logra controlar y mitigar las incursiones post fluencia totalmente. Se destaca que para el caso de JMA (Kobe) el sistema de aislación posee gran efectividad, evitando totalmente el daño considerable en el muro T1 evidenciado en la estructura de base fija, en donde se ve sobrepasada la Curvatura Objetivo.

Capítulo VIII: Economía y Costos Estimados

8.1 Evaluación Económica y Costos Estimados

En este Capítulo se presenta un análisis de económico de costos estimados a fin de contrastar diferencias económicas en la implantación de las distintas tecnologías que fueron presentadas previamente. Se analizan costos constructivos, mano de obra, costos de tecnologías aplicadas y costos variables productos de la estimación de daños.

8.1.1 Cubicación de la Estructura de Base Fija

A continuación, se presenta la cubicación y presupuesto de costos de los materiales utilizados para la confección de la estructura de base fija. Para esto se determinó una armadura de cuantía mínima a flexión (2.5‰) propuesta en ACI318-08 [51] en losas 2M ϕ 10@20 en ambas direcciones X e Y, tanto en la parte inferior como superior de la losa, si bien, el diseño de la losa no forma parte del presente trabajo de título, esta distribución fue supuesta a fin de obtener un costo monetario de la armadura utilizada en el sistema de losas que componen los pisos de la estructura. Además, se estimó el acero de refuerzo que forma parte de las vigas que conforman el sistema estructural, utilizando una distribución típica [66] 4 ϕ 12 + 4 ϕ 16 de refuerzo longitudinal el cual se encuentra confinado con una distribución de 2E ϕ 10@20 como refuerzo transversal en las vigas.

En la Tabla 8.1 y 8.2 se muestra la cubicación realizada bajo los supuestos mencionados anteriormente y el diseño de los muros que componen el sistema estructural vertical resistente a cargas laterales presentado en la sección 3.2.1.6. tanto para el hormigón requerido como para el acero de refuerzo necesario.

Tabla 8.1. Cubicación del hormigón requerido estructura convencional

Volumen de Hormigón Requerido Estructura Base Fija					
Muros		Losas		Vigas	
Volumen [m ³]	490	Volumen [m ³]	882	Volumen [m ³]	134
Volumen Total de Hormigón [m ³]			1506		

Tabla 8.2. Cubicación del acero requerido estructura convencional

Cantidad de Acero Requerido Estructura de Base Fija			
ϕ 8 tira de 6 metros	3866	ϕ 8 tira de 12 metros	3791
ϕ 10 tira de 6 metros	--	ϕ 10 tira de 12 metros	4181
ϕ 12 tira de 6 metros	88	ϕ 12 tira de 12 metros	583
ϕ 16 tira de 6 metros	192	ϕ 16 tira de 12 metros	687

8.1.2 Costos y Presupuesto de la Estructura de Base Fija

Con los valores calculados anteriormente en la cubicación mostrada, se llevó a cabo una cotización del costo de los materiales requeridos para construir la estructura convencional. La cotización se realizó en empresas locales de la quinta región de Valparaíso [76] [77]. En la Tabla 8.3 se presentan los costos cotizados.

Tabla 8.3. Cotización de materiales requeridos estructura convencional

Cotización de los Materiales Requeridos Estructura Convencional				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario [CLP]	Precio Total [CLP]
Hormigón G-20	m ³	1510	59.915	90.471.650
Ø 8 tira de 6 metros	GL	3866	1690	6.533.540
Ø 12 tira de 6 metros	GL	88	3990	351.120
Ø 16 tira de 6 metros	GL	192	15200	2.918.400
Ø 8 tira de 12 metros	GL	3791	3390	12.850.360
Ø 10 tira de 12 metros	GL	4180	5390	22.529.310
Ø 12 tira de 12 metros	GL	583	7990	4.660.833
Ø 16 tira de 12 metros	GL	687	30000	20.620.000
Total Materiales Requeridos [CLP]				178.124.826

El costo total estimado de los principales materiales requeridos para construir la estructura convencional corresponde a 178.124.826 [CLP] lo que equivale a **30.283. [CLP/m²] (1.037 UF/ m² [78])**

8.1.3 Costos y Presupuesto Sistema de Aislación Basal LRB y Sliders

Se realizó una cotización de los costos asociados adquisición e implementación de los dispositivos de aislación basal LRB y Sliders diseñados en la sección 4.2.4 del presente trabajo de título. Se trabajó en conjunto con la empresa italiana proveedora de los dispositivos de aislación FIPMECANIC [59] la cual presentó el siguiente detalle:

Prezzario Opere Edili Regione Basilicata

❖ LRB Elastomeric Device

“Supply and installation of bearing devices with confined elastomeric disc, consisting of a steel plate containing the elastomer disc and a pressurizing lead piston to form a hinge that allows rotation around any horizontal axis. The manufacturer must be in possession of a conformity certificate (CE marking) according to the DPR n.246/93, article 7, paragraph 1 letter A, to the relevant harmonized European standard of the EN1337 series and file the relative documentation with the Central Technical Service. All metal surfaces exposed to corrosion must be protected in accordance with UNI EN 1337-9. The price includes any mechanical anchors to the structures, suitable for transferring the horizontal forces of the project. The tests as required by the above regulations are included in the price. The supply of any grouting mortars, counterplates, are excluded from the price as well as any scaffolding, or mobile equipment necessary for installation and access to the workplace.”

❖ Flat Sliders

“Supply and installation of seismic isolator of the sliding type a consisting of two plates in S355JR steel with a flat surface covered with a sheet of AISI 316 stainless steel with values of the friction coefficients able to guarantee the dissipation of energy when the dynamic action occurs. The device

must comply with the prescriptions of the NTC - D.M. 17/01/2018, and / or complying with the UNI EN 15129 standards; must be equipped with a certificate of conformity referred to in DPR 246/93 (CE marking) or a certificate of qualification referred to in point 11.9.2 of the NTC. The price includes the anchors to the structure, the surface treatment made with two-component epoxy coating and whatever else is needed to give the work complete and in perfect working order.”

En la Tabla 8.4 y 8.5 se adjunta el criterio de costos de los dispositivos LRB y Sliders presentados por FIPMECANIC.

Tabla 8.4. Criterio de costos dispositivos LRB FIPMECANIC

LRB Devices Cost Criteria		
1.- Devices for vertical loads	€ / kN	CLP / kN (conversion) *
Between 500 and 1000 kN	1.68	1499
Between 1001 and 1500 kN	1.38	1231
Between 1501 and 2500 kN	0.98	874
Between 2501 and 10000 kN	0.83	740
Between 10001 and 15000 kN	0.96	856
Between 15001 and 20000 kN	0.99	883
Between 20001 and 50000 kN	1.00	892
Higher than 50001 kN	1.14	1017
2.- Price increase for displacements higher than ± 50 mm.	%(€)	%(CLP)
Between 51 and ± 150 mm.	37.95	37.95
Between 51 and ± 150 mm.	47.95	47.95

Tabla 8.5. Criterio de costos dispositivos Slider FIPMECANIC

Slider Devices Cost Criteria		
1.- Static vertical load, Horizontal Displacement	€ / Device	CLP / Device (conversion) *
Up to 1500 kN, up to ± 150 mm.	1693,49	1.510.593
Up to 2000 kN, up to ± 150 mm.	1946,51	1.736.287
Up to 2500 kN, up to ± 150 mm.	2287,63	2.040.566
Up to 3000 kN, up to ± 150 mm.	2520,14	2.247.965
Up to 4000 kN, up to ± 150 mm.	2561,54	2.284.894
Higher than 4000 kN, up to ± 150 mm.	0.73 [€/kN]	651 [CLP/kN]
2.- Price increase for maximum horizontal displacements greater than 150 mm	%(€)	%(CLP)
Up to ± 200 mm.	10	10
Up to ± 250 mm.	15	15
Up to ± 300 mm.	18	18
Up to ± 350 mm.	20	20
Up to ± 400 mm.	22	22

* Se determino el valor del Euro en Chile desde valor euro hoy, al 16 de diciembre de 2020 [79]

A continuación, en la Tabla 8.6. se presentan los costos estimados para el sistema de aislación basal compuesto de dispositivos LRB y Sliders diseñado.

Tabla 8.6. Costos estimados sistema de aislación LRB y Sliders

	LRB-S 700/126-115	VM 400/500/50
Vertical load	3540 kN	4000 kN
Horizontal displacement	250 mm.	250 mm.
Base price	2.620.874 [CLP]	2.284.894 [CLP]
Increase price	1.256.709 [CLP]	342.734 [CLP]
Total price/device	3.877.584 [CLP]	2.627.628 [CLP]
# Device	24	32
Total price [CLP]	93.062.016	84.084.096

Adicional a los costos del sistema de aislación implementado, se consideró la losa a nivel de piso necesaria para este caso, lo que se estimó con un valor aproximado de 15.351.623 [CLP]. El sistema de aislación basal diseñado implementando dispositivos LRB y Sliders tiene un costo total de 177.146.112 [CLP] lo que se traduce en un costo total de sistema de aislación más losa requerida de **192.497.735 [CLP] (1.13 UF/m²)**, lo equivale al 108% de los costos estimados para la construcción de la estructura convencional, es decir, prácticamente se necesita invertir el doble del costo únicamente de los materiales de construcción requeridos para la superestructura para poder adquirir los dispositivos LRB y Sliders que compondrían el sistema de aislación, es importante mencionar que los costos asociados a mano de obra, arriendo de equipos, moldajes, instalación de faena, movimiento de tierra, etc. No están considerados y no forman parte de esta comparación.

8.1.4 Costos de los Dispositivos Auxiliares SMA del Sistema de Aislación Basal

En esta sección se presentan los costos estimados de los dispositivos de aislación basal SMA, diseñados previamente en la sección 7.1.1. Se realizó una consulta de costos de adquisición de los cables necesarios para componer el dispositivo de aislación basal SMA diseñado. Mediante la colaboración de la compañía FIP MECANIC [59], se estimaron los costos desde el proveedor de dicha compañía, esta es una empresa inglesa conocida como proveedor especialista de metales, aleaciones, cerámicas, polímeros entre otros [80]. Los costos adquiridos de la compañía inglesa se muestran a continuación en la Tabla 8.7

Tabla 8.7. Costo unitario SMA, GoodFellow

Producto	Diámetro [mm.]	Longitud [mm.]	Precio [€]
1 cable NiTi 10-4	1	4000	715

A continuación, y considerando el diseño hecho previamente se muestra en la Tabla 8.8, los costos estimados de los dispositivos de aislación basal SMA requeridos.

Tabla 8.8. Costos estimados dispositivo SMA

Dispositivo SMA	Precio unitario [€]	# [unidades]	Precio total [€]	Conversión [CLP] [79]
Aislador-SMA (7 cables)	5005	4	20020	17.857.840

El costo de inversión para adquirir los cables de aleación con memoria de forma SMA de acuerdo con el proveedor GoodFellow [80] corresponde a un 10% de los costos de materiales

necesarios para construir la estructura de base fija (**0.104 UF/m²**). Es importante destacar que esto solo corresponde a costos de inversión en materiales, no se consideran, costos de transporte, subestructura necesaria, mano de obra, impuestos, etc.

Capítulo IX: Conclusiones

9.1 Resumen y Conclusiones

9.1.1 Resumen

Con el objeto de evaluar analíticamente el daño en los elementos estructurales críticos y relacionarlo con la respuesta global del sistema, se diseñan los elementos estructurales resistentes a cargas laterales de un edificio de 5 pisos, este se compone de muros de hormigón armado asimétricos (forma de T y L) y muros simétricos (forma rectangular), para el diseño son consideradas las especificaciones de la normativa vigente en Chile NCh433Of.2012 y el Reglamento ACI318-08. Además, se realiza una comparación con el diseño a corte por capacidad y requerimientos de elementos especiales de borde según lo establecido en la normativa reciente ACI318-19. Se observan diferencias importantes en el diseño y cambios de aspecto en los muros para cumplir los requerimientos de dicha normativa.

Se realiza el diseño de un sistema de aislación basal de la estructura siguiendo la normativa chilena NCh2745Of.2013 y la colaboración de la empresa italiana FIPMECANIC quienes proveen información sobre los dispositivos de aislación basal requeridos. Se realizan dos diseños de sistemas de aislación considerando i) dispositivos LRB y Sliders típicos de la tecnología contemporánea y ii) agregando dispositivos auxiliares SMA al diseño anterior. Esto con el propósito no solo de estudiar los privilegios que tiene la aislación basal en la superestructura, además se analiza los resultados y mejoras de implementar dispositivos con memoria de forma (SMA) para subsanar problemas como desplazamientos residuales en el sistema de aislación convencional (LRB y Sliders).

Se lleva a cabo un análisis dinámico inelástico de la estructura de base fija y base aislada utilizando el programa Ruaumoko, considerando un modelo plano del sistema resistente en la dirección Y. Se describe la calibración utilizada para determinar las reglas de histéresis utilizada en la base de los muros y en los distintos tipos de dispositivos que componen la aislación basal implementada. Se realiza un análisis incremental del sistema, concluyéndose que con este método es posible estimar el desplazamiento de fluencia del edificio si la respuesta es similar al primer modo.

Se realiza un análisis dinámico inelástico, utilizando registros de los sismos de Viña del Mar (2010), Concepción Centro (2010), Sylmar (1994), Kobe (1995) y Christchurch (2011). Se evalúa la respuesta global del edificio en términos del valor del desplazamiento de techo en el tiempo, las deformadas de las estructuras en los instantes de máximo desplazamiento de techo y desplazamientos relativos de entrepisos. Se revisa el comportamiento momento – curvatura en la base de los muros y las envolventes de corte y momento.

Se observa que los requerimientos de corte y momento disminuyen considerablemente al implementar los dispositivos de aislación basal, se disminuye drásticamente los desplazamientos relativos del sistema, permitiendo concentrar y absorber desplazamientos y esfuerzos en la interfaz del sistema de aislación basal. Se logra controlar el daño, que afecta a dispositivos de aislación convencionales (LRB), como lo son los desplazamientos residuales mediante la implementación de

materiales con memoria de forma SMA, siendo muy efectivo para el caso de perturbaciones sísmicas impulsivas de gran magnitud (Sylmar y Kobe).

Por último, se efectúa un análisis económico comparativo de los costos asociados a cada sistema estructural estudiado anteriormente, se hacen cotizaciones de los materiales requeridos en empresas locales de la región de Valparaíso y se estiman los costos de los dispositivos de aislación según el criterio de costos entregado por la empresa proveedora de los dispositivos FIPMECANIC.

Se llevan a cabo conclusiones, que hacen referencia a la implementación de dispositivos de aislación basal, estos si bien aumentan los costos iniciales de la obra, pero podría significar una reducción sustancial a largo plazo, evitando problemas de retrofit y reparaciones futuras ante un posible evento sísmico de gran magnitud en el sistema estructural de la superestructura e inoperatividad de esta.

9.1.2 Conclusiones

Se encontró que el sistema estudiado en este trabajo, diseñado con la Norma chilena NCh433Of.2012 y el Reglamento ACI318-08, es deficiente respecto a los requerimientos de corte y momento en los muros según filosofías de diseño modernas. Recomendaciones para el diseño al corte por capacidad y elementos especiales de borde para estos ejemplares deben ser incorporadas en los documentos que rigen la práctica chilena. Normativas actuales como el ACI318-19, pueden ser consideradas para mejorar la actual normativa.

Al realizar la comparación entre una estructura convencional versus una con aislación basal, con los mismos parámetros los resultados fueron claros, en general el comportamiento de la estructura aislada fue superior a su similar con base fija, evidenciando un corte basal en la superestructura igual a aproximadamente un 40% del corte basal calculado para la estructura de base fija en dirección Y.

Los desplazamientos de las estructuras aisladas, particularmente la superestructura, resultan menores a la con base fija, debido a que en las estructuras aisladas el desplazamiento mayor es absorbido por los aisladores y se produce un fenómeno de alargamiento del periodo fundamental de la estructura lo que permite entrar en un rango de aceleraciones menor en los espectros de aceleraciones estudiados. Como consecuencia de lo anterior, la magnitud de los desplazamientos relativos presentó una importante disminución.

Con respecto a los esfuerzos resultantes de los elementos estructurales verticales resistentes a cargas laterales como los muros, son bastante menores en la estructura con aislación, lo que se traduce en que, incluso considerando un diseño con cuantías mínimas en la superestructura acorde a la normativa chilena, esta se comporta totalmente en rango elástico e incluso evitando o estando levemente en el rango de agrietamiento de los muros.

En relación con la respuesta de los aisladores ensayados con los distintos registros de aceleraciones sísmicas, estos se deformaron en una menor magnitud relativo al desplazamiento máximo propio del aislador establecido en la NCh 2745Of.2013 para el caso del registro de Viña del Mar y JMA (Kobe). Cumpliendo los requerimientos de dicha normativa. Por otra parte, para el caso del registro de Concepción se muestra una leve subestimación del desplazamiento máximo requerido, logrando alcanzar un desplazamiento horizontal del 107% del desplazamiento máximo permitido por el dispositivo LRB. Resultados críticos se evidencian en los estándares de diseño y requerimientos en los dispositivos de aislación de la normativa de aislación basal chilena para los casos de los registros sísmicos de Sylmar y Christchurch, en donde se ve sobrepasado los límites establecidos en esta normativa, lo que abre una brecha de interés para futuras investigaciones de la normativa de aislación vigente en nuestro país y de esta forma poder estudiar el comportamiento de los dispositivos de aislación ante sismos de distintas características.

En cuanto a los dispositivos de aislación basal SMA, se concluye que estos son efectivos en cuanto a la protección y control de los desplazamientos residuales, tomando mayor importancia en eventos sísmicos de tipo impulsivos y de gran PGA [10]. Además, se destaca la breve influencia que o alteración de respuestas y resultados en la superestructura diseñada a partir de dispositivos LRB y Sliders, manteniendo la gran reducción de esfuerzos y sollicitaciones en la superestructura evidenciada anteriormente por el sistema de aislación convencional (LRB y Sliders).

Como comentario final, se tiene que, al implementar un sistema de aislación sísmica en una estructura, se logra un comportamiento estructural superior o controlado respecto a su versión convencional, con altos niveles de seguridad y protección sísmica, tanto de la estructura como de los contenidos. Si bien se demuestra que la utilización de tecnologías de aislación basal aumenta los costos iniciales de inversión, estos costos probablemente se verían reducidos a largo plazo producto de la mitigación del daño que se produciría ante un eventual sismo como los estudiados, evitándose así daños estructurales severos, que se apreciaron en distintos ensayos, incluso viendo sobrepasado en ocasiones estados últimos u objetivos, lo que se traduciría en un riesgo considerable para las personas e inoperatividad de la estructura.

Es relevante mencionar, que el estudio y comparación de costos asociados al sistema de fundaciones de la estructura convencional y al sistema de anclaje o soporte de las distintas tecnologías de aislación sísmica consideradas en este trabajo, no formaron parte del alcance de esta memoria, si bien, se permitió comparar el costo de los dispositivos de aislación sísmica utilizados, con los costos de materiales requeridos para la construcción de la estructura de base fija, evidenciando que estos son equivalentes y de magnitud similar para el caso del sistema de aislación con dispositivos LRB y Sliders, y en cuanto al caso de dispositivos SMA, estos corresponden a una pequeña fracción de los costos de los materiales requerido para construir la estructura convencional, lo que permite a esta tecnología tomar un gran interés para su futura implementación.

A modo de conclusión, los resultados de este trabajo no son cien por ciento generalizables, debido a que el análisis se realizó en un solo eje representativo donde el primer modo de vibrar es predominante. Además, el modelo no lineal utilizado para representar la estructura, considero el supuesto de la deformación por corte elástica, sería importante para próximas investigaciones, considerar o capturar el comportamiento a cortante de los elementos. Cabe mencionar, que sería de gran interés continuar este análisis con estructuras y sentidos de análisis completos y así evaluar la influencia de los demás elementos que componen el sistema estructural del edificio.

Referencias

- [1] R. G. Lazo, *Estudio de los daños de los terremotos del 21 y 22 de mayo de 1960*, Santiago, 2008.
- [2] P. Winckler y M. Contreras, «Pérdidas de vidas, viviendas, infraestructura y embarcaciones por el tsunami del 27 de Febrero de 2010 en la costa central de Chile,» *SciELO*, pp. Version on-line, 2013.
- [3] Decreto Supremo 60, «Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado y Deroga Decreto N°118, de 2010,» *Diario oficial de la republica de Chile, Ministerio de Vivineda y Urbanismo*, 2011.
- [4] Decreto Supremo 61, «Reglamento que Fija el Diseño Sísmico de Edificios y Deroga Decreto N° 117, de 2010,» *Diario oficial de la República de Chile, Ministerio de Vivienda y Urbanismo*, 2011.
- [5] S. Pampanin, «Living a New Era in Earthquake Engineering: targeting damage-resisting solution to meet societal expectations,» de *Australian Earthquake Engineering Society Conference, Tweed Heads*, Australia, 2012.
- [6] P. Quintana Gallo, «The nonlinear dynamics involved in the seismic assessment of RC buildings,» PhD thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2014.
- [7] A. Buchanan, D. Bull, R. Dhakal, G. MacRae, A. Palermo y S. Pampanin, *Base Isolation and Damange-Resistant Technologies of Improved Seismic Performance of Buildings*, Christchurch, New Zeland: Royal commission of inquiry into Building Failure Caused by the Canterbury Earthquakes, 2011.
- [8] B. I. Zlatar Reyes, «Esudio del comportamiento de puentes chilenos con aislación sísmica utilizando análisis no-lineales,» Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso - Chile, 2019.
- [9] W. H. Robinson y A. G. Tucker, «A lead-rubber shear damper,» *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 10, n° 3, pp. 151-153, 1977.
- [10] M. Dolce, D. Cardone y F. C. Ponzo, «Shalking-table test on reinforced concrete frames with different isolation systems,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 36, n° 5, pp. 537-596, 2007.
- [11] Instituto Nacional de Normalizacion, *NCh 433: Diseño sísmico de Edificio*, Santiago, Chile: Norma Chilena Oficial NCh433Of.1996 Modificada en 2012, 2012.
- [12] Instituto nacional de Normalización, *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*, Santiago, Chile: NCh2745Of2003 Modificada en 2013, 2013.
- [13] CSI, *ETABS 2017, Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*, California, Usa, 2016.
- [14] A. J. Carr, «Ruaumoko-Program for Inelastic Dynamic Analysis,» de *Volumen 3: User Manual for the 2-Dimensional version*, Christchurch, New Zeland, 2017.

- [15] Structural Engineers Association of Northern California, *Tentative seismic isolation design requirements*, California: Seismology Committee. Base Isolation, 1896.
- [16] Code, U.B.C., *Uniform Building Code*, Whittier, CA: International Conference of Building Officials (ICBO), 1991.
- [17] J. C. De la Llera, «Aislación sísmica y disipación,» de *LXV Reunión del Consejo Directivo FIIC*, Panamá, 15 De Septiembre, 2011.
- [18] J. Wan Hu, «Seismic analysis and parametric study of SDOF lead-rubber bearing (LRB) isolation systems with recentering shape memory alloy (SMA) bending bars,» de *Journal of Mechanical Science and Technology*, Korea, Springer KSME, 2016, pp. 2987-2999.
- [19] T. Gentil Lagoa, «Evolución Térmica y Cristalográfica de polvos Ti-Ni Aleados Mecánicamente en Atmosfera de Hidrógeno,» E-REdING, España, 2001.
- [20] M. Shinozuka, S. R. Chaudhuri y S. K. Mishra, «Shape-Memory-Alloy supplemented Lead Rubber Bearing (SMA-LRB) for seismic isolation,» Elsevier Ltd., 2015.
- [21] R. Skinner y H. McVerry, «Base Isolation for Increased Earthquake Resistance of Buildings,» *New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 8, nº 2, pp. 93-101, 1975.
- [22] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Brussels: CEN national Members, 2003.
- [23] E. Graesser y F. Cozzarelli, «Shape memory alloys as new materials for aseismic isolation,» *Eng. Mech.*, nº 117, pp. 2590-2608, 1991.
- [24] Y. Wen, «Equivalent linearization for hysteretic systems under random excitation,» *J. Appl. Mech* 47 (1980) 150-154-, 1980.
- [25] X. Yan y J. Nie, «Response of SMA superelastic systems under random excitation,» *J. Sound Vib.*, nº 238-358, pp. 893-901, 2000.
- [26] H. Tajimi, «Statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake,» *2nd World Conference Conference on Earthquake Engineering*, vol. 11, pp. 781-798, 1960.
- [27] G. Rojas, «Evaluación del desempeño y costos de un edificio de hormigón armado convencional y con asilación basal,» Universidad de Valparaíso, Valparaíso, 2015.
- [28] P. Clemente y G. Bongiovanni, «Monitoring of seismic isolated buildings: state of the art and results under high and low energy inputs,» de *NZSEE Conference*, Wellington, New Zealand, 2017.
- [29] A. Martelli y P. Clemente, «Need for an adequate Seismic Monitoring of Seismically Isolated Buildings to Ensure Safety During Their Life,» de *7th Int. Conf. on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*, Turin, 2015.
- [30] F. L. Zhou, «Earthquake tragedy and application of seismic isolation,» de *Energy dissipation and other seismic control systems to protect structures in China*, Roma, Ambiente e Innovazione, 2015, pp. 23-30.

- [31] G. Lomiento y G. Benzoni, «Testing protocols and acceptance criteria for performance characterization of pendulum isolators,» de *16th World Conf. on Earth. Eng., (16WCCE, Santiago de Chile), IAEE & ACHISINA.*, Santiago, 2016.
- [32] R. Astroza, M. Chen, H. Ebrahimian, E. Pantoli, X. Wang, J. Conte, T. Hutchinson y J. Restrepo, «Ensayo en mesa vibradora de un edificio a escala real con y sin aislación sísmica,» de *XII Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering ACHISINA 2019*, Valdivia, 2019.
- [33] E. Miranda y S. Taghavi, «Responde assessment of nonstructural building elements,» PEER Report, 65-65, 2003/05.
- [34] R. Astroza, «Estudio de la respuesta sísmica de edificios mediante la dinámica de propagación de ondas,» Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería Sísmica, Universidad de Chile, Santiago, 2007.
- [35] F. Hernandez, P. Diaz, R. Astroza, F. Ochoa y P. Soto, «Identificación de la Respuesta de la Superestructura de Edificios con Aislación Sísmica a partir del Metodo de Subestructuras,» de *XII Congreso chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019*, Valdivia, 2019.
- [36] V. Overschee y B. De Moor, «Subspace Identification for Linear System: Theory - Implementation - Applications,» Kluwer Academic Publishers, 1996.
- [37] R. Astroza, G. Gutierrez, C. Repenning y F. Hernández, «Time-variant modal parameters and response behavior of a base-isolated building tested on a shake table,» *Earthq Spectra*, vol. 10, nº 43, pp. 34-121, 2018.
- [38] L. Cohen, «Time Frequency Analysis,» Theory and Applications, 1994.
- [39] P. Díaz , «Analysis of seismic isolated structures by using the multiple substructuring method,» Universidad de Chile, Santiago, 2018.
- [40] Instituto Nacional de Normalización, *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*, Santiago, Chile: NCh2745Of.2003, 2003.
- [41] F. Naeim y J. Kelly, *Design of Seismic Isolated Structures, From theory to practice*. John Wiley & Sons, 1999.
- [42] Computer & Structures Inc., *Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*, Berkeley, California, USA: CSI, 2015.
- [43] Instituto Nacional de Normalización, *Hormigon - Requisitos Generales*, Santiago, Chile: Nch170.Of.1985 Mod.2016, 1985.
- [44] E. Hognestad, *Estudio de la carga combinada de flexión y axial en elementos de hormigon armado*, Illinois: Universidad de Illinois, 1051.
- [45] D. Kent y R. Park, «Flexural Members with Confined Concrete,» *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 19, 1971.
- [46] L. Saenz, «discussion of Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete,» *Journal of the American Concrete Institute*, nº 61, pp. 1229-1235, 1964.

- [47] Aktan, A. Emin, Karlsson, Sozen y M. Avni, *Relaciones tensión-deformación de las armaduras sometidas a grandes inversiones de deformación*, Illinois: Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, 1973.
- [48] Mander, B. Jhon, M. J. Priestley y R. Park, «Theoretical stress-strain model for confined concrete,» *Journal of structural engineering*, vol. 114, nº 8, pp. 1804-1826, 1984.
- [49] Kunnath, K. Sashi, H. YeongAe y J. F. Mohle, «Nonlinear uniaxial material model for reinforcing steel bars,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 135, nº 4, pp. 335-343, 2009.
- [50] Instituto Nacional de Normalización, *Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso*, Santiago, Chile: NCh1537Of.2009, 2009.
- [51] American Concrete Institute, *Requisitos de reglamento para concreto estructural*, E.E.U.U.: American Concrete Institute, 2008.
- [52] Instituto Nacional de Normalización, *Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas*, Santiago: NCh3171Of.2010, 2010.
- [53] American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete ACI318-19*, Farmington Hills: American Concrete Institute, 2019.
- [54] New Zealand Standard, *Structural Design Actions Part 1: The Design of Concrete Structures - New Zealand*, Wellington, Nueva Zelanda: Norma NZS 3101:2006, 2006.
- [55] Moehle, P. Jack, T. Ghodsi, J. Hooper, D. Fields y R. Gedhada, «Seismic design of cast-in-place concrete special structural walls and coupling beams,» *NEHRP Seismic Design Technical Brief*, nº 6, pp. 11-917, 2011.
- [56] J. Moehle, «Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes,» *Earthquake spectra*, vol. 8, nº 3, pp. 403-428, 1992.
- [57] J. Wallace y K. Orakcal, «ACI 318-99 provisions for seismic design of structural walls,» *Structural Journal*, vol. 99, nº 4, pp. 499-508, 2002.
- [58] J. Moehle, *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*, Estados Unidos: McGraw-Hill Education, 2014.
- [59] FIP MEC, «Aisladores Elastomericos de caucho y plomo serie LRB,» FIP MEC, Selvazzano, Padua, S03_LRB.
- [60] J. Thomsen, «Displacement Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls: An experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-shaped Cross - Sections, Tesis de Doctorado,» Universidad de Clarkson, Nueva York, EE.UU., 1995.
- [61] K. Orakal y J. Wallace, «Modeling of Slender Reinforced Concrete Walls,» de *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Agosto, 2004.
- [62] T. Paulay y M. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Jhon Wiley and Sons, 1992.
- [63] J. Thomsen y J. Wallace, *Displacement - Based of Slender Reinforced Concrete Structural Walls - Experimental Verification*, Abril: *Journal of Structural Engineering*, 2004.

- [64] M. Saiidi y M. Sozen, «Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures,» Report UILU-ENG-79-2031, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Illinois, Urbana, EE.UU., 1979.
- [65] A. Carr, *Ruaumoko Manual Vol.5: Appendices, Strength and Stiffness Degradation*, Christchurch, 2016.
- [66] P. Quintana Gallo, «Evaluación Analítica del Daño de un Edificio de Hormigón Armado,» Universidad Técnica Federico Santa María, Viña del Mar, 2008.
- [67] A. Carr, «Ruaumoko 2D, User manual for 2D program,» de *Ruaumoko 2D*, vol. 2, Christchurch, New Zealand, Carr Research Ltd., 2017.
- [68] H. Krawinkler y G. Seneviratna, *Pros and Cons of a Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation*, Journal of Engineering Structures, 1998.
- [69] H. Krawinkler y G. Seneviratna, «Pros and Cons of a Pushover Analysis Procedure using Vertically "Regular" and Irregular Generic Frames, Perot No. EERC 2003-03, Earthquake Engineering Research Center,» Universidad de California, Berkeley, EE.UU., 2003.
- [70] M. E. Rodríguez, J. I. Restrepo y A. J. Carr, *Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings*, EE.UU.: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002.
- [71] A. Carr, «The Structural Ductility and The Damage Index for Reinforced Concrete Structures Under Seismic Excitations,» Structural Dynamics, EURODYN'93, Rotterdam, Holanda, 1993.
- [72] A. Carr, "The Structural Ductility and The Damage Index for Reinforced Concrete Structures Under Seismic Excitations" , Structural Dynamics, Rotterdam, Holanda: EURODYN'93, 1993.
- [73] A. J. Carr, «Appendices Strength and Stiffness Degradation,» *Ruaumoko manual*, vol. 5, 2016, Christchurch New Zealand, Carr Research LTD..
- [74] M. Dolce, D. Cardone, R. Marnetto, M. Mucciarelli, D. Nigro, F. Ponzó y G. Santarsiero, «Experimental Static and Dynamic Response of a Real R/C Frame Upgraded with SMA Re-Centering and Dissipating Braces,» de *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Agosto 1-6, 2004.
- [75] M. Dolce, D. Cardone y R. Marnetto, «Implementation and testing of passive control devices based on shaped memory alloys,» de *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Italy, Jinn Wilet & Sons, Ltd., 2000, pp. 29:945-968.
- [76] melón, «meloón/tienda,» 20 Diciembre 1908. [En línea]. Available: <http://www.tienda.melon.cl>. [Último acceso: 15 Diciembre 2020].
- [77] B&M, «B&M barraca de fierros,» 5 Mayo 2004. [En línea]. Available: <http://www.barracabym.cl>. [Último acceso: 15 Diciembre 2020].
- [78] Ministerio de Hacienda y Urbanismo, «Servicio de impuestos internos,» Gobierno de Chile, 1912. [En línea]. Available: <http://www.sii.cl>. [Último acceso: 29 Enero 2021].
- [79] 2020 Valor Euro, «Valor Euro Hoy,» [En línea]. Available: <http://www.valor-euro.cl>. [Último acceso: 16 diciembre 2020].

[80] Goodfellow, «GoodFellow Su proveedor global de materiales,» 1946. [En línea]. Available: <http://www.godfellow.com>. [Último acceso: 18 Diciembre 2020].

[81] M. Priestley, Miths and Fallacies in Earthquake Engineering Revisited, ROSE Report, Italia: Universidad de Pavia, 2003.

Anexos

A.1 Periodos y Porcentajes de Masa Equivalente de la Estructura de Base Fija

Modo	Periodo [s]	Frecuencia angular [rad/s]	% Masa traslacional X <Sum X>	% Masa traslacional Y <Sum Y>
1	0.206	30.5	0.7138 < 0.7138 >	0.0000 < 0.0000 >
2	0.148	43.3	0.0000 < 0.7138 >	0.7491 < 0.7491 >
3	0.143	43.9	0.0066 < 0.7204 >	0.0000 < 0.7491 >
4	0.049	128.2	0.2051 < 0.9255 >	0.0000 < 0.7491 >
5	0.039	161.1	0.0000 < 0.9255 >	0.1981 < 0.9472 >
6	0.039	161.1	0.0018 < 0.9273 >	0.0000 < 0.9472 >
7	0.023	273.2	0.0525 < 0.9798 >	0.0000 < 0.9472 >
8	0.02	314.2	0.0000 < 0.9798 >	0.0389 < 0.9861 >
9	0.02	314.2	0.0004 < 0.9803 >	0.0000 < 0.9861 >
10	0.016	392.7	0.0162 < 0.9965 >	0.0000 < 0.9861 >
11	0.015	418.9	0.0000 < 0.9965 >	0.0115 < 0.9976 >
12	0.014	448.8	0.0002 < 0.9967 >	0.0000 < 0.9976 >
13	0.013	483.3	0.0033 < 0.9999 >	0.0000 < 0.9976 >
14	0.012	523.6	0.0000 < 0.9999 >	0.0024 < 1.0000 >
15	0.012	523.6	0.0001 < 1.0000 >	0.0000 < 1.0000 >

A.2 Envoltentes de corte de cada muro tipo estructura de base fija

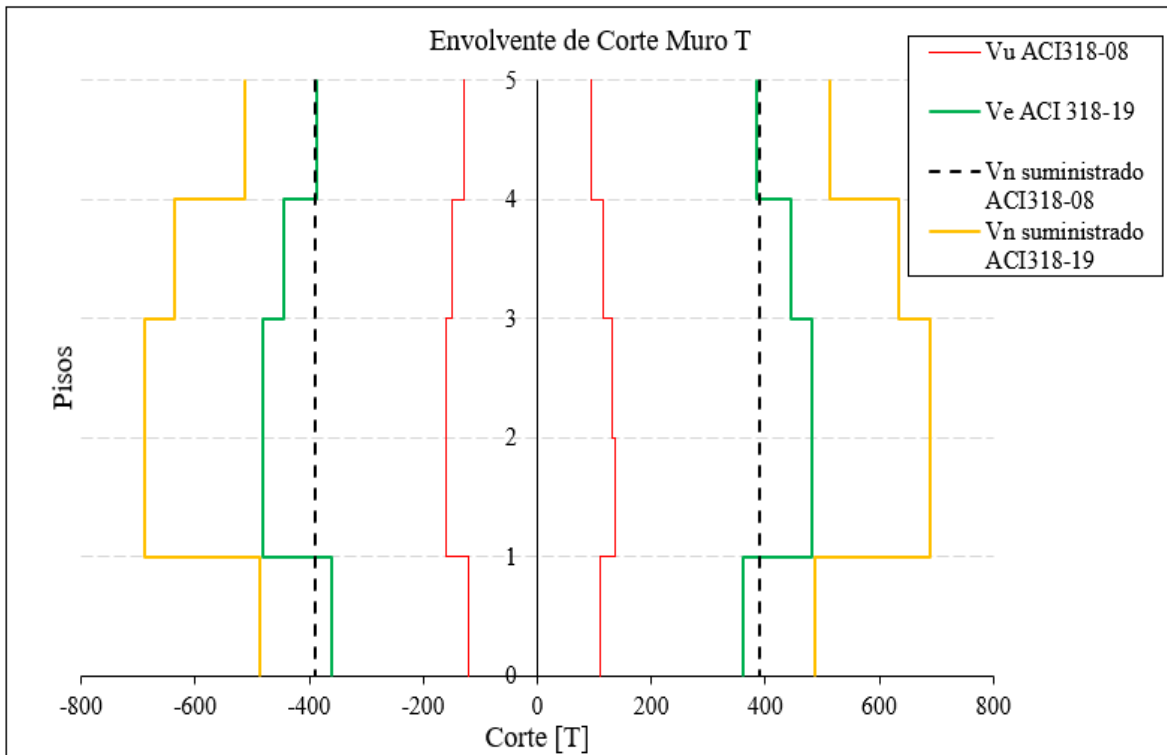


Figura A.2.1. Envoltente de corte muros T

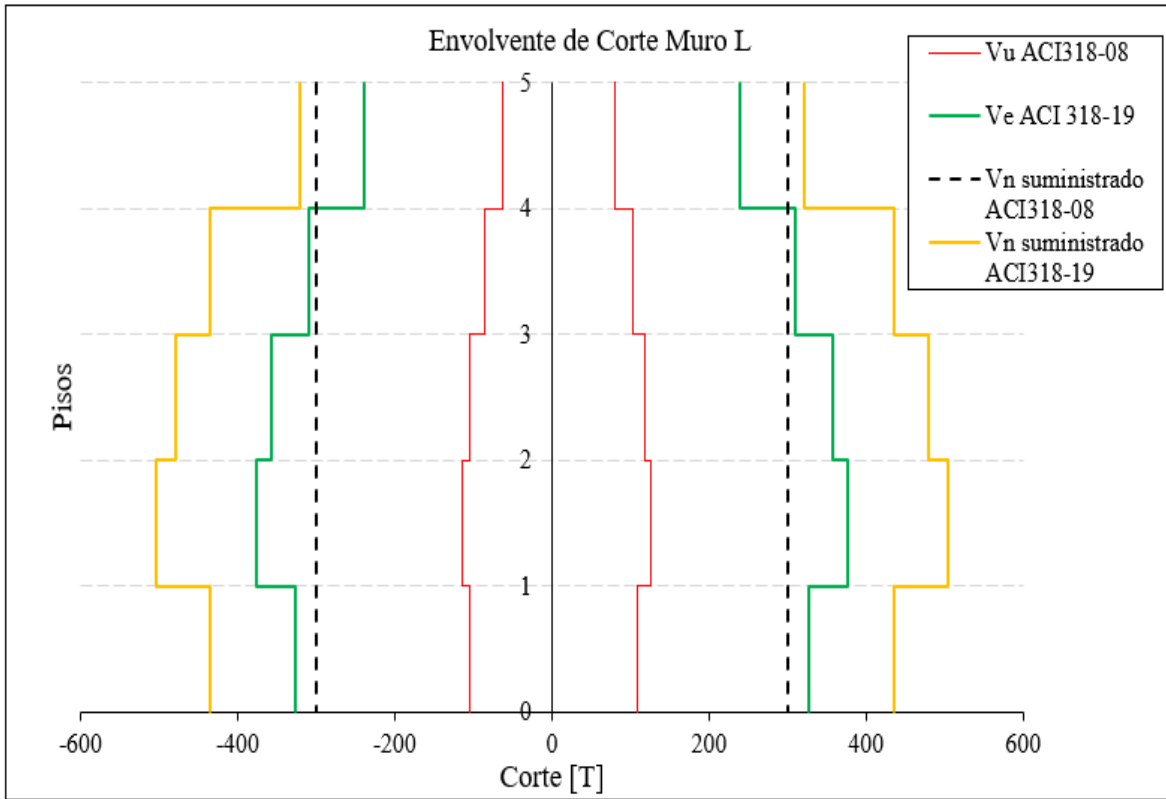


Figura A.2.2. Envolverte de corte muro L

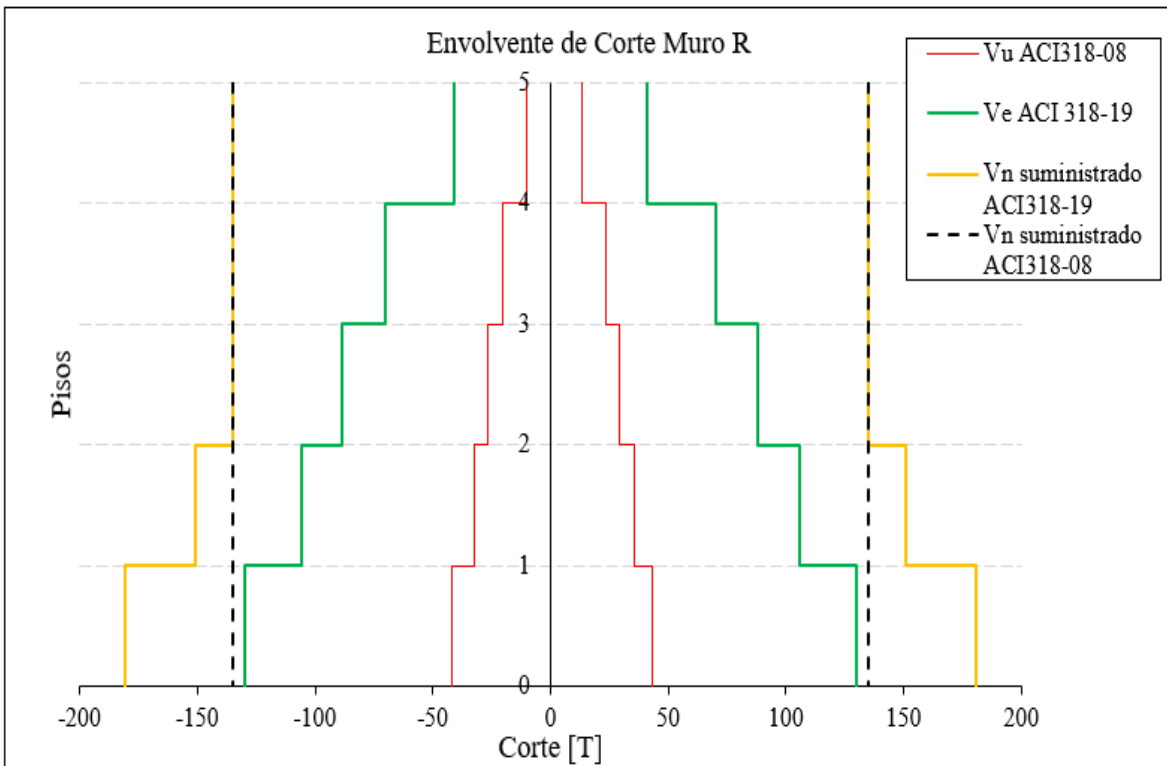


Figura A.2.3. Envolverte de corte muros R

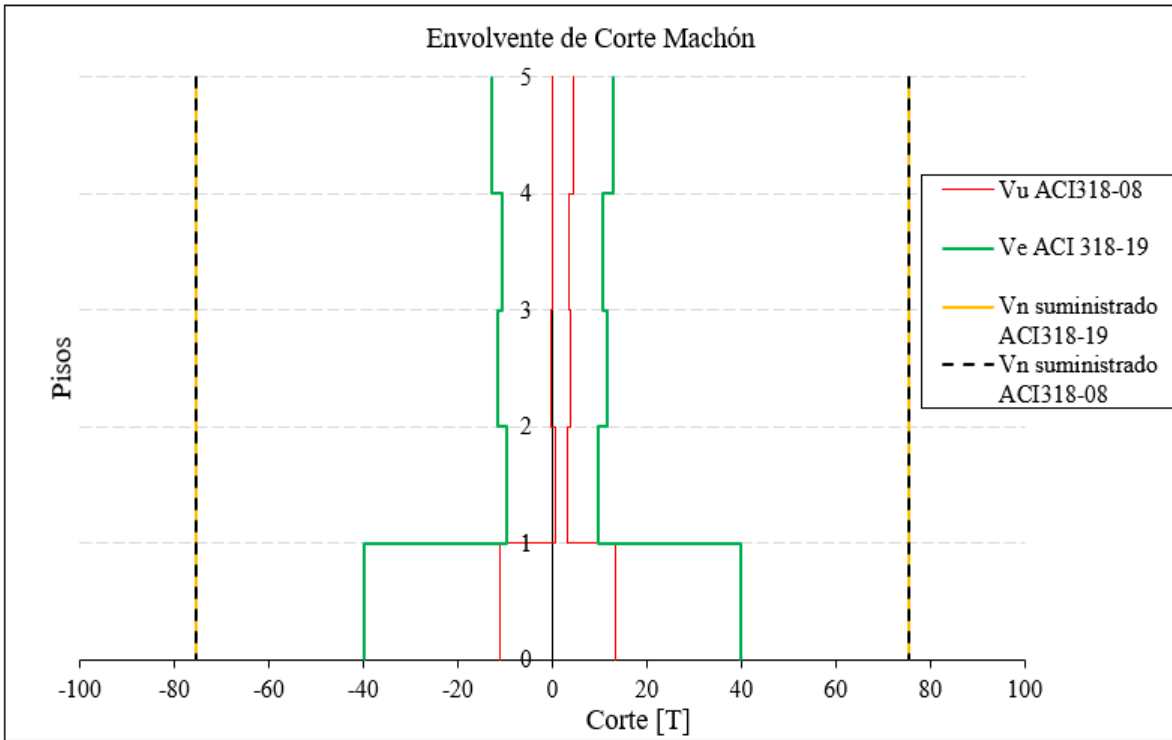
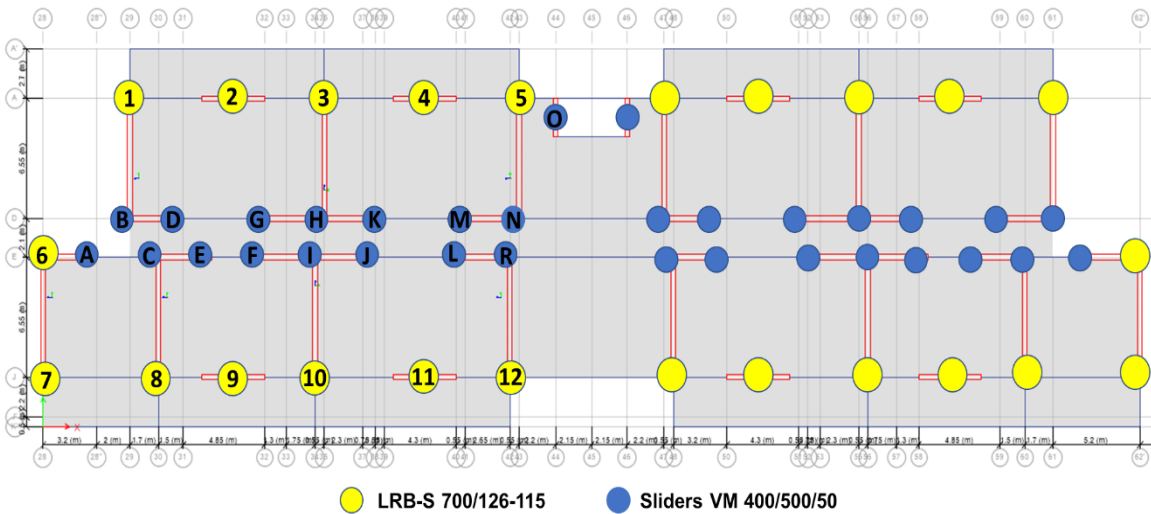


Figura A.2.4. Envolverte de corte machón

A.3 Solicitaciones de carga axial y desplazamientos de los dispositivos deslizantes (Sliders)



Dispositivo	Letra del dispositivo	Cara axial [kN] 1.2D+L+Ey _{MAX}	Desplazamiento [m.m.]
Slider VM 400/500/50	A	698	199
Slider VM 400/500/50	B	1947	207
Slider VM 400/500/50	C	2222	205
Slider VM 400/500/50	D	1114	232
Slider VM 400/500/50	E	1086	229
Slider VM 400/500/50	F	833	225
Slider VM 400/500/50	G	1039	198
Slider VM 400/500/50	H	3380	219
Slider VM 400/500/50	I	2908	194
Slider VM 400/500/50	J	885	215
Slider VM 400/500/50	K	1036	214
Slider VM 400/500/50	L	1358	185
Slider VM 400/500/50	M	1332	207
Slider VM 400/500/50	N	2496	180
Slider VM 400/500/50	O	592	199

A.4 Periodos y Porcentajes de Masa Equivalente de la Estructura de Base Aislada (LRB y Sliders).

Modo	Periodo [s]	Frecuencia angular [rad/s]	% Masa traslacional X <Sum X>	% Masa traslacional Y <Sum Y>
1	2.495	2,5	0.9779 < 0.9779 >	0.0000 < 0.0000 >
2	2.39	2,6	0.0000 < 0.9779 >	1.0000 < 1.0000 >
3	2.333	2,6	0.0221 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >
4	0.139	45,2	0.0000 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >
5	0.096	65,4	0.0000 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >
6	0.094	66,8	0.0000 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >
7	0.037	169,8	0.0000 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >
8	0.028	224,4	0.0000 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >
9	0.028	224,4	0.0000 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >
10	0.021	299,2	0.0000 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >
11	0.018	349,0	0.0000 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >
12	0.017	369,6	0.0000 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >
13	0.015	418,8	0.0000 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >
14	0.014	448,8	0.0000 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >
15	0.013	483,3	0.0000 < 1.000 >	0.0000 < 1.0000 >

A.5 Ajuste tipo de SINA realizado para cada muro

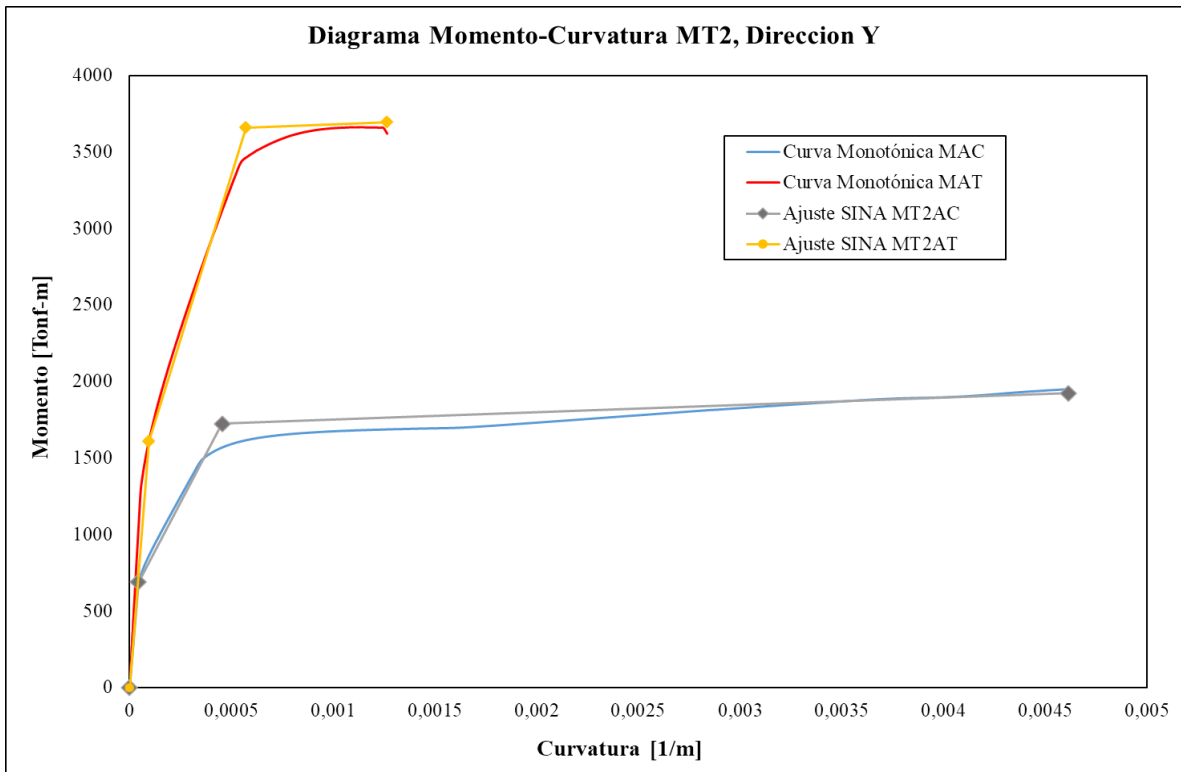


Figura A.5.1. Ajuste SINA, muro T2 - Dirección Y

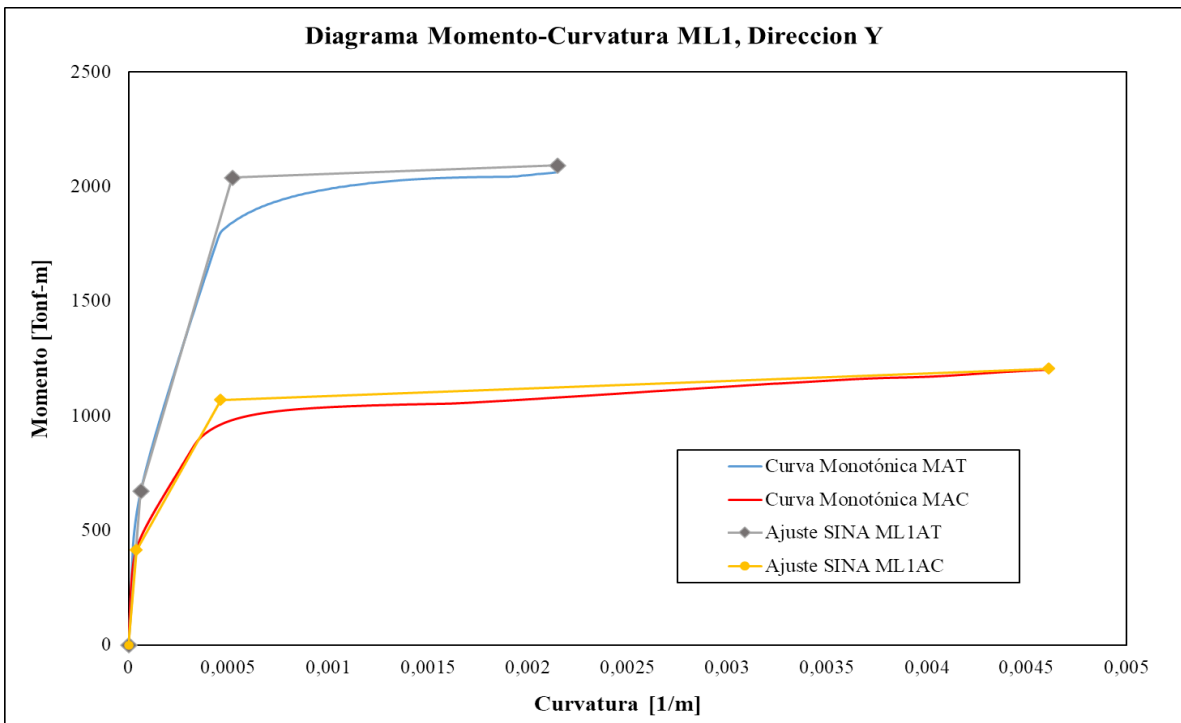


Figura A.5.2. Ajuste SINA, muro L1 - Dirección Y

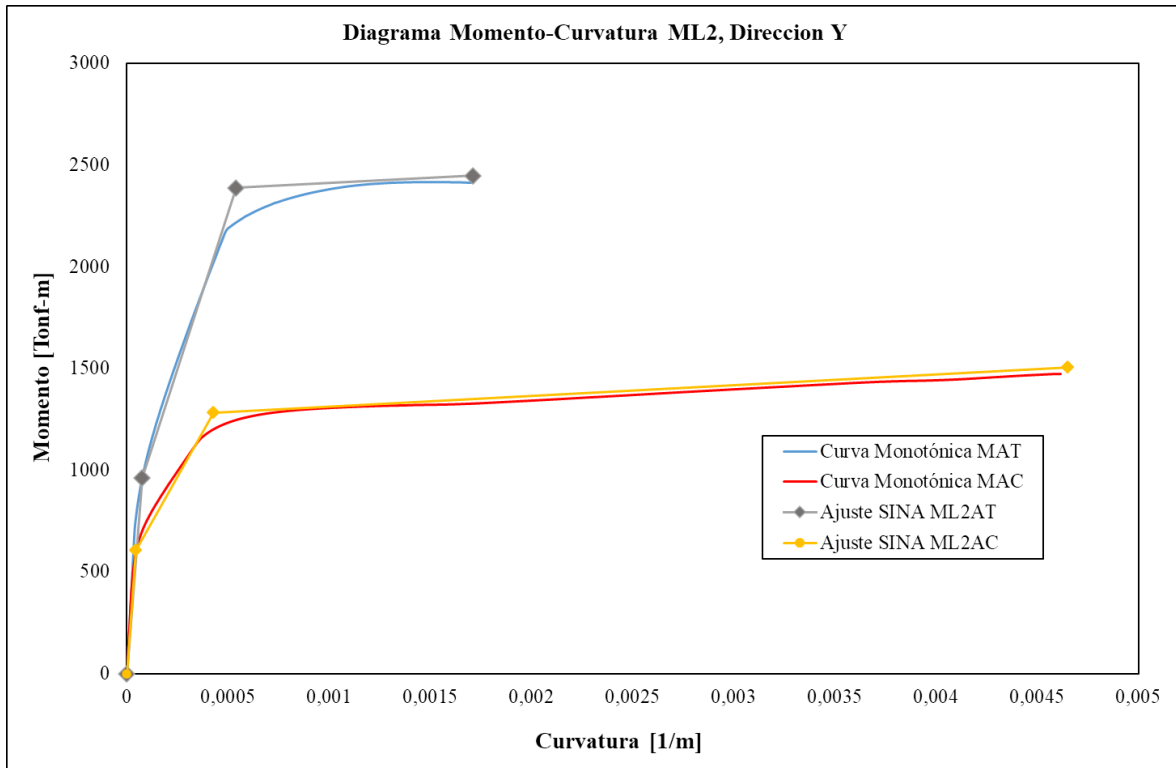


Figura 5.3. Ajuste SINA, muro L2 - Dirección Y

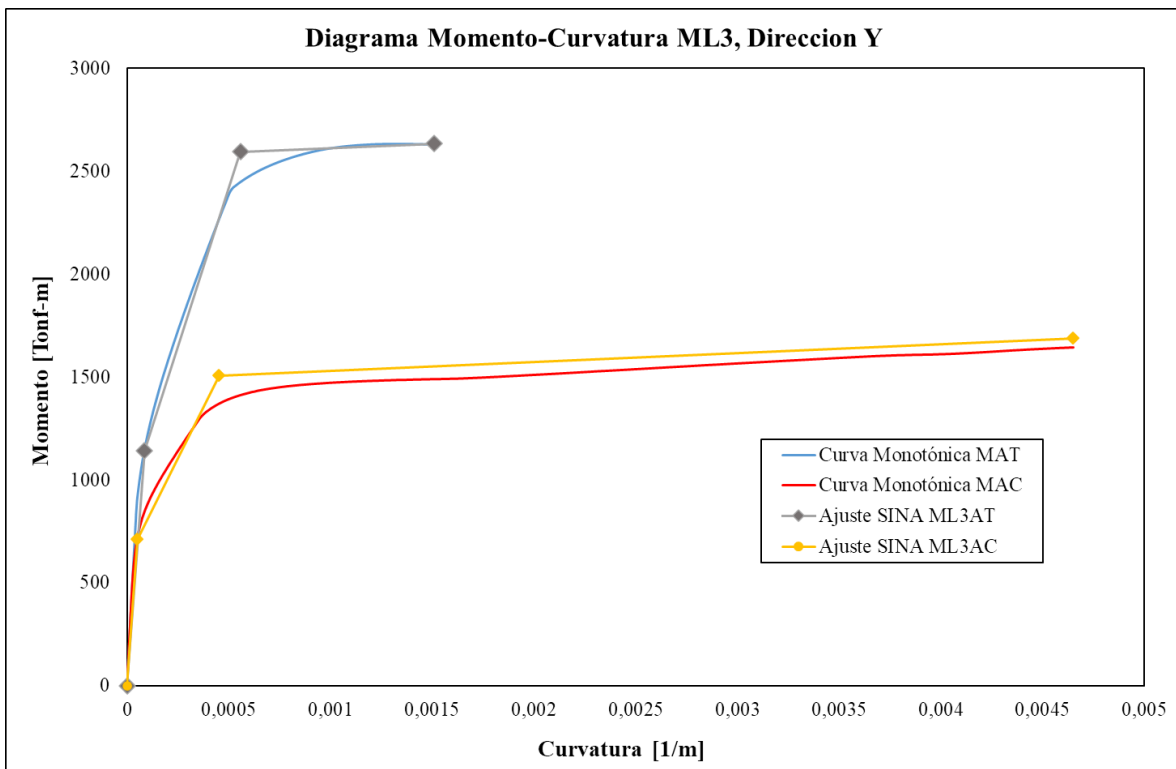


Figura A.5.4. Ajuste SINA, muro L3 - Dirección Y

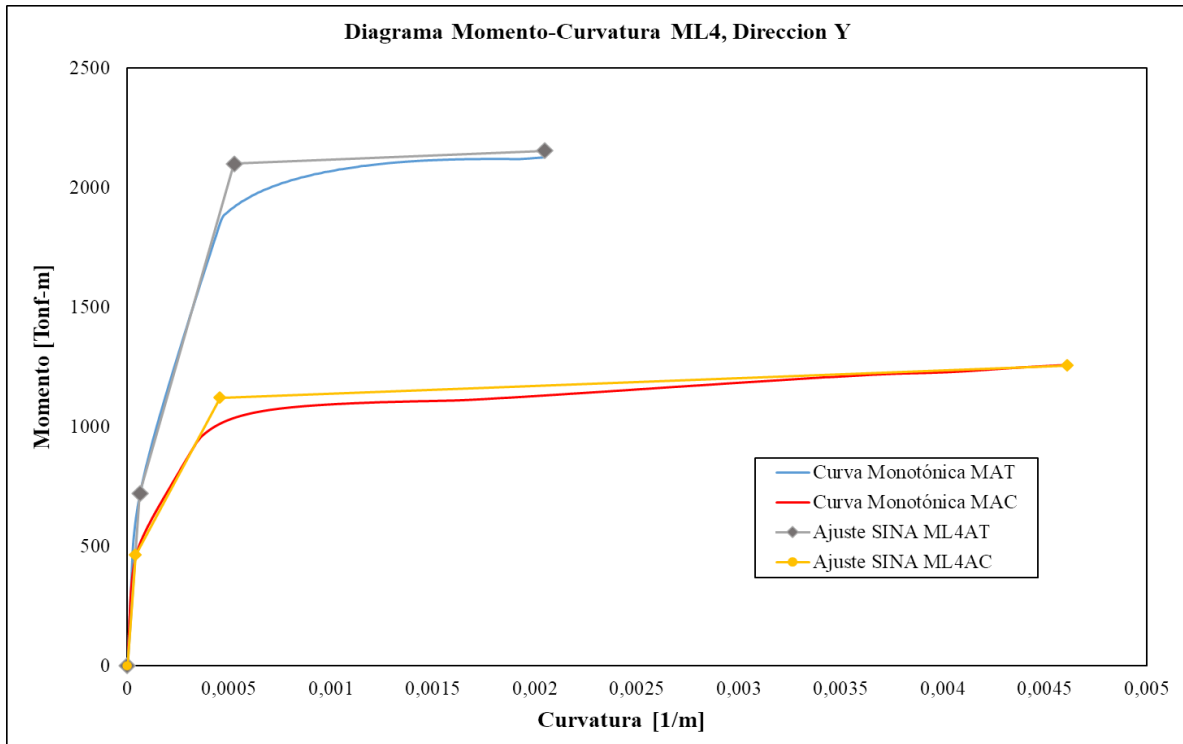


Figura A.5.5. Ajuste SINA, muro L4 - Dirección Y

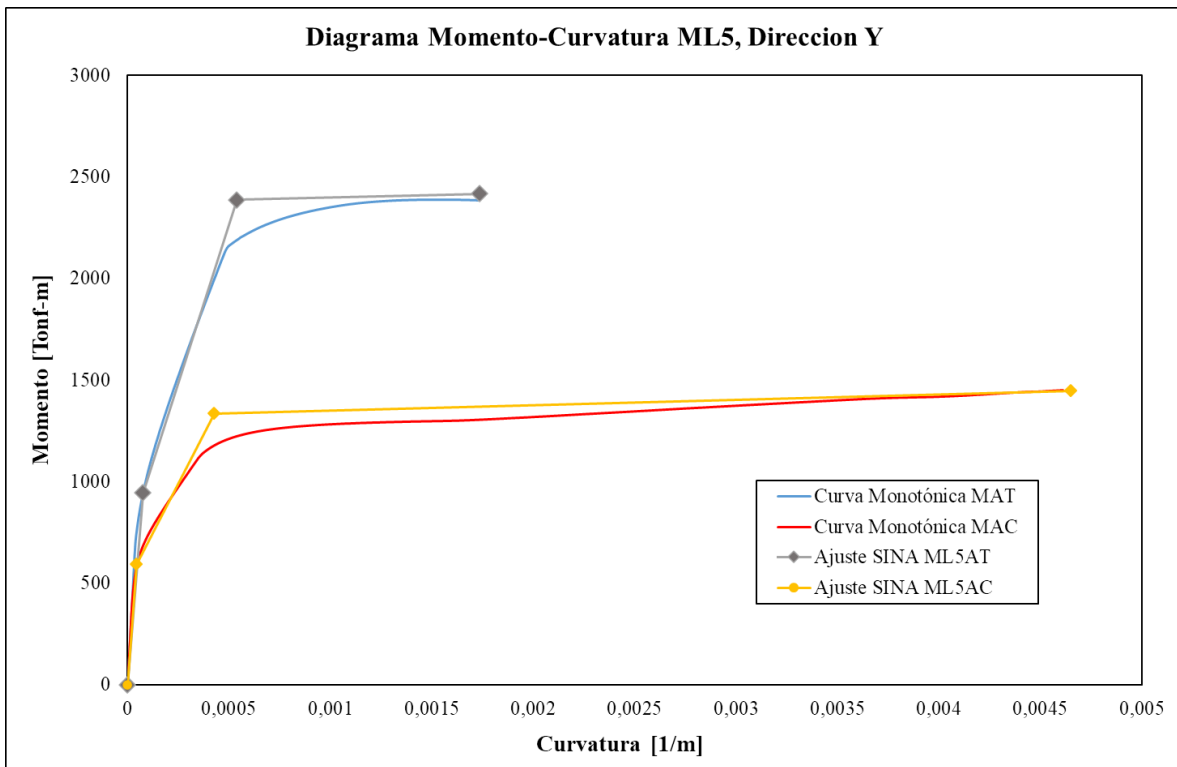


Figura A.5.6. Ajuste SINA, muro L5 - Dirección Y

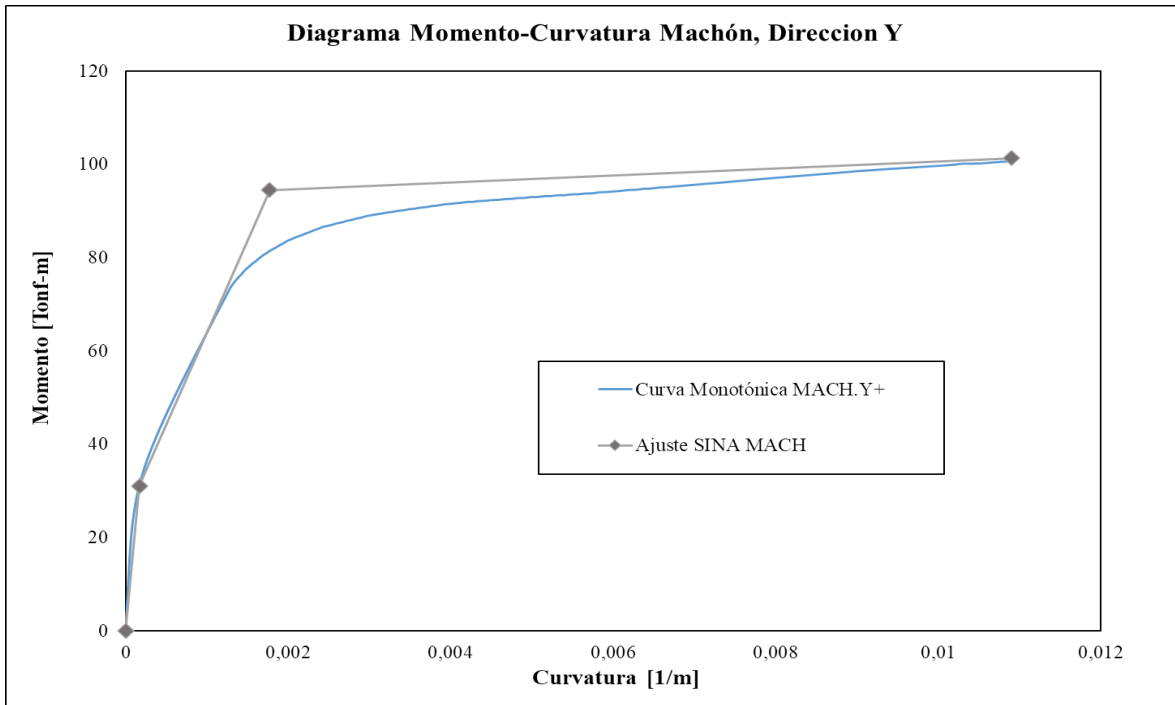


Figura A.5.7. Ajuste SINA, machón - Dirección Y

A.6 Valores de M_{cc} de cada muro

Muro	M_{cc} [T-m]
T1	1094
L1	749
L2	896
L3	1505
T2	1207
L4	784
L5	935
Machón	66

A.7 Diagramas momento – curvatura análisis “push-pull”, base de cada muro

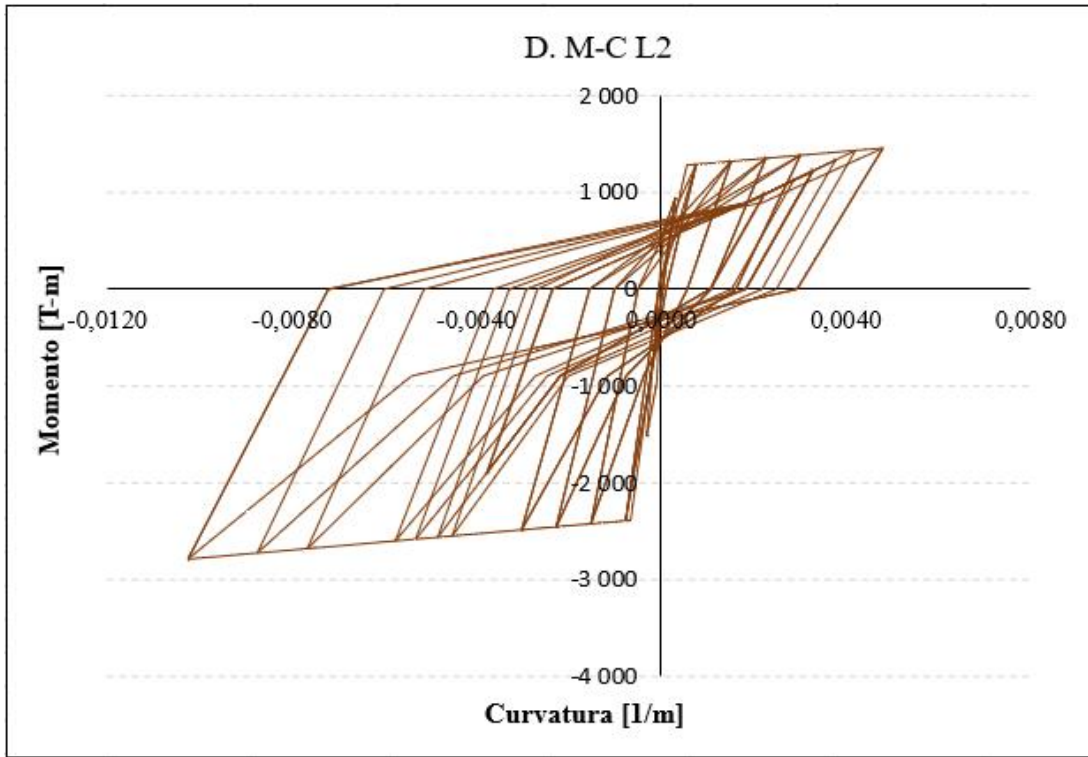


Figura A..7.1 D. M-C análisis push-pull, muro L2

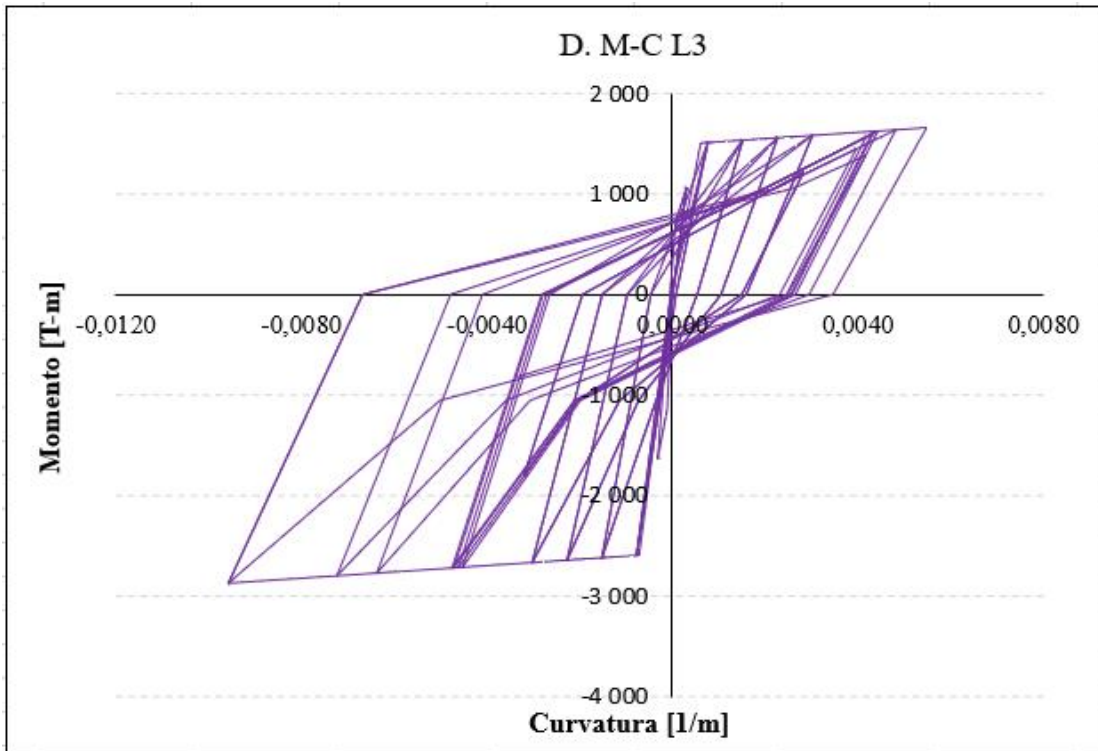


Figura A11.7.2 D. M-C análisis push-pull, muro L3

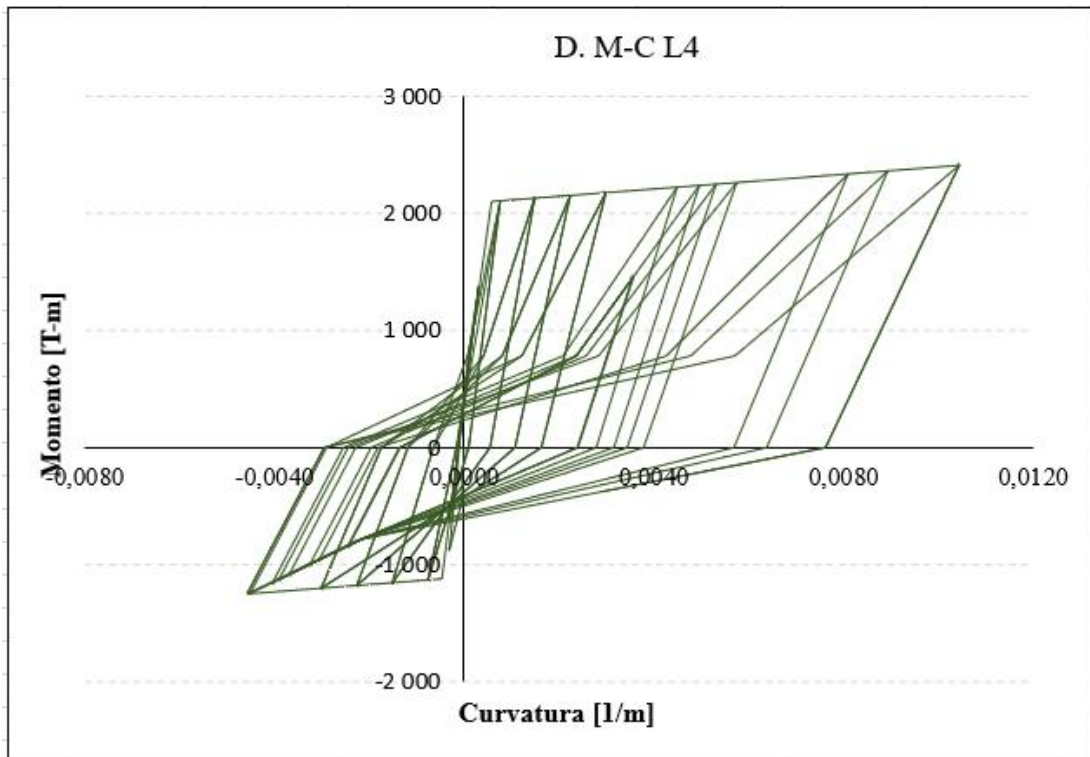


Figura A.7.3. D. M-C análisis push-pull muro L4

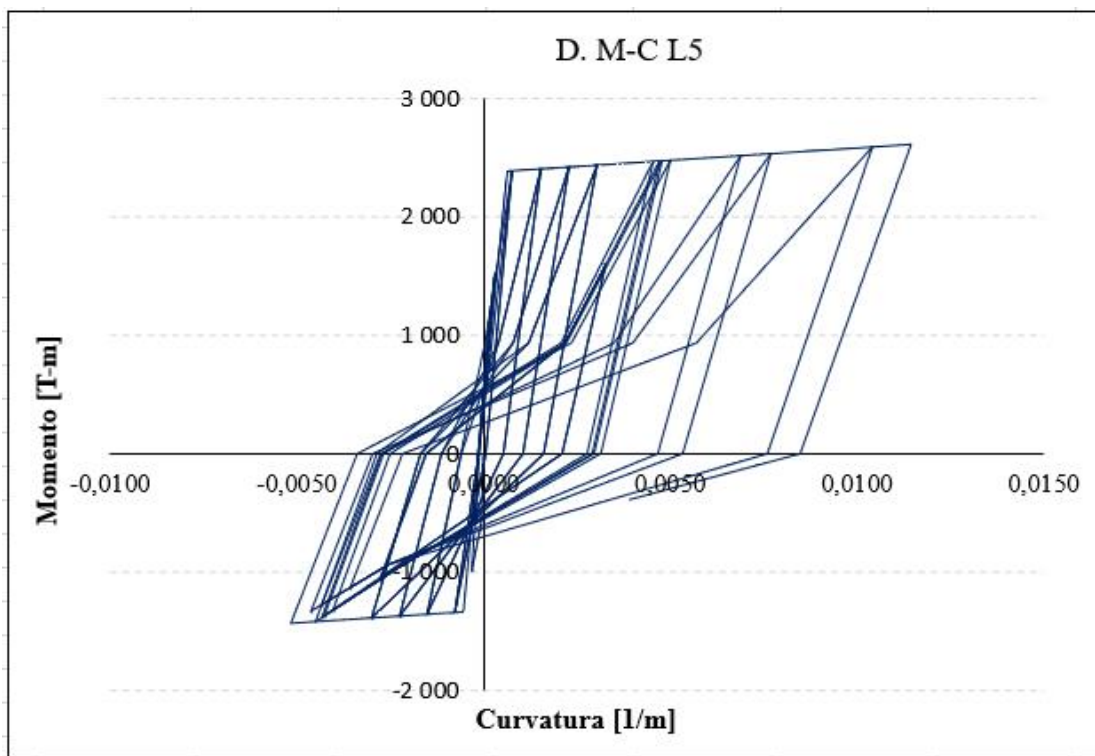


Figura A.7.4. D. M-C análisis push-pull, muro L5

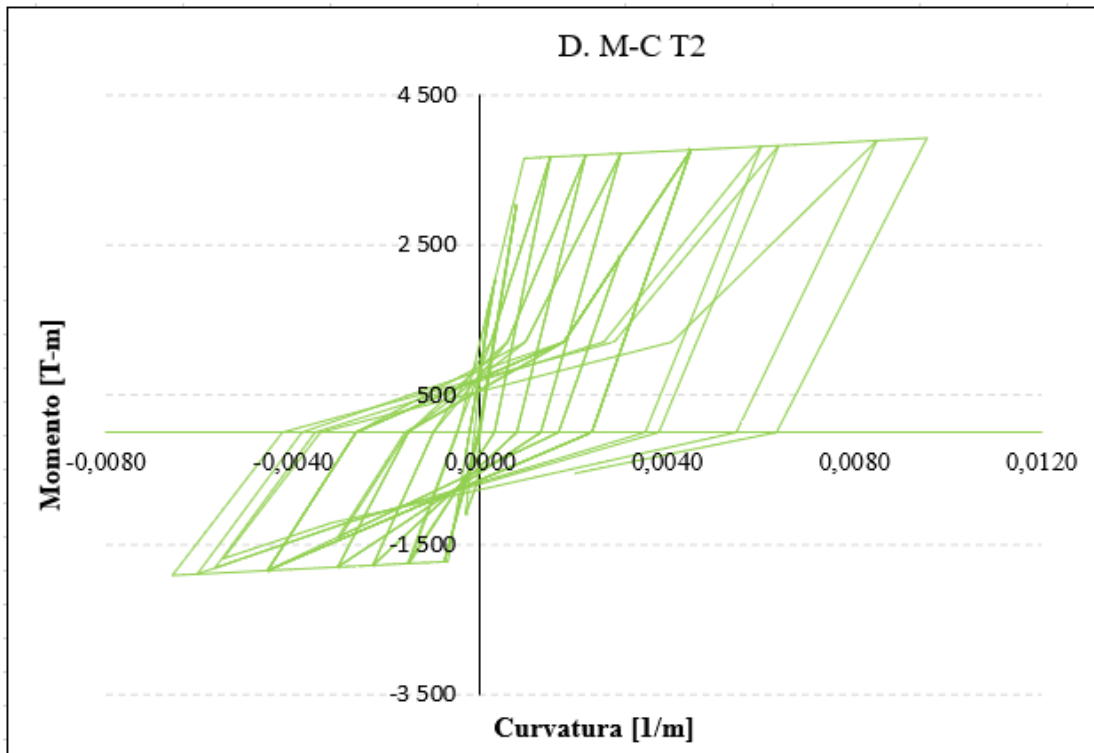


Figura A.7.5. D. M-C análisis push-pull, muro T2

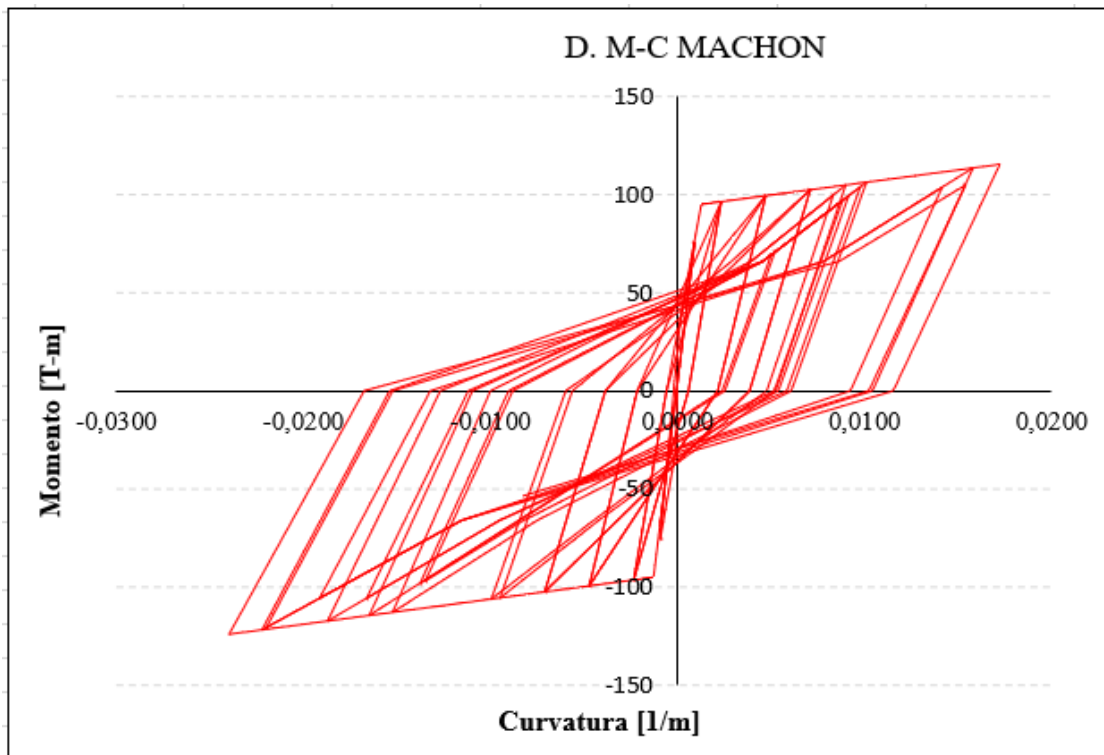


Figura A.7.6. D. M-C análisis push-pull, machón