

Universidad de Valparaíso  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil



“Estudio de Edificios de Baja Altura de Hormigón Armado  
Prefabricados con Aislación Basal”

Por

**Javier Ignacio Saavedra Pizarro**

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

Profesor Guía: Juan Carlos González Blacud

Diciembre, 2022

*Agradecimiento y dedicatoria*

*Agradezco profundamente a mi Mamá por acompañarnos siempre, a mi hermana, mis abuelos, tías, a los perros y a las gatas por el apoyo incondicional en todos estos años.*

*Además, agradezco a las personas que conocí en el camino con las que convivo cada día, me acompañan y me soportan siempre.*

# Índice General

Índice de Figuras .....	4
Índice de Tablas.....	6
1. Introducción.....	9
1.1. Planteamiento del Problema.....	9
1.2. Objetivos.....	11
1.3. Alcances.....	12
1.4. Metodología.....	13
2. Elementos Prefabricados.....	14
2.1. Antecedentes.....	14
2.2. Ventajas del uso de prefabricados.....	15
2.3. Elementos prefabricados en Chile.....	16
2.4. Construcción tilt-up y panales sándwich.....	17
2.5. Comportamiento de estructuras prefabricadas.....	20
2.6. Diseño de muros prefabricados y conexiones.....	21
3. Estudio de edificios de baja altura.....	26
3.1. Definición de vivienda social.....	26
3.2. Definición de edificio de mediana altura.....	26
3.3. Modelación edificio “tipo”.....	27
3.4. Modelación en ETABS.....	33
3.5. Diseño en RAM Structural System.....	38
4. Diseño de la estructura con base fija.....	39
4.1. Diseño de muros.....	39
4.2. Diseño de vigas.....	46
4.3. Diseño de losas.....	51
4.4. Diseño de fundaciones.....	51
5. Implementación de aislación basal.....	55
5.1. Descripción de la estructura.....	55
5.2. Apoyos elastoméricos.....	55
5.3. Disposiciones de la norma NCh2745.....	60
5.4. Modelación en ETABS.....	64
6. Diseño de la estructura aislada.....	73
6.1. Diseño de muros.....	73
6.2. Diseño de vigas.....	76
6.3. Diseño de losas.....	76
6.4. Diseño de fundaciones.....	76

7.	Análisis dinámico no lineal .....	79
7.1.	Modelación de los aisladores.....	79
7.2.	Solicitaciones sísmicas.....	80
7.3.	Análisis de resultados.....	81
Capítulo VIII .....		108
8.	Cubicación y Costos.....	108
8.1.	Cubicación de edificio de base fija.....	108
8.2.	Cubicación de edificio con aislación basal.....	110
8.3.	Costos.....	113
9.	Conclusiones.....	115
Bibliografía.....		117
Anexos.....		119
Anexo A .....		119
Anexo B.....		126
Anexo C.....		133
Anexo D .....		137
Anexo E.....		140
Anexo F.....		143

## Índice de Figuras

Figura 2.1. Derecha: Construcción del Conjunto Habitacional KPD en el Belloto. Izquierda: Conjunto Habitacional KPD en el Belloto en la actualidad. [15].....	16
Figura 2.2. Condominio Lomas de Javiera” Derecha: Proyecto terminado en 2015. Izquierda: Montaje de las torres [16]. .....	16
Figura 2.3. Ejemplo de construcción tilt-up. ....	17
Figura 2.4. Sección Transversal de un panel sándwich [23].....	18
Figura 2.5. Niveles de acción compuesta de los paneles sándwich mostrando en diagramas de deformación [24] .....	19
Figura 2.6. Arriba: fotos y esquemas del patrón de grietas del estudio llevado a cabo por Xu et al. Abajo: ciclo histérico de ambos muros estudiados [28].....	20
Figura 2.7. Izquierda: Muro doble hecho por Baumax montado en obra. Derecha: esquema del relleno del muro. Proceso de montaje básico Baumax [30].....	22
Figura 2.8. Conexiones horizontales mediante ductos metálicos (derecha) y grout sleeve (izquierda) Kurama et. al (2018) .....	23
Figura 2.9. Placa de conexión soldada [32]. .....	23
Figura 2.10. Ejemplo de muro con conexión PT. ....	24
Figura 2.11. Comparación del comportamiento en una conexión PT (a) y una estructura monolítica (b), Kurama et. al (2018). ....	25
Figura 3.1. Plano estructural de planta del edificio tipo. ....	27
Figura 3.2. Elevación Eje A del edificio tipo. ....	28
Figura 3.3. Elevación Eje 1 del edificio tipo. ....	29
Figura 3.4. Sección transversal del muro sándwich, unidades en centímetro. ....	30
Figura 3.5. Espectro elástico de respuesta para suelo C. ....	32
Figura 3.6. Modelo tridimensional en ETABS del edificio “tipo”. Elaboración propia .....	33
Figura 3.7. <i>Drift</i> entre piso, estructura en zona III .....	37
Figura 3.8. <i>Drift</i> entre piso, estructura en zona II. ....	37
Figura 3.9. Modelo tridimensional edificio “tipo” modelado en RAM Structural System.....	38
Figura 4.1. Planta de piso identificando los muros a diseñar.....	39
Figura 4.2. Diagrama de interacción muro M24 eje X en zona sísmica III. ....	42
Figura 4.3. Diagrama de interacción muro M24 eje X en zona sísmica II. ....	42
Figura 4.4. Vista transversal del muro sándwich.....	43
Figura 4.5. Planta de piso identificando las vigas a diseñar. ....	46
Figura 4.6. Sección transversal de losa prefabricada.....	51
Figura 4.7. Envolvente de tensiones, caso estático, fundación edificio empotrado en zona sísmica III. ....	52
Figura 4.8. Envolvente de tensiones, caso dinámico, fundación edificio empotrado en zona sísmica III. ....	52
Figura 4.9. Envolvente de tensiones, caso estático, fundación edificio empotrado en zona sísmica II. ....	53
Figura 4.10. Envolvente de tensiones, caso dinámico, fundación edificio empotrado en zona sísmica II. ....	53
Figura 4.11. Detalle zapata corrida bajo muro sándwich. ....	54
Figura 5.1. a) Aislador elastomérico. b) Aislador elastomérico con núcleo de plomo. Donde H es la altura total incluyendo las placas de acero, h la altura total de elastómero, Dg el diámetro del elastómero y Z la longitud total de las placas de acero. ....	56
Figura 5.2. Opción 1 sistema de aislación sísmica. ....	56
Figura 5.3. Opción 2 sistema de aislación sísmica. ....	57
Figura 5.4. Opción 3 sistema de aislación sísmica. ....	58
Figura 5.5. Espectro de diseño (SDI) y espectro de diseño al sismo máximo posible (SMP) en zona sísmica II. ....	60
Figura 5.6. Espectro de diseño (SDI) y espectro de diseño al sismo máximo posible (SMP) en zona sísmica III. ....	61
Figura 5.7. Modelo tridimensional del sistema de aislación con elementos “link” realizado en ETABS. ....	64

Figura 5.8. Desplazamiento relativo entre pisos para las tres opciones de aislamiento sísmico para la zona sísmica III.....	71
Figura 5.9. Desplazamiento relativo entre pisos para las tres opciones de aislamiento sísmico para la zona sísmica II.....	72
Figura 6.1. Diagrama de interacción muro M24 eje X.....	75
Figura 7.1. Curva bilineal para el ciclo del aislador LRB-S 750/154-160.....	79
Figura 7.2. Desplazamientos máximos en dirección X, modelo zona sísmica III.....	81
Figura 7.3. Desplazamientos máximos en dirección Y, modelo zona sísmica III.....	82
Figura 7.4. Desplazamientos máximos en dirección X, modelo zona sísmica II.....	82
Figura 7.5. Desplazamientos máximos en dirección Y, modelo zona sísmica II.....	83
Figura 7.6. Desplazamientos máximos en dirección X, sistema de aislación sísmica opción 1, zona sísmica III.....	86
Figura 7.7. Desplazamientos máximos en dirección X, sistema de aislación sísmica opción 2, zona sísmica III.....	86
Figura 7.8. Desplazamientos máximos en dirección X, sistema de aislación sísmica opción 3, zona sísmica III.....	87
Figura 7.9. Desplazamientos máximos en dirección X, sistema de aislación sísmica opción 1, zona sísmica II.....	90
Figura 7.10. Desplazamientos máximos en dirección X, sistema de aislación sísmica opción 2, zona sísmica II.....	90
Figura 7.11. Desplazamientos máximos en dirección X, sistema de aislación sísmica opción 3, zona sísmica II.....	91
Figura 7.12. Desplazamiento relativo entre pisos en dirección X.....	92
Figura 7.13. Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y.....	92
Figura 7.14. Desplazamiento relativo entre pisos en dirección X.....	93
Figura 7.15. Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y.....	93
Figura 7.16. Desplazamiento relativo entre piso en dirección X, opción 1 (zona sísmica III).....	94
Figura 7.17. Desplazamiento relativo entre piso en dirección X, opción 2 (zona sísmica III).....	95
Figura 7.18. Desplazamiento relativo entre piso en dirección X, opción 3 (zona sísmica III).....	95
Figura 7.19. Desplazamiento relativo entre piso en dirección X, opción 1 (zona sísmica II).....	96
Figura 7.20. Desplazamiento relativo entre piso en dirección X, opción 2 (zona sísmica II).....	97
Figura 7.21. Desplazamiento relativo entre piso en dirección X, opción 3 (zona sísmica II).....	97
Figura 7.22. Aceleraciones máximas por piso en dirección X, modelo empotrado en zona sísmica III.....	98
Figura 7.23. Aceleraciones máximas por piso en dirección Y, modelo empotrado en zona sísmica III.....	98
Figura 7.24. Aceleraciones máximas por piso en dirección X, modelo empotrado en zona sísmica II.....	99
Figura 7.25. Aceleraciones máximas por piso en dirección Y, modelo empotrado en zona sísmica II.....	99
Figura 7.26. Aceleraciones máximas por piso en dirección X, opción 1 (zona sísmica III).....	100
Figura 7.27. Aceleraciones máximas por piso, opción 2 (zona sísmica III).....	100
Figura 7.28. Aceleraciones máximas por piso, opción 3 (zona sísmica III).....	101
Figura 7.29. Aceleraciones máximas por piso, opción 1 (zona sísmica II).....	102
Figura 7.30. Aceleraciones máximas por piso, opción 2 (zona sísmica II).....	102
Figura 7.31. Aceleraciones máximas por piso, opción 3 (zona sísmica II).....	103
Figura 7.32.. Histéresis aislador LRB-S 750/154-160 ante registro de Concepción.....	105
Figura 7.33. Histéresis aislador LRB-S 750/154-160 ante registro de Valparaiso Almendral.....	105
Figura 7.34. Histéresis aislador LRB-S 600/126-125 ante registro de Curicó.....	106
Figura 8.1. Muros que componen la estructura con sus dimensiones en centímetros.....	108

## Índice de Tablas

Tabla 2.1 Ventajas del uso de elementos de hormigón industrializado[13].	15
Tabla 3.1. Dimensiones y altura entre piso.	29
Tabla 3.2. Dimensiones de elementos estructurales.	30
Tabla 3.3. Características de los materiales.	30
Tabla 3.4. Cargas gravitacionales.	31
Tabla 3.5. Aceleración Efectiva $A_0$ .	31
Tabla 3.6. Parámetros sísmicos.	31
Tabla 3.7. Reacciones en la base de la estructura, zona sísmica III.	34
Tabla 3.8. Reacciones en la base de la estructura, zona sísmica II.	34
Tabla 3.9. Periodos y participación modal de la estructura en zona sísmica III.	35
Tabla 3.10. Modo fundamental en la estructura	35
Tabla 3.11. Corte sísmico de las estructuras.	36
Tabla 3.12. Corte basales de diseño.	36
Tabla 4.1. Límite de carga axial para cada muro en modelo en zona sísmica III.	40
Tabla 4.2. Límite de carga axial para cada muro en modelo en zona sísmica II.	41
Tabla 4.3. Resumen cálculo de la resistencia al corte de muro y armadura transversal asignado (zona sísmica III).	44
Tabla 4.4 Resumen cálculo de la resistencia al corte de muro y armadura transversal asignado (zona sísmica II).	45
Tabla 4.5. Dimensiones de las vigas a diseñar.	46
Tabla 4.6. Acero de refuerzo en vigas, zona sísmica III.	47
Tabla 4.7. Acero de refuerzo en vigas, zona sísmica II.	48
Tabla 4.8. Acero de refuerzo al corte en las vigas, zona sísmica III.	49
Tabla 4.9. Acero de refuerzo al corte en las vigas, zona sísmica II.	50
Tabla 4.10. Acero de refuerzo en losas.	51
Tabla 4.11. Parámetros del suelo de fundación.	51
Tabla 4.12. Refuerzo de acero en vigas de fundación.	54
Tabla 5.1. Dimensiones de elementos estructurales edificio aislado.	55
Tabla 5.2. Propiedades del aislador, opción 1 en zona sísmica III.	57
Tabla 5.3. Propiedades del aislador, opción 1 en zona sísmica II.	57
Tabla 5.4. Rigidez y periodo de la estructura en zona sísmica III.	57
Tabla 5.5. Rigidez y periodo de la estructura en zona sísmica II.	57
Tabla 5.6. Propiedades del aislador, opción 2 en zona sísmica III.	58
Tabla 5.7. Propiedades del aislador, opción 2 en zona sísmica II.	58
Tabla 5.8. Rigidez y periodo de la estructura en zona sísmica III.	58
Tabla 5.9. Rigidez y periodo de la estructura en zona sísmica II.	58
Tabla 5.10. Propiedades del aislador, opción 2 en zona sísmica III.	59
Tabla 5.11. Propiedades del aislador, opción 2 en zona sísmica II.	59
Tabla 5.12. Rigidez y periodo de la estructura en zona sísmica III.	59
Tabla 5.13. Rigidez y periodo de la estructura en zona sísmica II.	59
Tabla 5.14. Parámetros sísmicos del espectro de diseño (SDI).	60
Tabla 5.15. Desplazamientos mínimos (modelo en zona sísmica III).	61
Tabla 5.16. Desplazamientos mínimos (modelo en zona sísmica II).	61
Tabla 5.17. Desplazamientos total máximos (modelo en zona sísmica III).	62
Tabla 5.18. Desplazamientos total máximos (modelo en zona sísmica II).	62
Tabla 5.19. Factores de reducción.	63
Tabla 5.20. Periodos y participación modal de la estructura aislada en zona sísmica III.	64
Tabla 5.21. Periodos y participación modal de la estructura aislada en zona sísmica II.	65
Tabla 5.22. Resultados de desplazamiento total de diseño (modelo en zona sísmica III).	65
Tabla 5.23. Resultados de desplazamiento total máximos (modelo en zona sísmica III).	65

Tabla 5.24. Resultados de desplazamiento total de diseño (modelo en zona sísmica II).....	65
Tabla 5.25. Resultados de desplazamiento total máximos (modelo en zona sísmica II). ....	65
Tabla 5.26. Corte de diseño sísmico para la subestructura del sistema aislado (opción 1) en zona sísmica III.	66
Tabla 5.27. Corte de diseño sísmico para la subestructura del sistema aislado (opción 2) en zona sísmica III.	66
Tabla 5.28. Corte de diseño sísmico para la subestructura del sistema aislado (opción 3) en zona sísmica III.	66
Tabla 5.29. Corte de diseño sísmico para la subestructura del sistema aislado (opción 1) en zona sísmica II.	67
Tabla 5.30. Corte de diseño sísmico para la subestructura del sistema aislado (opción 2) en zona sísmica II.	67
Tabla 5.31. Corte de diseño sísmico para la subestructura del sistema aislado (opción 3) en zona sísmica II..	67
Tabla 5.32. Corte de diseño sísmico para la superestructura del sistema aislado (opción 1) en zona sísmica III. .....	68
Tabla 5.33. Corte de diseño sísmico para la superestructura del sistema aislado (opción 2) en zona sísmica III. .....	68
Tabla 5.34. Corte de diseño sísmico para la superestructura del sistema aislado (opción 3) en zona sísmica III. .....	69
Tabla 5.35. Corte de diseño sísmico para la superestructura del sistema aislado (opción 1) en zona sísmica II. .....	69
Tabla 5.36. Corte de diseño sísmico para la superestructura del sistema aislado (opción 2) en zona sísmica II. .....	69
Tabla 5.37. Corte de diseño sísmico para la superestructura del sistema aislado (opción 3) en zona sísmica II. .....	69
Tabla 5.38. Fuerza máxima a compresión, zona sísmica III.....	70
Tabla 5.39. Fuerza máxima a compresión, zona sísmica II. ....	70
Tabla 6.1. Límite de carga axial para cada muro en modelo aislado .....	73
Tabla 6.2. Resumen cálculo de la resistencia al corte de muro y armadura transversal asignado. ....	74
Tabla 6.3. Dimensiones de zapata aislada y tensiones máximas, modelo en zona sísmica III. ....	77
Tabla 6.4. Dimensiones de zapata aislada y tensiones máximas, modelo en zona sísmica II. ....	77
Tabla 6.5. Refuerzo de acero en zapatas aisladas, modelo en zona sísmica III. ....	78
Tabla 6.6. Refuerzo de acero en zapatas aisladas, modelo en zona sísmica II. ....	78
Tabla 7.1. Parámetros de la curva bilineal.....	79
Tabla 7.2. Registros utilizados para zona sísmica III. ....	80
Tabla 7.3 Registros utilizados para zona sísmica II.....	80
Tabla 7.4. Desplazamientos absolutos en X, zona sísmica III.....	81
Tabla 7.5. Desplazamientos absolutos en Y, zona sísmica III.....	81
Tabla 7.6. Desplazamientos absolutos en X, zona sísmica II. ....	82
Tabla 7.7. Desplazamientos absolutos en X, zona sísmica II. ....	83
Tabla 7.8 Desplazamiento [m] máximos en dirección X (zona sísmica III).....	84
Tabla 7.9. Desplazamiento [m] máximos en dirección Y (zona sísmica III).....	85
Tabla 7.10. Desplazamiento [m] máximos en dirección X (zona sísmica II). ....	88
Tabla 7.11. Desplazamiento [m] máximos en dirección Y (zona sísmica II). ....	89
Tabla 7.12. Deformación y esfuerzos de corte máximo dirección X.....	104
Tabla 7.13. Deformación y esfuerzos de corte máximo dirección Y.....	104
Tabla 7.14. Deformación y esfuerzos de corte máximo dirección X.....	106
Tabla 7.15. Deformación y esfuerzos de corte máximo dirección Y.....	106
Tabla 7.16. Carga axial máxima, modelo zona sísmica III.....	107
Tabla 7.17. Carga axial máxima, modelo zona sísmica II. ....	107
Tabla 8.1. Cubicación de muros. ....	109
Tabla 8.2. Cubicación de vigas.....	109
Tabla 8.3. Cubicación de losas. ....	109
Tabla 8.4. Cubicación de fundación. ....	109
Tabla 8.5. Cubicación total.....	110
Tabla 8.6. Cubicación de hormigón de la superestructura aislada. ....	110
Tabla 8.7. Cubicación losa sobre el sistema de aislación. ....	110

Tabla 8.8. Cubicación vigas sobre sistema de aislación. ....	110
Tabla 8.9. Cubicación total del edificio aislado.....	110
Tabla 8.10. Cubicación de viga de fundación (60x30 [cm]).....	111
Tabla 8.11. cubicación de zapatas en zona sísmica III .....	111
Tabla 8.12. cubicación en zapatas en zona sísmica II. ....	111
Tabla 8.13. Cubicación total edificio con aislación basal en zona sísmica III.....	112
Tabla 8.14. Cubicación total edificio con aislación basal en zona sísmica II. ....	112
Tabla 8.15. Precio unitario y costo total directo. ....	113
Tabla 8.16. Costo en el sistema de aislación. ....	113
Tabla 8.17. Costo total del hormigón en edificio con base fija. ....	114
Tabla 8.18. Costo total del hormigón en edificio con aislación basal en zona sísmica III. ....	114
Tabla 8.19. Costo total del hormigón en edificio con aislación basal en zona sísmica II. ....	114
Tabla 8.20. Costo total del edificio con aislación basal en zona sísmica III.....	114
Tabla 8.21. Costo total del edificio con aislación basal en zona sísmica II. ....	114

# Capítulo I

## 1. Introducción.

### 1.1. Planteamiento del Problema.

Desde los últimos años diferentes sucesos han afectado como sociedad, una crisis social, económica y una sanitaria son parte del panorama actual que atraviesa Chile. La crisis social que vive el país y que se acrecentó con el estallido de 2019, puso en el centro de la discusión un problema que más aqueja a la gente de sectores vulnerables y medios, es la falta de vivienda propia. De acuerdo con cifras de la Cámara Chilena de la Construcción (CChC) con respecto a los datos de la Encuesta de Caracterización Socioeconómica (Casen 2017) del Ministerio de Desarrollo Social, en Chile existe un déficit habitacional superior a las 700.000 viviendas que corresponde a 2.218.809 de personas. De ellas el 58% vive en condiciones de allegamiento y el 42% en viviendas deterioradas que necesitan ser reemplazadas [1].

Existe una alta demanda de viviendas en relación con la oferta de éstas. Para disminuir este déficit, se debe incentivar y promover la construcción de soluciones habitacionales, utilizando diferentes procedimientos constructivos que optimicen los costos e implementen tecnologías que aseguren estructuras seguras ante cualquier evento extraordinario.

Un procedimiento constructivo que abarata costos y agiliza el tiempo de construcción es construir con elementos prefabricados [2]. Estos son elementos estructurales como vigas, columnas, paneles de pared y losas, que son producidos en fábrica y luego son transportados al sitio de construcción, donde son erguidos y conectados en su lugar. La rentabilidad y la alta calidad de este método de construcción han dado lugar a su uso generalizado incluidos en países con alta sismicidad como Nueva Zelanda, Japón y Chile [3].

En Chile este método constructivo fue introducido tras el terremoto de 1971, la Unión Soviética donó al país la planta KPD (acrónimo ruso para “gran panel constructivo”) con la cual se fabricaron paneles de hormigón prefabricados con los que se construyeron más de 1.600 departamentos de 70 [m<sup>2</sup>] [4].

En general, la gran mayoría de las viviendas sociales de mediana altura (tres a cinco pisos) que se han edificados durante los últimos años en Chile son edificios sin subterráneo, estructurados por muros resistentes construidos con materiales como el hormigón armado para los edificios de más de tres pisos, y albañilería (ya sea armada o confinada) para edificios de hasta 3 pisos. La distribución de los muros resistentes en la planta por lo general es simétrica y es normal que tenga continuidad vertical. Tienen generalmente entre pisos, losas tradicionales de hormigón armado que cubren la superficial total de la vivienda sin ningún tipo de viga de apoyo intermedio [5].

Si bien en Chile existen edificios habitacionales construidos con elementos prefabricados, específicamente con muros, la restricción normativa, referida a desplazamientos relativos entre pisos provoca que el sistema estructural de los edificios chilenos esté basado en muros de hormigón armado tradicional, ya que ha sido probado su desempeño, en sismos de mayor intensidad ocurridos en el país. Al mismo tiempo, existe una creencia instaurada sobre que los prefabricados no deben ser utilizados en zonas con alto riesgo sísmico [6], se cree también, que la construcción con elementos de hormigón prefabricado es inferior la construcción con elementos hormigón convencional construidos en sitio, debido a que la disipación de energía que tiene es baja. Watanabe (2000) menciona que entre más grande la disipación de energía, más grande es el daño (daño en el hormigón, deformaciones plásticas permanentes de las barras de acero, pérdida de rigidez), otros investigadores están tomando en consideración la baja deformación residual ante cargas sísmicas para el diseño, y así asegurar la capacidad de deformación y mayor disipación de energía [3].

La respuesta sísmica de los edificios prefabricados depende en gran medida de las conexiones de los elementos prefabricados [3], [7]. Por lo tanto, un mal desempeño de estos edificios ante sismos es atribuido a un mal diseño y/o construcción de las conexiones [6], [8]. En la mayoría de los casos, en estructuras industriales constituidas por marcos el daño se produce en la conexión entre vigas y columnas, sin embargo, en los

elementos el daño es muy limitado [7]. Normalmente se utilizan conexiones húmedas para asegurar el comportamiento monolítico de la estructura [9].

Con respecto a edificios habitacionales sociales construidos con paneles prefabricados, no se encontró registro de fallas estructurales en Chile. Entre más simple es el proceso constructivo, más eficiente será la conexión lo que genera un mejor comportamiento sísmico, manteniendo una respuesta similar a un comportamiento lineal-elástico [7]. Lo anterior, se debe a la geometría de este tipo de edificios que son bajos, de no más de cinco pisos, y generalmente de forma rectangular y resultan ser edificios muy rígidos. Sin embargo, dependiendo del tipo de suelo y la zona sísmica donde se emplace el edificio las aceleraciones horizontales y verticales pueden ser relevantes [10].

Lo anteriormente expuesto, fundamenta el estudio de edificios de hormigón armado prefabricado con aislación basal, ya que los aisladores sísmicos podrían ser la clave para eliminar el riesgo de que las conexiones se dañen ante cargas sísmicas, ya que estos aumentan el nivel de seguridad para las personas y la operabilidad de la estructura después del sismo [3]. Asimismo, tras el terremoto del 27 de febrero de 2010 una cantidad significativa de viviendas sociales de mediana altura quedaron dañadas profundamente que al implementar la aislación sísmica pueda significar elevar el estándar de viviendas dándoles una mejor calidad y seguridad estructural [5]

Un experimento realizado en Santiago en 1996 a un edificio habitacional de 4 pisos, donde el edificio fue soportado por aisladores sísmicos de goma de alta amortiguación, demostró que el aislamiento fue eficaz en la reducción de las aceleraciones máximas del edificio para intensidades de movimiento pequeñas y se esperaba que, a medida que aumente la no linealidad entre la relación fuerza-desplazamiento, la efectividad del aislamiento aumente [11]. En este trabajo se espera evidenciar que, asegurando las conexiones de los muros de hormigón armado prefabricado se comporten de manera monolítica sin dañarse ante un sismo, y sean así, una alternativa de solución habitacional para las familias chilenas.

## **1.2. Objetivos.**

### **1.2.1. Objetivo Principal.**

Comparar la respuesta estructural de edificios habitacionales de baja altura, construidos con elementos prefabricados de hormigón armado con y sin aislación en la base, destinado a ser solución habitacional en Chile.

### **1.2.2. Objetivos Secundarios.**

- Estudiar la respuesta global de los edificios prefabricados con y sin aislación basal. Verificar las deformaciones laterales, la demandas en los muros, las aceleraciones máximas.
- Estudiar el comportamiento de las conexiones entre elementos prefabricados de hormigón armado ante carga sísmicas de un edificio empotrado en la base versus el mismo edificio aislado basalmente.
- Analizar la variación en el costo del hormigón y del sistema de aislación de la construcción de un edificio con elementos prefabricado con la incorporación de aislación basal.
- Indicar ventajas y desventajas que se encuentren en un ámbito económico de este tipo de edificaciones que beneficie la construcción de edificios sociales para dar solución a la falta de viviendas en Chile.

### 1.3. Alcances.

- a) En este estudio se utilizó una arquitectura característica del edificio que fue creada en base a diferentes planos arquitectónicos de edificios habitacionales de baja altura en Chile. Consiste en una planta rectangular con muros prefabricados y vigas de hormigón armado en el perímetro.
- b) El diseño del edificio toma consideraciones de la norma NCh 433 Of. 96 Mod 2012 “Diseño sísmico de edificios” [37]. Se ubica en dos zonas sísmicas; zona sísmica II y III sobre un suelo caracterizado sísmicamente como tipo C.
- c) Se dan tres propuestas diferentes para la distribución de aisladores sísmicos en la base del edificio.
- d) Las conexiones entre elementos prefabricados en este trabajo se consideran uniones húmedas.
- e) La losa de piso es conformada por una pre-losa prefabricada la cual luego de un instalación se vacía una capa de hormigón *in situ*, la cual al curarse forma un diafragma rígido.
- f) Se utilizó el software RAM Structural System con el fin de modelar los muros prefabricados con una propiedad propia del programa.

## 1.4. Metodología.

- a) Recopilar información bibliográfica que se relacione con elementos prefabricados de hormigón armado.
- b) Buscar arquitectura de edificios habitacionales en Chile para usar de referencia. Proponer una estructuración para crear un edificio “tipo” para realizar su modelación mediante el software ETABS y RAM Structural System.
- c) Diseñar un edificio “tipo” según consideraciones de la norma NCh 433 Of.96 Mod 2012 “Diseño sísmico de edificios”. Ubicándolo en dos zonas sísmicas (zona sísmica 2 y zona sísmica 3) y suelo tipo C.
- d) Analizar y diseñar los edificios empotrados según la normativa vigente.
- e) Estudiar la respuesta del comportamiento del edificio “tipo” frente a espectros sísmicos.
- f) Estudiar aisladores sísmicos para implementar en el edificio y su configuración sísmica que logre una rigidez adecuada y alcance un periodo de entre 2,5 a 3 [s] y cumpla las consideraciones de la norma NCh 2746 Of. 2003 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica”.
- g) Agregar aisladores sísmicos al modelo creado previamente en ETABS. Analizar y Estudiar la respuesta del comportamiento del edificio con aisladores y sus conexiones ante cargas sísmicas.
- h) Comparar la respuesta mediante análisis no lineal en ETABS del edificio sin aisladores y otro con aisladores sísmicos mediante un análisis tiempo historia para evaluar el desempeño sismo resistente de las estructuras ante demandas de desplazamiento, deformaciones relativas entre pisos y aceleraciones de piso.
- i) Estudiar la respuesta mediante un análisis no lineal de los elastómeros de los aisladores.
- j) Realizar una comparación del costo del hormigón asociado a la construcción con elementos prefabricados de hormigón armado agregándole la aislación sísmica.
- k) Concluir sobre los resultados obtenidos.

## Capítulo II

### 2. Elementos Prefabricados.

#### 2.1. Antecedentes.

El hormigón armado se refiere a elementos de hormigón reforzados con barras de acero, mallas de acero o diferentes tipos de fibras, y éstos son utilizados para la construcción de estructuras con diferentes fines habitacionales, comerciales, etc. Estos elementos normalmente son construidos tradicionalmente en obra, sin embargo, la industrialización del hormigón permite que sea posible prefabricar estos elementos permitiendo así la construcción de edificios totalmente industrializados.

Los prefabricados de hormigón armado son elementos de hormigón que son construidos en un lugar diferente al sitio en donde son montados, es decir, una empresa constructora crea los elementos prefabricados en una fábrica y luego estos son transportados a su destino final en donde son erguidos, montados y luego conectados entre sí para formar la estructura final. Estos elementos pueden ser elementos estructurales como losas, vigas y muros o elementos que complementan proyectos de construcción como panderetas, cámaras de alcantarillado, tuberías, postes, etc.

Es un procedimiento constructivo que abarata costos, disminuye los plazos de construcción y reduce el impacto ambiental durante la construcción y, además, al ser un proceso productivo controlado la calidad es verificable [12] De acuerdo con McGraw Hill Construction (2011), el uso de prefabricados puede implicar una reducción del presupuesto global de la obra de hasta un 20%, reducir el plazo de construcción en un 30% y reducir los residuos en el sitio de construcción en un 15%

## 2.2. Ventajas del uso de prefabricados.

La Corporación de Desarrollo Tecnológico (CDT) de la CChC categoriza las ventajas del uso de prefabricados en cuatro aspectos: ventajas técnicas, ventajas constructivas, ventajas económicas y ventajas en el ámbito de la sostenibilidad. En la Tabla 2.1 se resumen las principales ventajas mencionadas.

Tabla 2.1 Ventajas del uso de elementos de hormigón industrializado[13].

Ventajas Técnicas	Ventajas Constructivas	Ventajas Económicas	Ventajas en ámbito de la sostenibilidad
<p>La construcción de los elementos es en condiciones controladas y no están expuestos a condiciones variables de la obra. Presentan una mayor homogeneidad en las características del producto. Las dimensiones son exactas cumpliendo con las tolerancias especificadas. El proceso de curado es mejor controlado.</p>	<p>Externaliza parte de la mano de obra y reduce el riesgo de accidentes en el proceso de obra. Mejora las condiciones ambientales y laborales en planta. Mejora el tiempo en la ejecución de obra in situ. Se tiene mayor certeza en programación de la obra. Disminuye la utilización de moldajes.</p>	<p>Menor costo en gasto Generales. Menor costo final por aumento de la productividad. Menor costo financiero.</p>	<p>La utilización de estructuras prefabricadas de hormigón puede ayudar a disminuir algunos factores y agentes contaminantes al medio ambiente. Reduce hasta en un 70% la emisión del polvo durante la construcción. Produce hasta un 40% menos de residuos de demolición en relación con las construcciones tradicionales. Atenúa hasta en un 60% la emisión de ruidos. Reduce hasta en un 30% el consumo de energía eléctrica.</p>

### 2.3. Elementos prefabricados en Chile.

Los Prefabricados en Chile se introdujeron en los años 70 luego del terremoto de 1971, la Unión Soviética donó la planta KPD donde se fabricaron panales de hormigón prefabricado, “Sistema KPD”, el cual posteriormente se llamó “Viviendas Económicas Prefabricadas” (VEP). [14] Los paneles eran conectados con uniones húmedas in situ. En la región de Valparaíso se encuentran bloques de departamentos construidos por paneles KPD en Villa Alemana, Quilpué, el Belloto, Reñaca y Viña del Mar.



Figura 2.1. Derecha: Construcción del Conjunto Habitacional KPD en el Belloto. Izquierda: Conjunto Habitacional KPD en el Belloto en la actualidad. [15]

Actualmente existen varias empresas dedicadas al mercado de los prefabricados en Chile, como Baumax, Tensocret, Pretam, de entre muchas otras, la cuales tienen por objetivo innovar en sistemas de construcción, potenciando y promoviendo la industrialización. Estas se dedican a la fabricación y montaje de prefabricados.

En el 2015 se llevó a cabo un proyecto destinado a viviendas de integración social, el cual se construyó totalmente con elementos prefabricados. El condominio “Lomas de Javiera” es un conjunto habitacional de diez torres de departamentos de cinco pisos cada una, en el cual la estructura de cada torre se compuso de muros de hormigón armado prefabricado conectadas a las fundaciones hormigonadas en terreno. Los muros que componen la estructura fueron conectados por vigas de hormigón armado prefabricadas las que también forman el sistema de piso ya que en estas apoyan las losetas de piso prefabricadas [16].



Figura 2.2. Condominio Lomas de Javiera” Derecha: Proyecto terminado en 2015. Izquierda: Montaje de las torres [16].

## 2.4. Construcción tilt-up y panales sándwich.

### 2.4.1. Tilt-up.

La construcción tilt-up como se muestra en la Figura 2.3 es una técnica de construcción de innovación que requiere una preparación y planeación cuidando con gran atención a los detalles que consiste en moldear grandes paneles de hormigón de manera horizontal, el instituto americano del concreto en su guía ACI 551.1R-14 “*Guide to Tilt-up Concrete Construction*” lo define como una técnica de construcción para elementos creados en posición horizontal y luego son inclinados a su posición final en la estructura. Los elementos *tilt-up* pueden ser construidos con o sin aberturas como también pueden ser vigas y columnas monolíticas [17].



Figura 2.3. Ejemplo de construcción tilt-up.

La principal ventaja de los paneles *tilt-up* son la facilidad de montaje, confiabilidad y bajo costo, dado que los paneles se moldean en el suelo, la cantidad y complejidad del encofrado se reduce significativamente. Por otra parte, la principal limitación de esta técnica de construcción es la altura, por lo general las estructuras tilt-up se limitan a ser estructuras de tres a cuatro piso (o de hasta cinco a seis pisos) siendo este tipo de construcción una gran opción para la creación de edificios bajos no es posible para edificios altos como rascacielos por la falta de espacio horizontal [18].

El comportamiento de los edificios construidos mediante el método “tilt-up” fue estudiado en Nueva Zelanda luego del terremoto de Christchurch, y se observó que en general los edificios construidos con esta técnica se comportaban bien ante sismos, observando solo daños menores y reparables; en los paneles se encontraron grietas diagonales, las cuales son un indicio del efecto de corte diagonal en el plano. Además de grietas horizontales cerca de la mitad de la altura de los paneles provocadas probablemente por esfuerzos de flexión fuera del plano ya que los paneles solo se sostienen a nivel de las fundaciones y a nivel del techo [19].

## 2.4.2. Paneles Sándwich.

Los “*Sándwich Walls panels*” Figura 2.4 son un tipo de panel tilt-up aislante que consisten en dos capas de hormigón armado con un material aislante entremedio [17]. Este tipo de muro prefabricado es capaz de transferir cargas y proveer aislamiento térmico a la estructura. Los paneles sándwich se utilizan como paredes exteriores e interiores para muchos tipos de estructuras. Además, estos paneles se pueden unir fácilmente a cualquier tipo de marco estructural, incluyendo estructuras de acero, de hormigón armado y a otras estructuras de hormigón armado prefabricado [20].

Según el Instituto del Hormigón Prefabricado (PCI) estos paneles son similares a otros tipo de panel prefabricado en cuanto al diseño, detallamiento, fabricación y manipulación. Sin embargo, debido a la presencia de una capa intermedia de aislamiento, exhiben algunas características y comportamiento únicos [21].

El diseño de los paneles sándwich es similar al de cualquier otro tipo de elemento prefabricado; cuando el panel es seleccionado, se determinan las propiedades de la sección y la distribución de las fuerzas. Los paneles se analizan en busca de tensiones resultantes de la transferencia de la fuerza de pretensado, desmontaje, almacenamiento, transporte y montaje, además se analizan las tensiones admisibles, las deflexiones y la resistencia última en sitio [21]. Los criterios utilizados para evaluar las tensiones y resistencias se encuentran de acuerdo con los requerimientos del código de diseño ACI 318, actualmente en Chile se utiliza el código ACI 318S-11 en su capítulo 16 estipula disposiciones para el concreto prefabricado. En general este capítulo trata sobre las condiciones de carga y de restricción que se debe tomar en cuenta en el diseño de elementos prefabricados, ya que el comportamiento estructural puede diferir del comportamiento de elementos similares construidos en terreno [22].

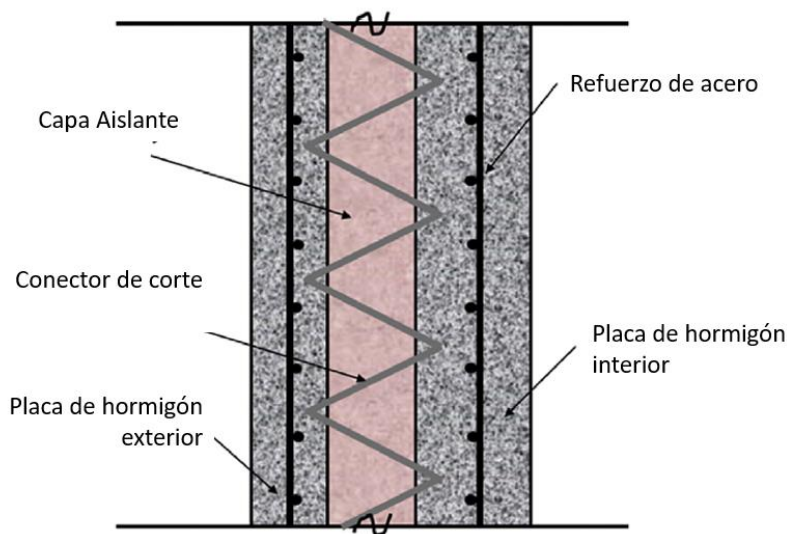


Figura 2.4. Sección Transversal de un panel sándwich [23]

### 2.4.2.1. Tipos de paneles sándwich

Dependiendo del nivel de transferencia de cargas entre las capas de concreto los paneles sándwich pueden ser “*Composite panels*” o “*Non-composite panels*”.

En los “*Non-composite panels*” o paneles no compuestos, cada capa de hormigón actúa de manera independiente y generalmente una de las capas es estructural tiene un espesor mayor de ambas capas mientras que la segunda capa es arquitectónica y son conectadas por el material aislante [21]. Por otra parte, los “*Composite panels*” o paneles compuestos, son diseñados y detallados para que ambas capas de concreto actúen como una unidad tal como un muro monolítico, lo cual se logra proporcionando una conexión rígida con un

refuerzo de acero para transferir el esfuerzo de corte entre las capas de concreto [21]. Las conexiones entre los paneles disminuyen la aislación térmica ya que aumenta la conductividad térmica [17]

En la realidad, el comportamiento de los paneles sándwich varía entre paneles totalmente compuestos y no compuestos, el grado de composición de los paneles se cuantifica típicamente por pruebas experimentales, pero también se han desarrollado algunos métodos analíticos [24]. La Figura 2.5 muestra los niveles de composición de los paneles sándwich.

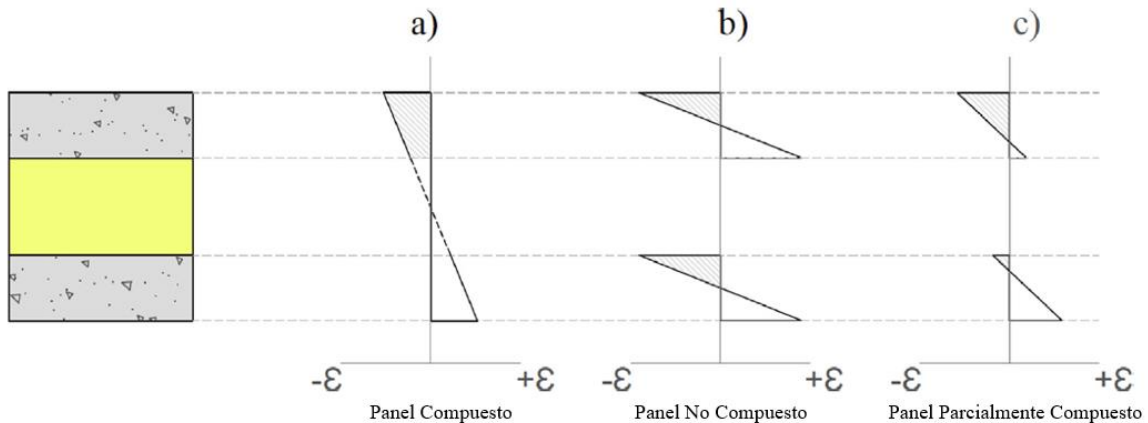


Figura 2.5. Niveles de acción compuesta de los paneles sándwich mostrando en diagramas de deformación [24]

#### 2.4.2.2. Aislamiento térmico

Para cualquier muro de un material homogéneo la transmitancia  $U$  [ $W m^{-2} K^{-1}$ ] térmica es inversamente proporcional al espesor del muro, mientras que el momento de inercia de una sola sección plana del muro es proporcional al cubo del espesor del panel. Consecuentemente si se reduce el espesor del muro, se reduce la transmitancia a través del muro y se reduce la rigidez a la flexión del muro [25] por lo que el desafío para el diseño de paneles sándwich es equilibrar el espesor de las placas de hormigón con respecto al espesor del material aislante.

En Chile la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción (OGUC) en el artículo 4.1.10 se estipula los estándares mínimos de aislamiento según la zonificación térmica la cual limita la transmitancia  $U$  máxima entre 0,6 a 4 [ $W m^{-2} K^{-1}$ ] y la conductividad  $R$  mínima entre 0,15 y 1,67 [ $W m^{-2} K^{-1}$ ] mínima de muros. El material aislante típico usado en paneles sándwich es el poliestireno extruido, pero también son usados el poliestireno expandido y polyiso. El espesor del material aislante depende de las condiciones ambientales y el valor del factor de reducción  $R$  deseado. Normalmente para mantener la temperatura ambiente se requiere un mínimo de espesor aislante de 50 [mm] mientras que temperaturas más bajas se requieren un mínimo de entre 75 a 150 [mm] [17].

## 2.5. Comportamiento de estructuras prefabricadas.

El comportamiento sísmico de las estructuras construidas con sistema prefabricados depende principalmente de las conexiones entre los elementos. Un mal comportamiento ante sismos pasados se ha atribuido a un mal diseño o una mala construcción de las conexiones entre elementos [3]

En Chile, tras el terremoto del 27 de febrero de 2010, las estructuras compuestas por sistemas prefabricados tuvieron en general un buen comportamiento sísmico [26], [27] Estudios posteriores al terremoto por Garrido (2011) y Campusano et. al (2011) a estructuras industriales han concluido que los daños fueron producidos en estructuras sobre suelos blandos y los daños principales fueron producto de los desplazamientos a los que fueron sometidos sus conexiones. Sin embargo, se debe recalcar que los daños no son asociados a la capacidad resistente de los elementos prefabricados [9].

Aguirre (2021), en su tesis de magister reúne cuatro diferentes estudios que analizan el comportamiento sísmico de estructuras con elementos prefabricados y de los cuales concluye que las estructuras compuestas por elementos prefabricados tienen un buen comportamiento ante cargas sísmicas

El estudio de Xu et al. (2017) demuestra la similitud del comportamiento entre un muro prefabricado versus un muro creado *in situ*. La investigación se basa en un prototipo de una estructura prefabricada de seis pisos. El estudio se centra en el comportamiento horizontal entre muros empleando *grout sleeve* con una sola fila de refuerzo en la zona de conexión. De la cual se escogieron dos especímenes de prueba del primer piso del prototipo, se denomina SW1 al prototipo de hormigón armado construido *in situ* (de manera monolítica) y el prototipo denominado TW1 es un muro prefabricado de concreto reforzado.

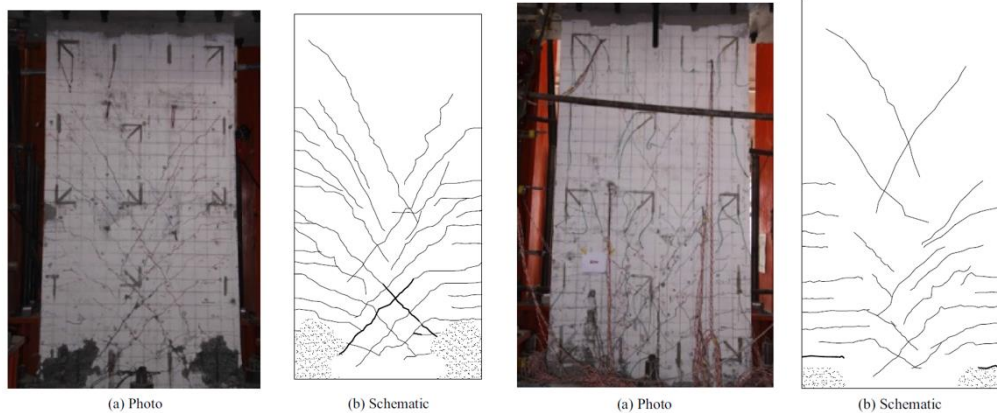


Fig. 15. Photo and schematic crack patterns of the specimen SW1.

Fig. 16. Photo and schematic crack patterns of the specimen TW1.

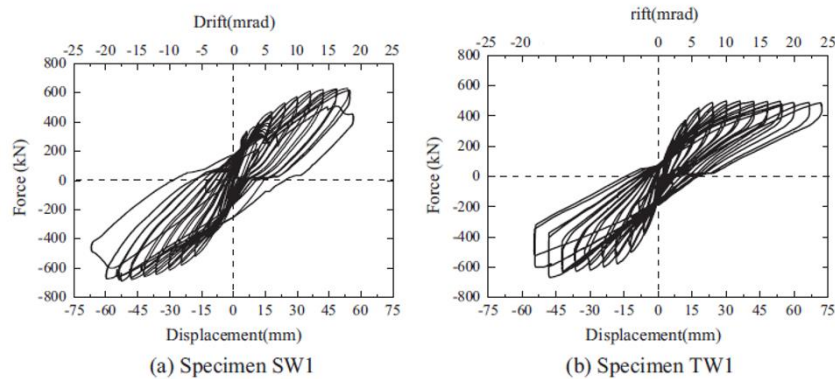


Figura 2.6. Arriba: fotos y esquemas del patrón de grietas del estudio llevado a cabo por Xu et al. Abajo: ciclo histérico de ambos muros estudiados [28].

Se observó que para SW1 las grietas fueron apareciendo de manera horizontal al borde inferior del muro al alcanzar un desplazamiento de 6 [mm], luego al aumentar el desplazamiento 12 [mm] se formaron nuevas grietas horizontales a lo largo de la dirección vertical del muro, parte de estas grietas tomaron una dirección diagonal a lo largo de la extensión longitudinal y al borde del muro aparecieron que el concreto cedió. Cuando el desplazamiento alcanzó los 24 [mm] las grietas diagonales se expandieron rápidamente a lo largo del centro del muro y cuando el desplazamiento alcanzó los 54 [mm] el concreto cedió en los bordes del muro y la fuerza lateral alcanzó su último valor.

Para TW1 ocurrió un fenómeno similar, la primera serie de grietas apareció al borde inferior del muro cuando el desplazamiento alcanzó los 6 [mm]. Grietas horizontales a lo largo de la dirección vertical del muro se formaron al alcanzar los 12 [mm] de desplazamiento, cuando el desplazamiento aumentó a los 24 [mm] se generaron más grietas horizontales. Al llegar al desplazamiento lateral de 48 [mm] grietas diagonales se extendieron y expandieron rápidamente hasta que la fuerza lateral llegó a su último valor.

El comportamiento se puede observar en la Figura 2.6 de los dos muros estudiados es bastante similar. Los ciclos histéricos de ambos muros ensayados demuestran que el comportamiento del muro de hormigón prefabricado no difiere de un muro construido en obra.

Además, el estudio demuestra que el muro prefabricado también se comporta de manera similar con respecto al modo de falla, ángulo de deriva entre piso, fuerza máxima, ductilidad y degradación de la rigidez y capacidad de disipación de energía bajo cargas de corte, flexión y axial acopladas [28].

## 2.6. Diseño de muros prefabricados y conexiones.

Para el diseño de muros prefabricados lo importante a considerar son las conexiones, la conexión entre los elementos estructurales de hormigón armado es fundamental para que la estructura presente un buen comportamiento sísmico, ya que dependiendo del tipo de unión que se genere en el proceso de montaje que completa la estructura, se le otorga a esta la capacidad de resistir las acciones de servicio, transferir carga y se restringir el movimiento [3].

La norma chilena NCh 2369 Of. 2003 integra disposiciones y requisitos del Instituto Americano del Concreto para el diseño de estructuras construidas con elementos de hormigón armado prefabricado. Esta norma estipula que las estructuras se deben diseñar para resistir las acciones sísmicas según los criterios de sistemas gravitacionales, sistemas con conexiones húmedas, sistemas con conexiones dúctiles y sistemas prefabricados con conexiones secas. Las construcciones que incluyan sistemas prefabricados gravitacionales se deben diseñar considerando las consideraciones sísmicas correspondientes al sistema sismorresistente utilizado y las edificaciones construidas con prefabricados con conexiones húmedas y conexiones dúctiles se deben diseñar las solicitaciones correspondientes a una estructura monolítica de hormigón armado.

El código de diseño que se utiliza actualmente ACI 318S-11, tiene disposiciones y requisitos para el diseño de elementos prefabricados, mientras que la versión ACI 318-19 en el capítulo 18.5 y 18.11 presentan consideraciones para las conexiones de paneles prefabricados en estructuras sismo-resistente.

En el seminario virtual “Prefabricados en Edificación en Altura” (Holmberg, 2022) se indica que existen tres alternativas para el diseño de estructuras con muros prefabricados usando el código ACI 318:

- Diseñar estructuras prefabricadas que emulan al hormigón *in-situ*,
- Diseñar estructuras con uniones discretas “jointed”
- Diseñar estructuras con conexiones especiales

Si bien no existe un capítulo que hable de estructuras que emulen a las edificaciones de hormigón construidos de forma tradicional, se considera que una estructura prefabricada con conexiones emulativas es indistinguible a una edificación tradicional monolítica. Las estructuras con uniones discretas, los elementos prefabricados están unidos en puntos particulares o puntos a diseñar [29].

### 2.6.1. Estructuras emulativas.

En estas estructuras se utilizan uniones húmedas y la edificación final cumple todos los requisitos aplicados a una estructura vaciada en sitio, se da continuidad a las armaduras en las juntas y luego se hormigona., dando como resultado un edificio que se comporte de manera monolítica.

En Chile existe el caso la empresa Baumax la cual crea muros dobles que consisten en dos placas de hormigón unidas mediante una celosía formando un panel con un espacio vacío entremedio Figura 2.7. Al montar estos muros dobles para formar la estructura final, los espacios vacíos son rellenados con hormigón *in situ* formando una estructura monolítica.



Figura 2.7. Izquierda: Muro doble hecho por Baumax montado en obra. Derecha: esquema del relleno del muro. Proceso de montaje básico Baumax [30].

Las conexiones emulativas se dividen en **conexiones dúctiles**, la cuales son diseñadas para que la fluencia por flexión y que las rotulas plásticas ocurra en las conexiones entre elementos; y **conexiones fuertes** que son diseñadas para que la fluencia a flexión se desarrolle dentro de los elementos prefabricados o zonas adyacentes alejadas de las juntas de conexión. El ACI tiene una guía con una serie de detalles para estructuras emulativas: ACI 550.1R-09(17) “*Guide for Emulating Cast-in-Place Detailing for Seismic Desing of Precast Concrete Structures*”.

En muros prefabricados las conexiones horizontales se llevan a cabo con una combinación de mortero y barras de refuerzo vertical empaladas, donde el mortero provee continuidad a las fuerzas de compresión transmitidas a través de las juntas y las barras proveen continuidad a las fuerzas de tracción [31]. Existen dos formas para realizar conexiones horizontales como se muestran en la Figura 2.8: empleando ductos metálicos verticales o “*grouted sleeve*”. Los ductos metálicos son corrugados para adherirse al hormigón, ubicados dentro del muro en su fabricación, el cual luego de conectar los paneles se le inyecta mortero de alta resistencia. Por otra parte, los *grouted sleeve* son insertos en forma de tubo de acero con dos agujeros para inyectar y expulsar mortero de alta resistencia, son situadas dentro del panel y las barras de refuerzo son colocadas dentro de la manga y fijadas por la inyección de mortero [27]

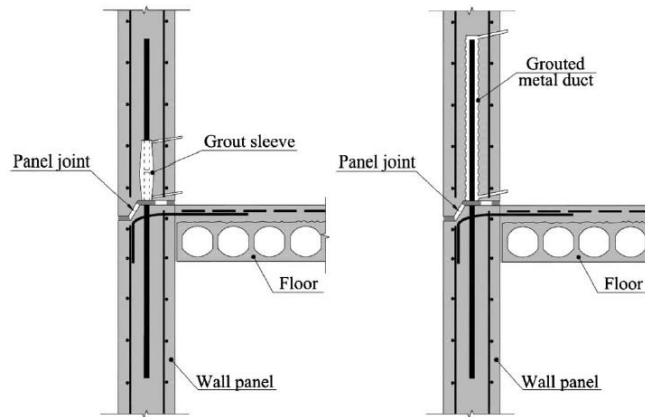


Figura 2.8. Conexiones horizontales mediante ductos metálicos (derecha) y grout sleeve (izquierda) Kurama et. al (2018)

Las conexiones verticales entre los paneles de muro generalmente son juntas construidas al momento del montaje empalmado el refuerzo de acero. El refuerzo horizontal se proyecta desde un panel prefabricado a la zona de unión y se empalma mecánicamente o por traslapeo con el refuerzo del panel adyacente [3].

### 2.6.2. Estructuras con uniones discretas (*Jointed Connections*).

Las conexiones discretas se usan para que las deformaciones no lineales que se produzcan se concentren en los extremos de los elementos prefabricado, en las regiones de unión sin causar comportamiento inelástico que provoque un daño en los elementos prefabricados. El ACI 318-09 en el apartado 18.5 estipula que en muros estructurales intermedios de concreto prefabricado, las conexiones entre los paneles de muro y entre los paneles y la cimentación deben resistir las fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos y diseñarse para restringir la fluencia en las proximidades de la conexión logrando así una conexión dúctil teniendo como resultado un muro con una resistencia y tenacidad mínima equivalente a la de un muro estructural de concreto reforzado ordinario construido en obra. El resto de las conexiones se deben diseñar por capacidad en los elementos que no han sido diseñados para fluir, la resistencia requerida debe ser 1,5 veces la resistencia a la fluencia de la conexión basada en resistencia a la fluencia  $f_y$  de la conexión. Las estructuras con uniones discretas son unidas mediante conexiones soldadas y apernadas.

En la Figura 2.9 se observa una conexión discreta de muros mediante una placa de acero soldada que transfiere los esfuerzos de corte entre los muros.

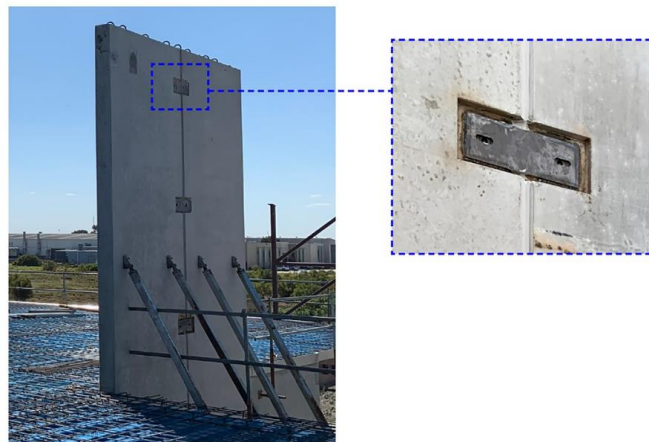


Figura 2.9. Placa de conexión soldada [32].

### 2.6.3. Estructuras con muros prefabricados especiales.

Los muros prefabricados especiales son muros en los cuales se utilizan conexiones postensadas (PT), el capítulo 18-11 del ACI 318-19 especifica que este tipo de muros debe satisfacer las disposiciones el capítulo 18-10 el cual establece requerimientos para las dimensiones y detalles de muros estructurales especiales y la disposición 18.5.2 la cual establece que entre las conexiones se debe restringir la fluencia para los elementos de refuerzo.

El comportamiento esperado es que la plastificación sea concentrada en las conexiones. Las conexiones postensadas Figura 2.10, según Kurama et al. (2018), son conexiones que consisten en un cable postensado a través del muro, este cable funciona como un mecanismo auto-centrante, permitiendo así que se produzca un balanceo ante cargas verticales Figura 2.11 como resultado de la abertura en la junta entre la fundación y el muro (*rocking wall*), un comportamiento no lineal elástico experimentando poco daño ante sismos [3]. El uso de postensado agrega a la estructura la capacidad de retornar a la su posición inicial después de tener una incursión inelástica. La desventaja de la conexión PT es la baja disipación de energía que puede generar incrementos de la demanda de desplazamiento ante sismos en la estructura prefabricada. Además, otra desventaja de esta conexión es la compresión que se produce en el pie del muro, el que podría experimentar daño por aplastamiento del hormigón; este daño se limita al recubrimiento siempre que la región del núcleo esté adecuadamente confinada.

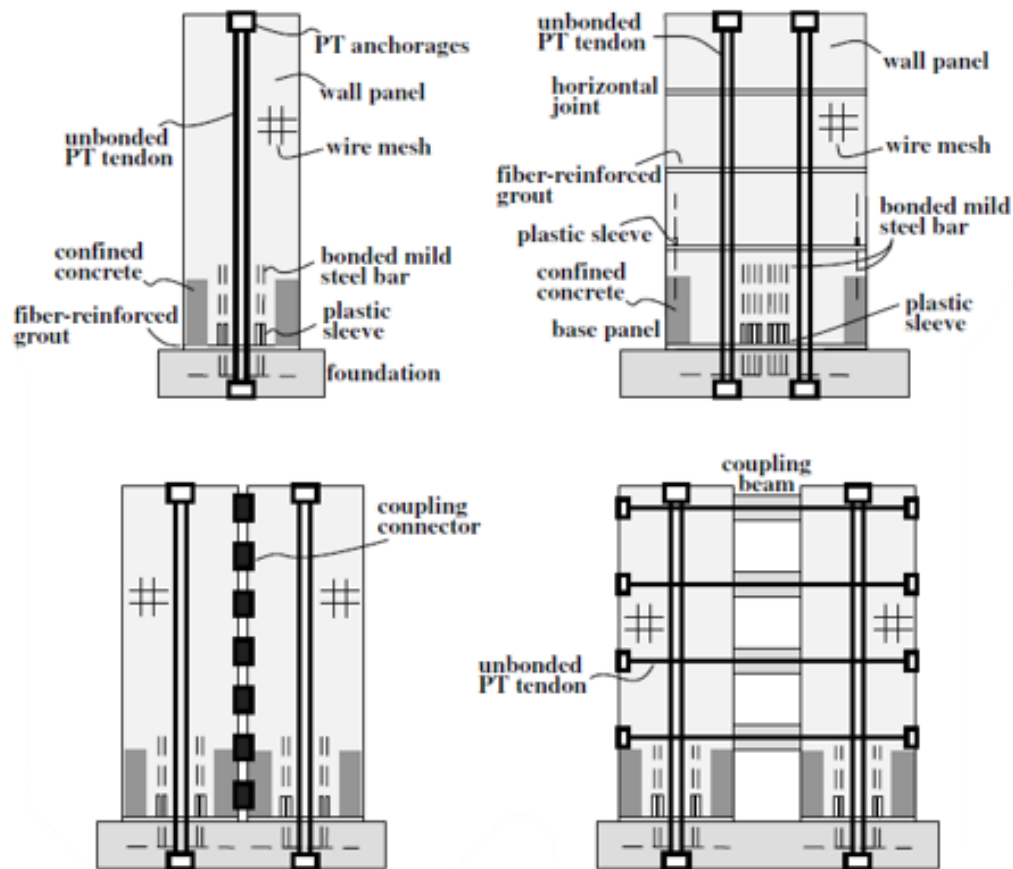


Figura 2.10. Ejemplo de muro con conexión PT.

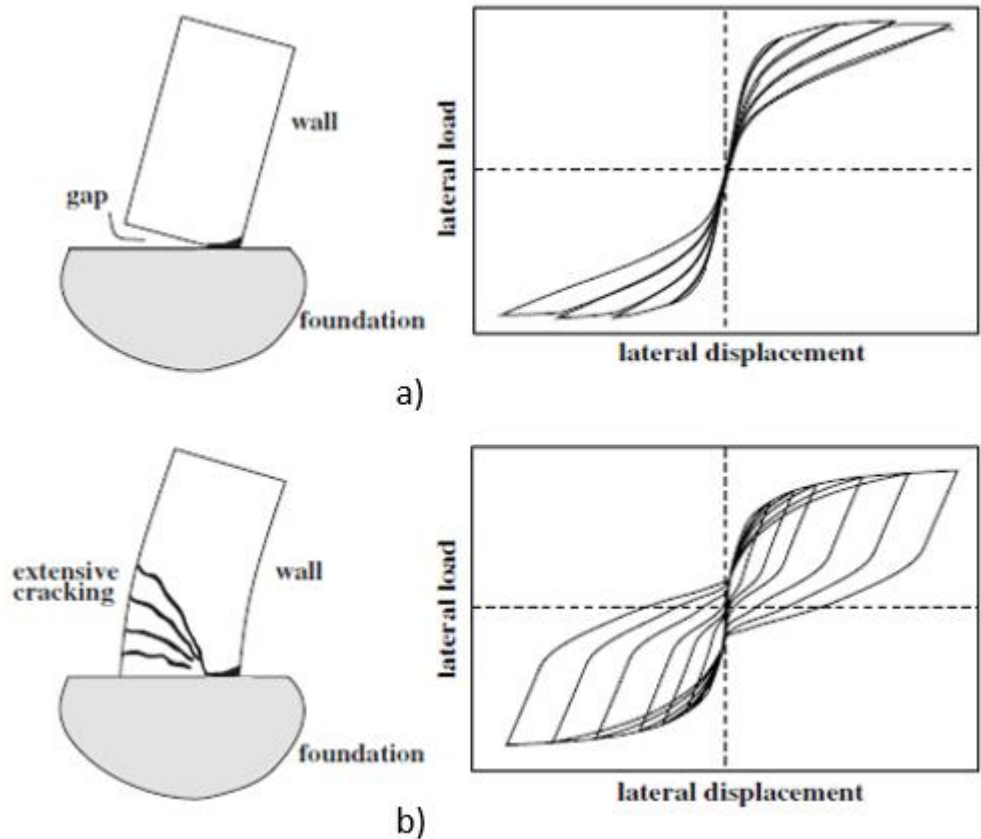


Figura 2.11. Comparación del comportamiento en una conexión PT (a) y una estructura monolítica (b), Kurama et. al (2018).

El diseño de estructuras con muros prefabricados especiales se basa en los documentos ACI ITG-5.1 y ACI ITG-5.2. El documento ACI ITG-5.1 define un protocolo para establecer un procedimiento de diseño para tales muros con o sin vigas de acople y validado por ensayos de laboratorio y el documento ACI ITG-5.2 define los requisitos de diseño para un muro estructural construido utilizando concreto prefabricado y tendones de postensado no adheridos.

## Capítulo III

### 3. Estudio de edificios de baja altura.

#### 3.1. Definición de vivienda social.

La Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones define la vivienda social como la vivienda económica de carácter definitivo, cuyo valor de tasación no es superior a 400 unidades de fomento (UF), salvo en caso de condominios de viviendas sociales que incrementa el valor en un 30 % [33].

El artículo 6 de la O.G.U.C. estipula las condiciones arquitectónicas de la vivienda, tratándose de viviendas económicas se debe considerar al menos dos recintos, un baño (con inodoro, lavamanos y duchas) y otro que permita disponer dos camas, un lugar de estar, comedor y cocina.

#### 3.2. Definición de edificio de mediana altura.

El Instituto del Cemento y del Hormigón (2013) en su propuesta para “La Vivienda Social de Media Altura y su Entorno” caracteriza a la solución de vivienda social típica de mediana altura. La gran mayoría de viviendas sociales que se han construido en Chile son edificios de mediana altura (de tres a cinco pisos), sin subterráneo, estructurados de muros resistentes de hormigón armado para los edificios de más de tres pisos y albañilería (armada o confinada) para edificios de hasta tres pisos. La distribución de los muros resistentes en planta por lo general es relativamente simétrica y es normal que tengan también continuidad vertical. Los entrepisos de los edificios sociales generalmente consisten en losas tradicionales de 12 a 18 centímetros de espesor total que cubren la superficie total de una vivienda, sin ningún tipo de viga o apoyo intermedio.

Para el análisis de edificios de baja altura se investigó en el mercado público licitaciones de construcción de edificios de viviendas sociales. Se descargaron los planos arquitectónicos de estos edificios para tener una idea de la configuración geométrica de éstos, corroborando lo estipulado en el párrafo anterior. Además, se consideró de acuerdo con el artículo 4.1.11 de la O.G.U.C. que para edificios de 6 o más pisos de altura de deben considerar a lo menos de dos ascensores, por lo que se estableció para este estudio un edificio de 5 pisos.

### 3.3. Modelación edificio “tipo”.

La Figura 3.3 muestra el plano estructural de planta del edificio “tipo” creado para el análisis de este trabajo.

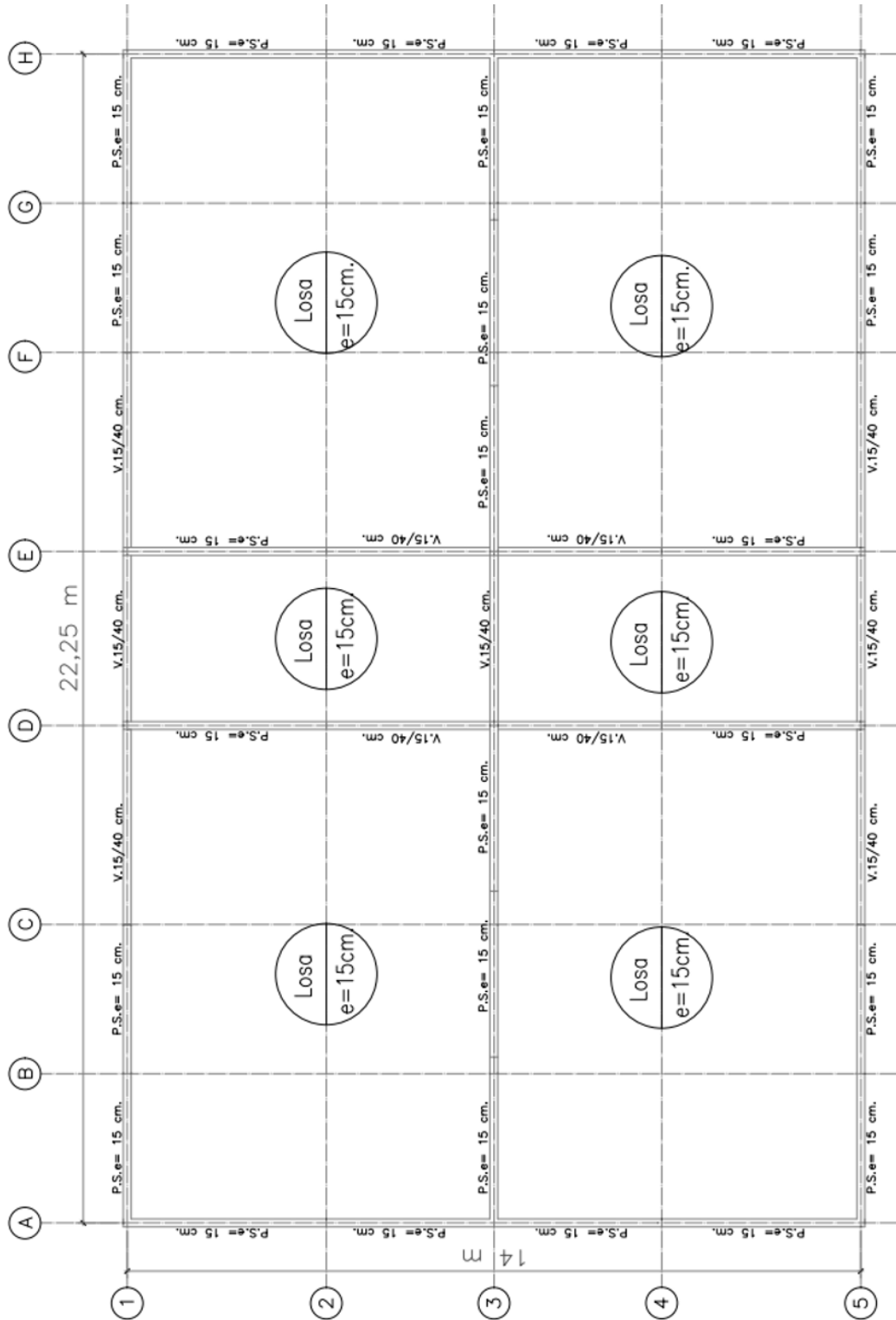


Figura 3.1. Plano estructural de planta del edificio tipo.

La forma propuesta y distribución de muros y vigas del edificio se basó en planos arquitectónicos investigados además de la propuesta de diseño arquitectónico del proyecto “La Vivienda Social de Media Altura y su Entorno” desarrollado por el Instituto del Cemento y del Hormigón [5]. La muestra la elevación del Eje A del edificio y la muestra la elevación del Eje 1.

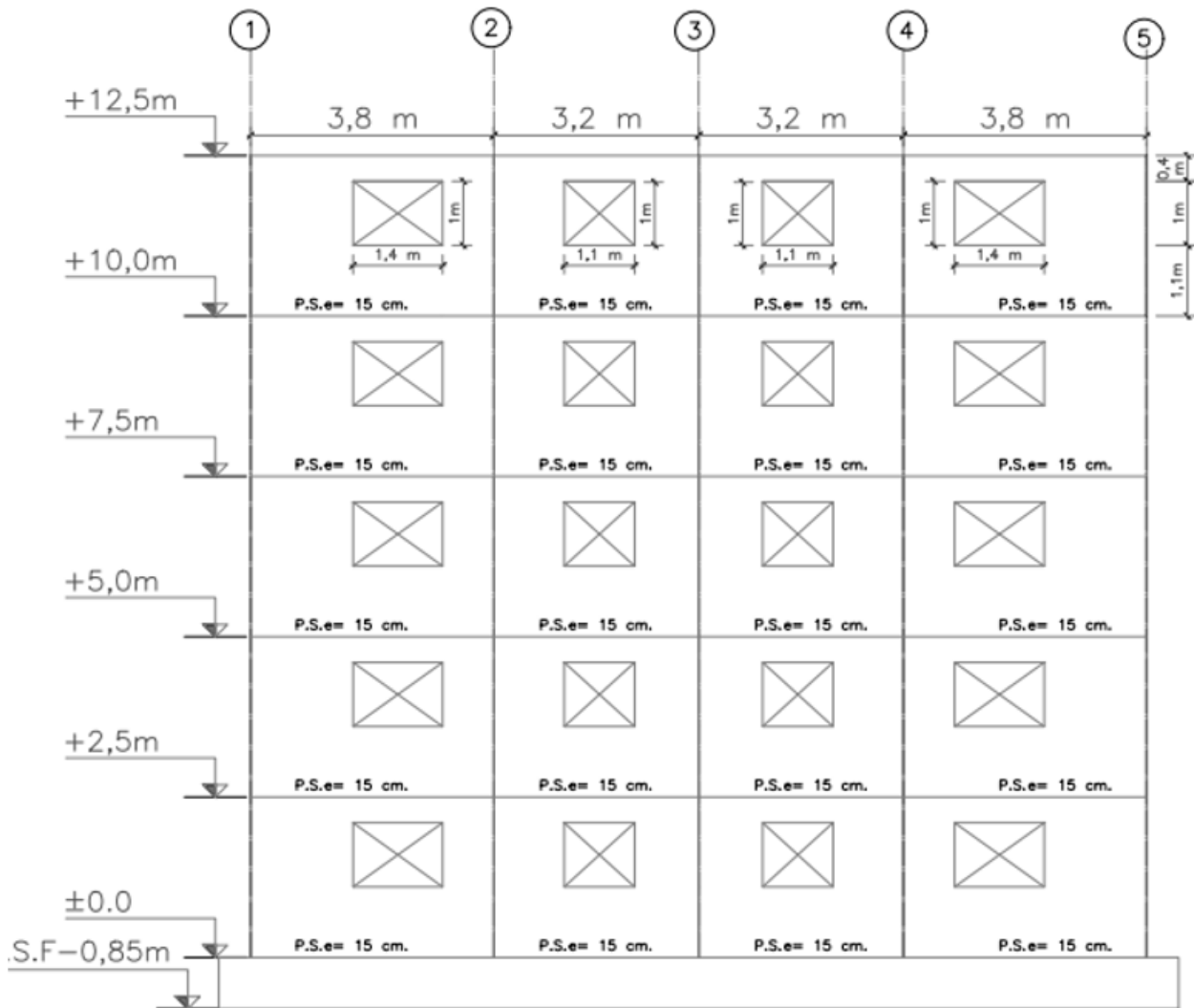


Figura 3.2. Elevación Eje A del edificio tipo.

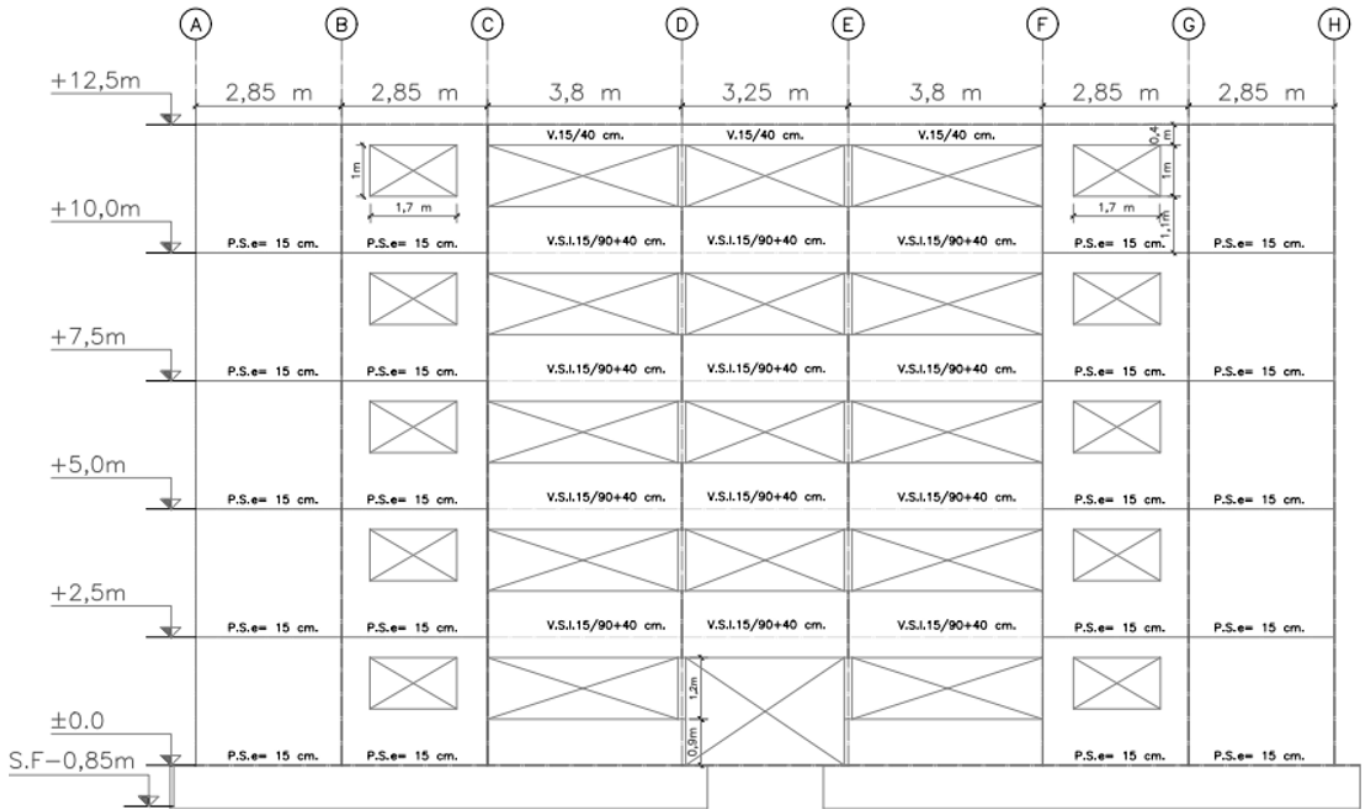


Figura 3.3. Elevación Eje 1 del edificio tipo.

### 3.3.1. Descripción de la estructura.

La estructura por diseñar corresponde a un edificio habitacional con sistema sismo-resistente ante cargas laterales basado en muros, con losas prefabricadas que permiten generar un diafragma rígido. Se ubica el edificio sobre un suelo de fundación tipo C, según el Decreto Supremo N°61. La demanda sísmica se define para dos zonas sísmicas, zona sísmica 2 y zona sísmica 3, de acuerdo con la NCh 433 Of. 1996 Mod. 2012.

El edificio de estudio es un edificio de 5 pisos con 4 departamentos por piso, con una altura entre piso de 2,5 [m]. La planta posee dimensiones máximas de 22,25 [m] en sentido longitudinal y 14 [m] en sentido transversal.

Tabla 3.1. Dimensiones y altura entre piso.

Dimensiones planta	Altura entre piso
22,25 x 14 [m <sup>2</sup> ]	2,5 [m]

La tipología estructural se define como un sistema de muros prefabricados de hormigón armado de paneles sándwich como se muestra en la Figura 3.4. En este tipo de sistemas las acciones sísmicas y gravitacionales son resistidas por los muros. Las dimensiones de los elementos se especifican en la Tabla 3.2

Tabla 3.2. Dimensiones de elementos estructurales.

Elemento	Dimensiones
Espesor capa de hormigón 1	6 [cm]
Espesor material aislante	3 [cm]
Espesor capa de hormigón 2	6 [cm]
Espesor total del muro	15 [cm]
Sección viga semi-invertida	15 x 130 [cm <sup>2</sup> ]
Sección viga	15 x 40 [cm <sup>2</sup> ]
Espesor losa	15 [cm]

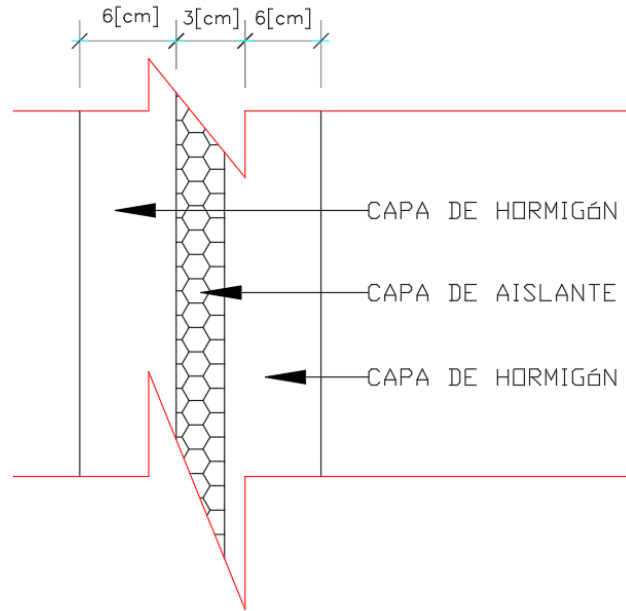


Figura 3.4. Sección transversal del muro sándwich, unidades en centímetro.

El material corresponde a hormigón armado. Las características especificadas de los materiales para la construcción del edificio se muestran en la Tabla 3.3

Tabla 3.3. Características de los materiales.

Material			
Propiedad	Hormigón G20	Propiedad	Acero de refuerzo A36
$f'_c$	200 [kg/cm <sup>2</sup> ]	$f_y$	4200 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$E_c$	213546 [kg/cm <sup>2</sup> ]	$E_s$	2100000 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### 3.3.2. Cargas gravitacionales.

Para la modelación y el análisis de la estructura se definen las cargas gravitacionales que afectan a la estructura de acuerdo con la NCh 1537 Of. 2009. La Tabla 3.4 muestra la carga correspondiente a viviendas para áreas de uso general, carga de techos con acceso sólo para mantenimiento y peso propio adicional a la estructura.

Tabla 3.4. Cargas gravitacionales.

Cargas Gravitacionales	
Peso propio adicional	100 [kg/m <sup>2</sup> ]
Sobrecarga de viviendas	200 [kg/m <sup>2</sup> ]
Sobrecarga de techos	100 [kg/m <sup>2</sup> ]

### 3.3.3. Cargas sísmicas.

El análisis sísmico se efectúa a través del análisis modal espectral según lo estipulado en la NCh 433 Of. 96 Mod. 2012. Para implementar este análisis se definen los parámetros necesarios para general el espectro de diseño, los cuales se obtienen desde la norma y del Decreto Supremo N°61.

Se define la categoría de ocupación del edificio. Categoría II, que corresponde a la habitación privada y permite obtener el valor del coeficiente de importación del edificio (I).

Luego la aceleración efectiva  $A_0$  se obtiene por la zona sísmica. La Tabla 3.5 muestra la aceleración efectiva para cada zona sísmica.

Tabla 3.5. Aceleración Efectiva  $A_0$ .

$A_0$	
Zona Sísmica II	0.3 g
Zona Sísmica III	0.4 g

Los parámetros del suelo son dependientes del suelo tipo C y según al sistema estructural en base a muros de hormigón armado, se obtienen los factores de modificación de la respuesta (R y  $R_0$ ). La Tabla 3.6 muestra los parámetros sísmicos obtenidos.

Tabla 3.6. Parámetros sísmicos.

Parámetro	Valor
I	1
S	1,05
$T_0$	0,4
$T'$	0,45
n	1,4
P	1,6
R	7
$R_0$	11

### 3.3.4. Espectro de diseño.

Con los antecedentes se puede determinar el espectro de diseño mediante la Ecuación 3.1 propuesta en la norma NCh 433.

$$S_0 = \frac{ISA_0 a}{R^*} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

El factor de amplificación se determina para cada nodo de vibrar “n” por la Ecuación 3.2:

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

El factor de reducción se determina mediante la Ecuación 3.3:

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

Donde T\* corresponde al periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis que se obtiene desde el modelo de la estructura. Las Figura 3.5 muestra el espectro de diseño elástico para la zona sísmica II y zona sísmica III.

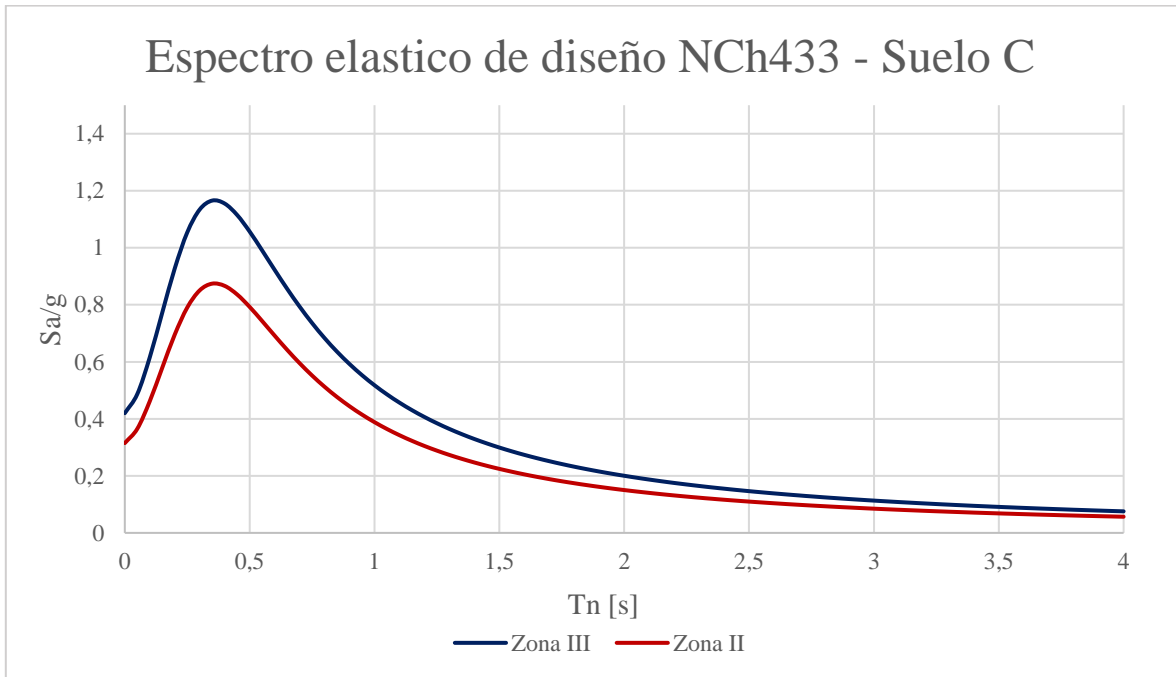


Figura 3.5. Espectro elástico de respuesta para suelo C.

### 3.4. Modelación en ETABS.

Se realiza el modelo de análisis para ambas zonas sísmicas en el programa ETABS 2019, se definen los elementos estructurales. Las vigas se definen como elementos *frame*, los muros como elementos *shell* y las losas como elemento *shell-thin*. Se considera diafragma rígido para compatibilizar los desplazamientos horizontales. Para el análisis modal la masa sísmica se consideran las cargas permanentes más un 25% de la sobrecarga debido a que es un edificio habitacional según la NCh 1537 Of. 2009. La Figura 3,5 muestra el modelo del edificio tridimensionalmente.

Cabe recalcar que para la modelación se consideró un espacio (o gap) entre “muros” representando el espacio físico que existe entre los paneles de muro prefabricado al momento del montaje. El gap considerado tiene una espesor de 1 [cm] según lo estipulado por la empresa Baumax en su guía de montaje básico [30]. Se modeló la losa prefabricada como una losa en una dirección para transferir los esfuerzos en el lado más corto.

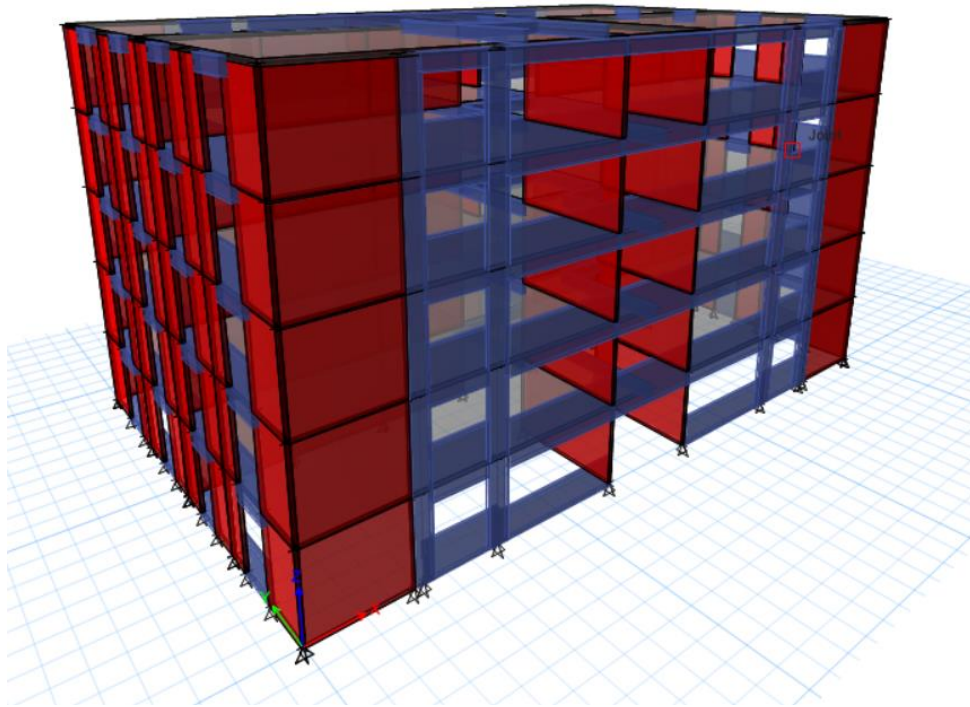


Figura 3.6. Modelo tridimensional en ETABS del edificio “tipo”. Elaboración propia

### 3.4.1. Resultado del análisis.

Del modelo realizado se obtienen las siguientes reacciones en la base.

Tabla 3.7. Reacciones en la base de la estructura, zona sísmica III.

Reacciones Verticales	Valor
Peso Propio (Dead)	1024 [ton]
Sobrecarga (SC)	275 [ton]
Reacciones Horizontales	Valor
Corte elástico debido al sismo en x (Ex)	862 [ton]
Corte elástico debido al sismo en y (Ey)	794 [ton]

Tabla 3.8. Reacciones en la base de la estructura, zona sísmica II.

Reacciones Verticales	Valor
Peso Propio (Dead)	1024 [ton]
Sobrecarga (SC)	275 [ton]
Reacciones Horizontales	Valor
Corte elástico debido al sismo en x (Ex)	647 [ton]
Corte elástico debido al sismo en y (Ey)	595 [ton]

Desde los resultados anteriores se calcula el peso sísmico de la estructura según lo establecido en la norma NCh 433 Of.96 Mod. 2012 según la Ecuación 3.4.

$$Peso\ Sísmico = D + 0,25\ SC$$

Ecuación 3.4

$$Peso\ Sísmico = 1093\ [ton]$$

### 3.4.2. Periodos y participación modal.

Del análisis modal espectral se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 3.9. Periodos y participación modal de la estructura en zona sísmica III.

Modos de Vibrar	Periodo Natural [s]	Masa Equivalente en dirección X %	Masa Equivalente en dirección Y %	Suma de masas equivalentes en dirección X %	Suma de masas equivalentes en dirección Y %
1	0,279	0,709	0,000	0,709	0,000
2	0,231	0,000	0,714	0,709	0,714
3	0,193	0,000	0,000	0,709	0,714
4	0,062	0,202	0,000	0,911	0,714
5	0,054	0,000	0,203	0,911	0,917
6	0,050	0,000	0,000	0,911	0,917
7	0,027	0,062	0,000	0,973	0,917
8	0,026	0,000	0,057	0,973	0,974
9	0,025	0,000	0,000	0,973	0,974
10	0,017	0,022	0,000	0,995	0,974
11	0,017	0,000	0,021	0,995	0,995
12	0,017	0,000	0,000	0,995	0,995

La Tabla 3.10 muestran los resultados obtenidos donde los periodos fundamentales de la estructura en las diferentes zonas sísmicas.

Tabla 3.10. Modo fundamental en la estructura

Modo Fundamental	Dirección	T [s]
1	X	0,28
2	Y	0,23

### 3.4.3. Corte sísmico.

Luego de establecidos los periodos fundamentales de vibración y el espectro de diseño, se obtiene el corte basal. Según la norma sísmica se debe cumplir que el corte se encuentre entre los límites mínimo y máximo dados por la Ecuación 3.5 y Ecuación 3.6 en función del coeficiente sísmico C.

$$C_{min} = \frac{SA_0}{6g} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

$$C_{m\acute{a}x} = \frac{0,35SA_0}{g} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Luego el corte se obtiene directamente desde la Ecuación 3.7:

$$Q = CIP \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Tabla 3.11. Corte sísmico de las estructuras.

Estructura en Zona Sísmica	Dirección X			Dirección Y		
	Q <sub>0</sub>	Q <sub>máx</sub>	Q <sub>mín</sub>	Q <sub>0</sub>	Q <sub>máx</sub>	Q <sub>mín</sub>
III	862 [Ton]	161 [Ton]	77 [Ton]	794 [Ton]	161 [Ton]	77 [Ton]
II	647 [Ton]	120 [Ton]	57 [Ton]	5795[Ton]	120 [Ton]	57 [Ton]

El valor de Q<sub>0</sub> es el corta basal utilizando el espectro de diseño elástico. Se debe considerar el corte basal utilizando el espectro de diseño reducido y se observa que en las direcciones X e Y controla el corte basal máximo por lo que se debe calcular un factor de reducción de aceleración espectral para alcanzar el Qx según la Ecuación 3.8:

$$R^{**} = \frac{Q_0}{Q_{máx \text{ o } mín}} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Finalmente, con el espectro reducido se obtienen los cortes basales de diseño para ambas direcciones.

Tabla 3.12. Corte basales de diseño.

Estructura en Zona Sísmica	Dirección X	Dirección Y
	Q	Q
III	161 [Ton]	161 [Ton]
II	120 [Ton]	120 [Ton]

### 3.4.4. Deformaciones sísmicas.

La norma de diseño sísmico exige que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos (o *drift*) medidos en el centro de masa de cada una de las direcciones de análisis cumpla con la Ecuación 3.9:

$$drift = \frac{\text{Diferencia de desplazamiento entre piso}}{\text{altura entre piso}} < 0,002 \quad \text{Ecuación 3.9}$$

La Figura 3.7 y Figura 3.8 muestran el *drift* entre piso la estructura ubicada en zona sísmica III y zona sísmica II respectivamente.

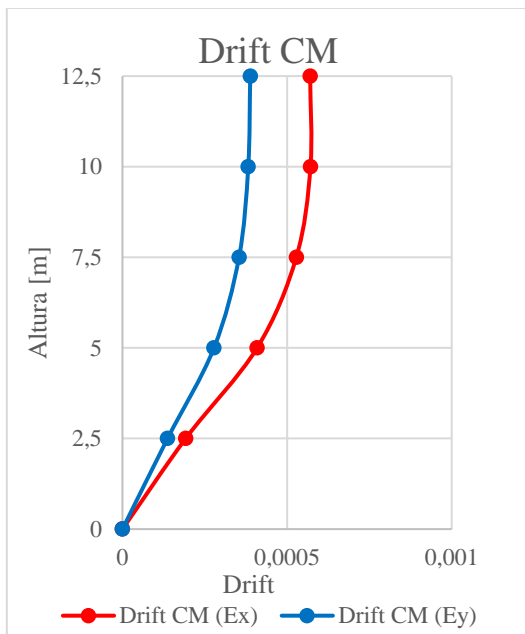


Figura 3.7. *Drift* entre piso, estructura en zona III

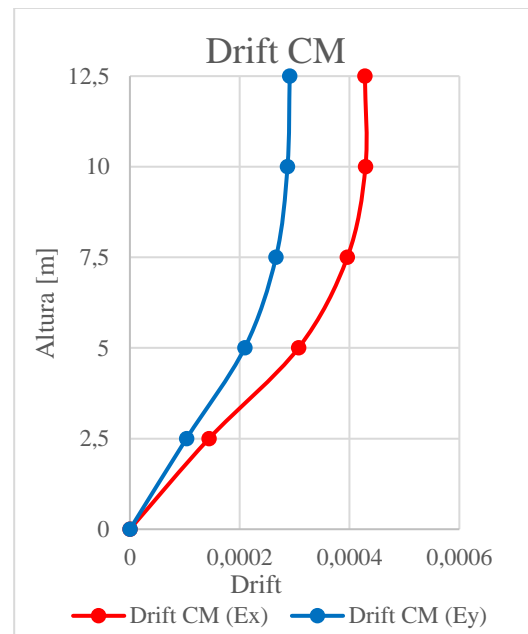


Figura 3.8. *Drift* entre piso, estructura en zona II.

### 3.5. Diseño en RAM Structural System.

RAM Structural System es un software de diseño estructural para edificios compuesto por cuatro módulos de diseño: *RAM Steel*, *RAM Foundation*, *RAM Concrete*, *RAM Frame* y. Estos dos últimos módulos permiten realizar análisis de elementos finitos, para el diseño de concreto en el caso del módulo RAM Concrete y para la estabilidad lateral en el caso del módulo RAM Frame.

Los muros tilt-up se realiza en el módulo de RAM Frame, este módulo permite incorporar a los muros la propiedad de ser muros tilt-up asignando un espacio (*gap*) en cada extremo del muro. Este *gap* el programa lo utiliza para proveer al análisis una separación analítica entre los muros [34] que en comparación con ETABS donde el gap se realiza de manera física dejando un espacio entre los elementos. La Figura 3.9 muestra una vista en planta, en el que se puede observar los *gap* asignados en color naranja.

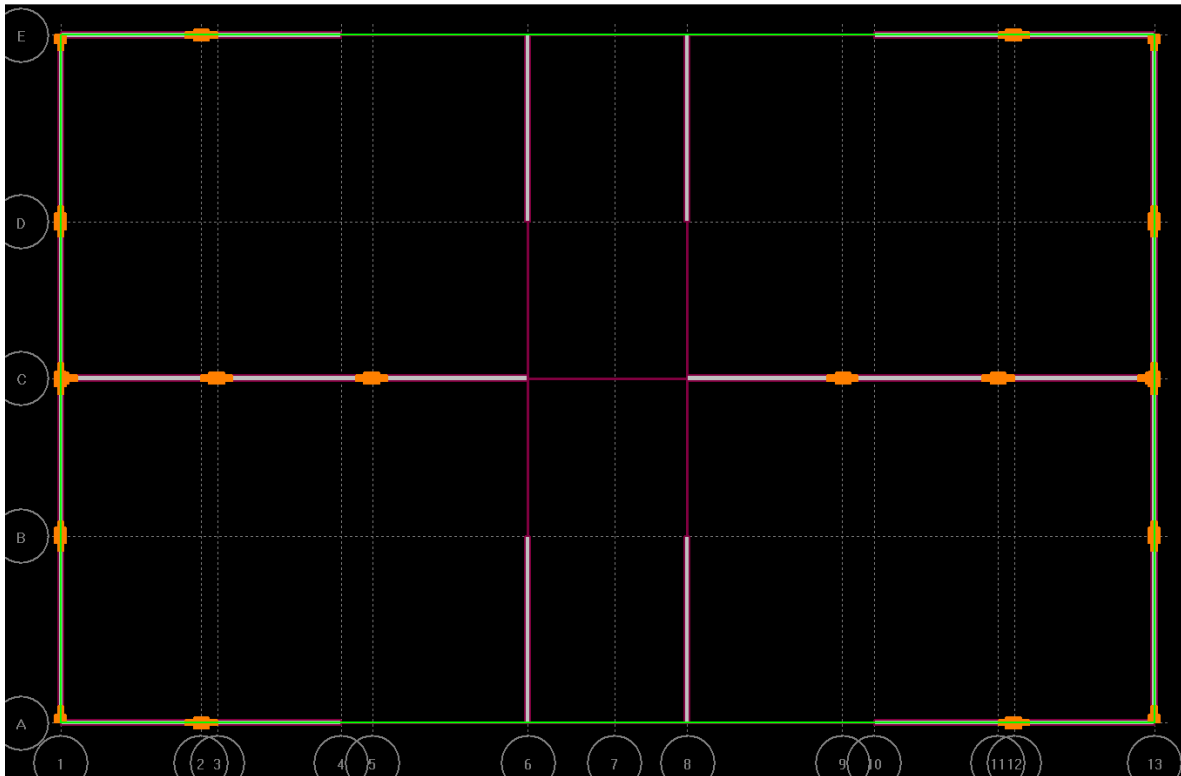


Figura 3.9. Modelo tridimensional edificio “tipo” modelado en RAM Structural System.

Se realizó el análisis modal espectral y se observaron resultados similares del análisis mediante los resultados obtenidos en la modelación de ETABS. Se puede destacar de este software la facilidad de agregar en el modelo las separaciones entre los muros prefabricados, lo cual ahorra tiempo al realizar el modelo que en comparación con ETABS al modelar se debe ser más meticuloso al realizar las separaciones entre los muros.

## Capítulo IV

### 4. Diseño de la estructura con base fija.

El diseño del edificio y sus elementos estructurales se realiza de acuerdo con las especificaciones del código de diseño de hormigón armado en la versión ACI 318S-11 y el Decreto Supremo N°60 implementado el año 2011.

#### 4.1. Diseño de muros.

La Figura 4.1 muestra la vista en planta del piso 1 donde se pueden identificar los elementos muros a diseñar identificando cada sección de muro a diseñar. El ACI 318S-11 dispone en el ítem 21.9 que los muros prefabricados deben cumplir los artículos de este capítulo y además las del ítem 21.10.

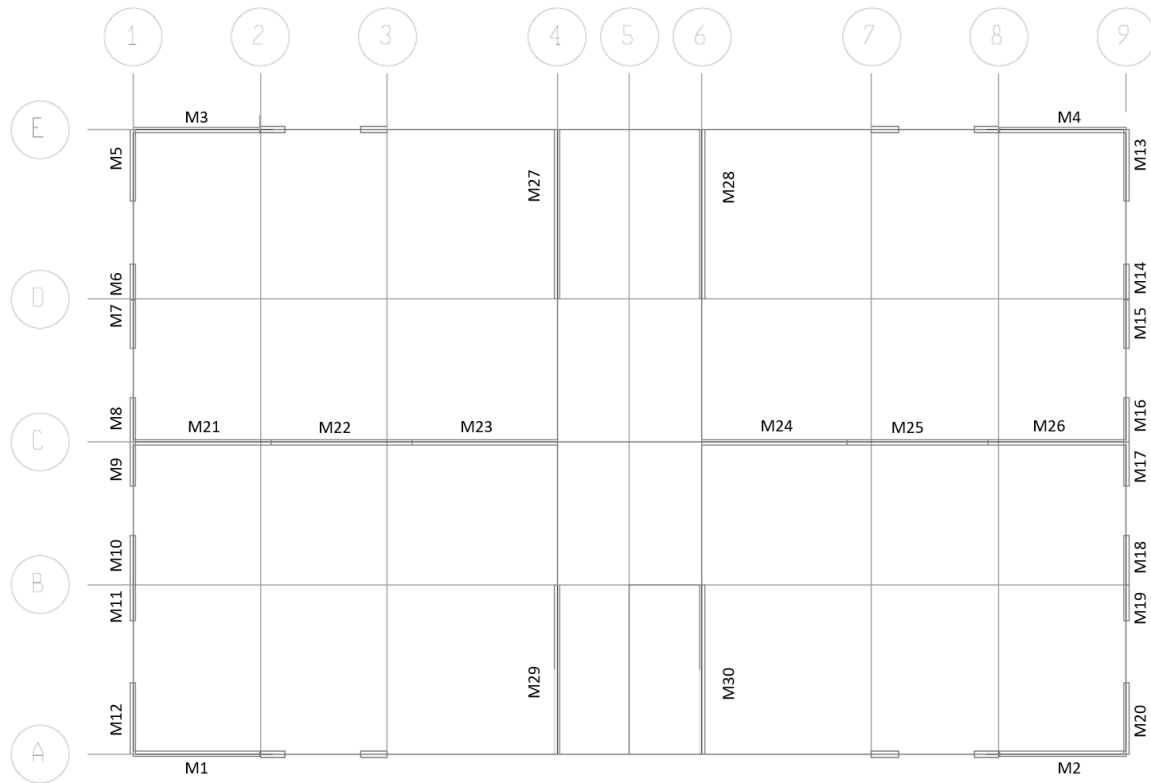


Figura 4.1. Planta de piso identificando los muros a diseñar.

#### 4.1.1. Resistencia a flexo-compresión.

El límite de carga axial según el Decreto Supremo N°60 corresponde a la Ecuación 4.1:

$$P_u \leq 0,35f'_c A_g \quad \text{Ecuación 4.1}$$

La Tabla 4.1 y Tabla 4.2 muestran la carga axial última debido a las combinaciones de cargas sobre el muro y el valor límite. Para el cálculo de  $A_g$  correspondiente al área transversal del muro se considera la suma del espesor de las capas de hormigón del panel sándwich.

Tabla 4.1. Límite de carga axial para cada muro en modelo en zona sísmica III.

Muro	L [m]	e [m]	Ag [m <sup>2</sup> ]	Pu [ton]	P Límite [ton]
M1	2,84	0,12	0,34	79,7	238,1
M2	2,84	0,12	0,34	80,5	238,1
M3	2,84	0,12	0,34	80,6	238,1
M4	2,84	0,12	0,34	80,9	238,1
M5	1,60	0,12	0,19	67,9	134,4
M6	0,80	0,12	0,10	61,2	67,2
M7	1,10	0,12	0,13	84,2	92,4
M8	1,00	0,12	0,12	42,5	84,0
M9	1,00	0,12	0,12	42,6	84,0
M10	1,10	0,12	0,13	83,9	92,4
M11	0,80	0,12	0,10	61,4	67,2
M12	1,60	0,12	0,19	67,9	134,4
M13	1,60	0,12	0,19	67,5	134,4
M14	0,80	0,12	0,10	61,1	67,2
M15	1,10	0,12	0,13	83,6	92,4
M16	1,00	0,12	0,12	42,2	84,0
M17	1,00	0,12	0,12	42,4	84,0
M18	1,10	0,12	0,13	83,8	92,4
M19	0,80	0,12	0,10	61,0	67,2
M20	1,60	0,12	0,19	67,5	134,4
M21	3,08	0,12	0,37	117,4	258,4
M22	3,16	0,12	0,38	16,6	265,4
M23	3,24	0,12	0,39	108,6	271,7
M24	3,24	0,12	0,39	108,3	271,7
M25	3,16	0,12	0,38	16,6	265,4
M26	3,08	0,12	0,37	118,3	258,4
M27	3,80	0,12	0,46	161,6	319,2
M28	3,80	0,12	0,46	161,8	319,2
M29	3,80	0,12	0,46	154,6	319,2
M30	3,80	0,12	0,46	152,5	319,2

Tabla 4.2. Límite de carga axial para cada muro en modelo en zona sísmica II.

Muro	L [m]	e [m]	Ag [m <sup>2</sup> ]	Pu [ton]	Límite [ton]
M1	2,84	0,12	0,3402	68,6509	238,14
M2	2,84	0,12	0,3402	69,4087	238,14
M3	2,84	0,12	0,3402	69,3336	238,14
M4	2,84	0,12	0,3402	69,6803	238,14
M5	1,60	0,12	0,192	59,6155	134,4
M6	0,80	0,12	0,096	50,9992	67,2
M7	1,10	0,12	0,132	69,8991	92,4
M8	1,00	0,12	0,12	37,5193	84
M9	1,00	0,12	0,12	37,575	84
M10	1,10	0,12	0,132	69,6113	92,4
M11	0,80	0,12	0,096	51,2225	67,2
M12	1,60	0,12	0,192	59,5982	134,4
M13	1,60	0,12	0,192	59,2355	134,4
M14	0,80	0,12	0,096	50,9234	67,2
M15	1,10	0,12	0,132	69,3566	92,4
M16	1,00	0,12	0,12	37,2374	84
M17	1,00	0,12	0,12	37,374	84
M18	1,10	0,12	0,132	69,505	92,4
M19	0,80	0,12	0,096	50,7992	67,2
M20	1,60	0,12	0,192	59,1666	134,4
M21	3,08	0,12	0,36912	99,7103	258,384
M22	3,16	0,12	0,37908	16,5848	265,356
M23	3,24	0,12	0,3882	104,3303	271,74
M24	3,24	0,12	0,3882	104,1005	271,74
M25	3,16	0,12	0,37908	16,5848	265,356
M26	3,08	0,12	0,36912	100,5833	258,384
M27	3,80	0,12	0,456	161,562	319,2
M28	3,80	0,12	0,456	161,7761	319,2
M29	3,80	0,12	0,456	154,5668	319,2
M30	3,80	0,12	0,456	152,5094	319,2

Se construye para cada muro el diagrama de interacción de acuerdo con las combinación de momento y carga axial que producen la falla en la sección del muro, se muestra la curva de estas combinaciones reducidas por un factor de reducción  $\phi$  ( $\phi M_n$ ,  $\phi P_n$ ), dentro de esta curva se ubican los puntos  $M_u$ ,  $P_u$  los cuales deben entrarse dentro de la curva de diseño, como ejemplo se muestran en la Figura 4.2 y en la Figura 4.3 el diagrama de interacción del muro M24. La armadura longitudinal utilizada es  $\phi 10@15$ .

En el Anexo A se muestran los diagramas de interacción para el resto de los muros en el modelo ubicado en la zona sísmica III, cabe destacar para los paneles exteriores se separaron para la modelación en ETABS separándolos, pero para la construcción de sus diagramas de interacción consideraron en conjunto ya que serían un solo panel.

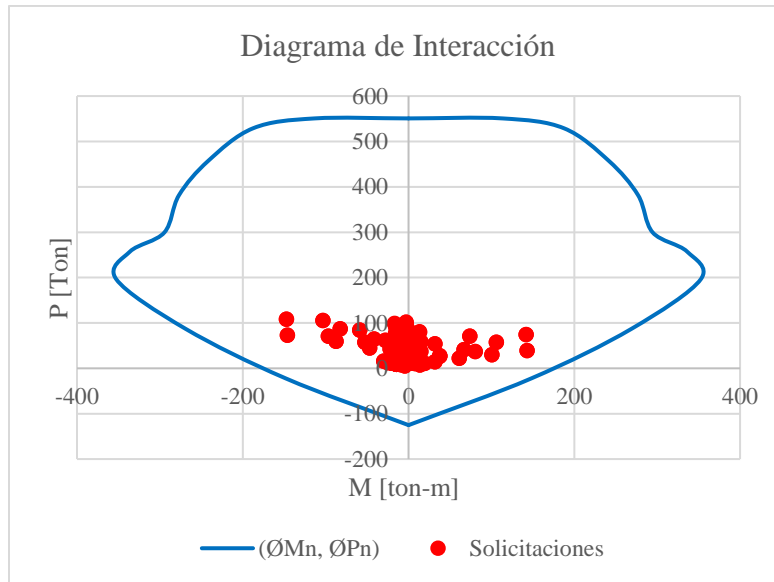


Figura 4.2. Diagrama de interacción muro M24 eje X en zona sísmica III.

De igual manera, en el anexo B se muestran los diagramas de interacción para el mismo muro M24 en el modelo ubicado en la zona sísmica II.

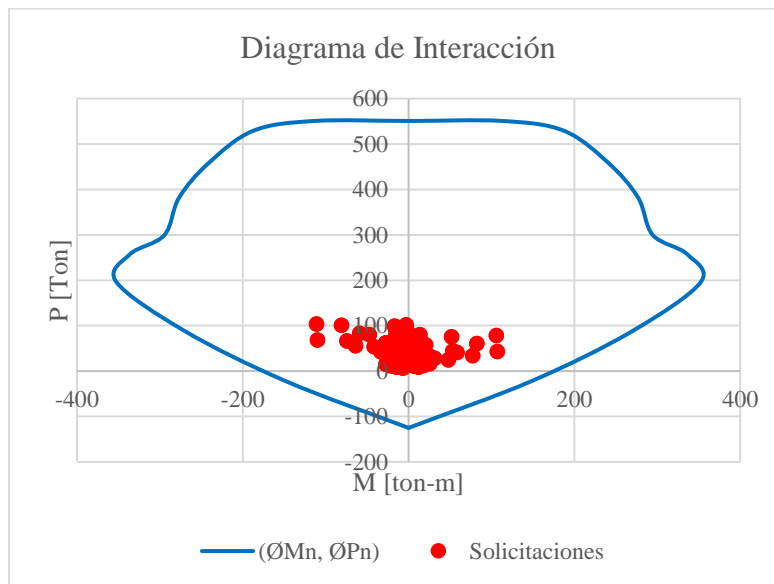


Figura 4.3. Diagrama de interacción muro M24 eje X en zona sísmica II.

### 4.1.2. Resistencia al corte.

En los muros sándwich el esfuerzo de corte es soportado por ambas capas de concreto, dado que los muros utilizados son muros sándwich compuestos de igual espesor, el corte se reparte de manera equitativa entre ambas capas de concreto. El valor nominal del corte debe ser igual a la expresión descrita en la Ecuación 4.2:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}, \text{ con } \phi = 0,6$$
$$V_n = A_V(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Ecuación 4.2

Donde el valor del coeficiente  $\alpha_c$  es igual a 0,53 dada la relación entre la altura y la longitud del muro,  $\lambda$  el factor de modificación asociado a las propiedades mecánicas reducidas del concreto con valor igual a 1 y  $\rho_t$  a cuantía de refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto de una sección perpendicular al refuerzo. La cuantía mínima  $\rho_{\min}$  corresponde a 0,0025.

El valor del corte nominal tiene un límite dado por la Ecuación 4.3:

$$V_n \leq 2,65A_{CW}$$

Ecuación 4.3

Donde  $A_{CW}$  es el área de la sección transversal de concreto. La Tabla 4.3 y la Tabla 4.4 resumen el cálculo de la resistencia al corte de los muros y la armadura transversal de refuerzo al corte y la Figura 4.4 muestra una vista transversal del muro sándwich con su refuerzo de acero.

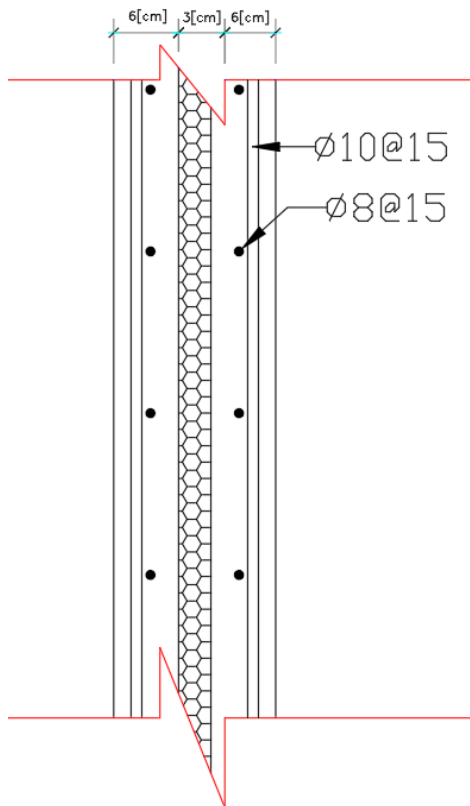


Figura 4.4. Vista transversal del muro sándwich.

Tabla 4.3. Resumen cálculo de la resistencia al corte de muro y armadura transversal asignado (zona sísmica III).

Muro	$V_u$ [ton]	$\phi V_n$ [ton]	V Límite [ton]	$\rho$	Armadura
M1	20,2	39,2	127,5	0,0028	$\phi 8@15$
M2	20,3	39,2	127,5	0,0028	$\phi 8@15$
M3	20,4	39,2	127,5	0,0028	$\phi 8@15$
M4	20,5	39,2	127,5	0,0028	$\phi 8@15$
M5	13,9	22,1	72,0	0,0028	$\phi 8@15$
M6	5,9	11,1	36,0	0,0028	$\phi 8@15$
M7	8,1	15,2	49,5	0,0028	$\phi 8@15$
M8	11,7	13,8	45,0	0,0028	$\phi 8@15$
M9	11,7	13,8	45,0	0,0028	$\phi 8@15$
M10	8,1	15,2	49,5	0,0028	$\phi 8@15$
M11	5,8	11,1	36,0	0,0028	$\phi 8@15$
M12	13,8	22,1	72,0	0,0028	$\phi 8@15$
M13	13,8	22,1	72,0	0,0028	$\phi 8@15$
M14	5,8	11,1	36,0	0,0028	$\phi 8@15$
M15	11,7	13,8	45,0	0,0028	$\phi 8@15$
M16	8,1	15,2	49,5	0,0028	$\phi 8@15$
M17	11,7	13,8	45,0	0,0028	$\phi 8@15$
M18	8,1	15,2	49,5	0,0028	$\phi 8@15$
M19	5,9	11,1	36,0	0,0028	$\phi 8@15$
M20	13,9	22,1	72,0	0,0028	$\phi 8@15$
M21	27,7	42,6	138,3	0,0028	$\phi 8@15$
M22	20,7	43,7	142,1	0,0028	$\phi 8@15$
M23	30,1	44,8	145,5	0,0028	$\phi 8@15$
M24	29,9	44,8	145,5	0,0028	$\phi 8@15$
M25	20,7	43,7	142,1	0,0028	$\phi 8@15$
M26	28,0	42,6	138,3	0,0028	$\phi 8@15$
M27	26,4	52,6	170,9	0,0028	$\phi 8@15$
M28	26,4	52,6	170,9	0,0028	$\phi 8@15$
M29	26,2	52,6	170,9	0,0028	$\phi 8@15$
M30	26,6	52,6	170,9	0,0028	$\phi 8@15$

Tabla 4.4 Resumen cálculo de la resistencia al corte de muro y armadura transversal asignado (zona sísmica II).

Muro	$V_u$ [ton]	$\phi V_n$ [ton]	V Límite [ton]	$\rho$	Armadura
M1	15,3	39,2	127,5	0,0028	$\phi 8@15$
M2	15,4	39,2	127,5	0,0028	$\phi 8@15$
M3	15,5	39,2	127,5	0,0028	$\phi 8@15$
M4	15,5	39,2	127,5	0,0028	$\phi 8@15$
M5	11,4	22,1	72,0	0,0028	$\phi 8@15$
M6	4,7	11,1	36,0	0,0028	$\phi 8@15$
M7	6,1	15,2	49,5	0,0028	$\phi 8@15$
M8	9,1	13,8	45,0	0,0028	$\phi 8@15$
M9	9,1	15,2	49,5	0,0028	$\phi 8@15$
M10	6,2	13,8	45,0	0,0028	$\phi 8@15$
M11	4,7	11,1	36,0	0,0028	$\phi 8@15$
M12	11,3	22,1	72,0	0,0028	$\phi 8@15$
M13	11,4	22,1	72,0	0,0028	$\phi 8@15$
M14	4,7	11,1	36,0	0,0028	$\phi 8@15$
M15	6,1	15,2	49,5	0,0028	$\phi 8@15$
M16	9,1	13,8	45,0	0,0028	$\phi 8@15$
M17	9,1	15,2	49,5	0,0028	$\phi 8@15$
M18	6,1	13,8	45,0	0,0028	$\phi 8@15$
M19	4,6	11,1	36,0	0,0028	$\phi 8@15$
M20	11,4	22,1	72,0	0,0028	$\phi 8@15$
M21	21,6	42,6	138,3	0,0028	$\phi 8@15$
M22	15,5	43,7	142,1	0,0028	$\phi 8@15$
M23	25,1	44,8	145,5	0,0028	$\phi 8@15$
M24	24,9	44,8	145,5	0,0028	$\phi 8@15$
M25	15,5	43,7	142,1	0,0028	$\phi 8@15$
M26	22,0	42,6	138,3	0,0028	$\phi 8@15$
M27	20,9	52,6	170,9	0,0028	$\phi 8@15$
M28	20,9	52,6	170,9	0,0028	$\phi 8@15$
M29	20,6	52,6	170,9	0,0028	$\phi 8@15$
M30	21,3	52,6	170,9	0,0028	$\phi 8@15$

## 4.2. Diseño de vigas.

El diseño de las vigas se realiza calculando la cuantía longitudinal que se obtiene por el diseño a flexión y los estribos por el diseño al corte, teniendo en cuenta la cuantía mínima para cada caso. La Figura 4.5 muestra en planta las vigas a diseñar.

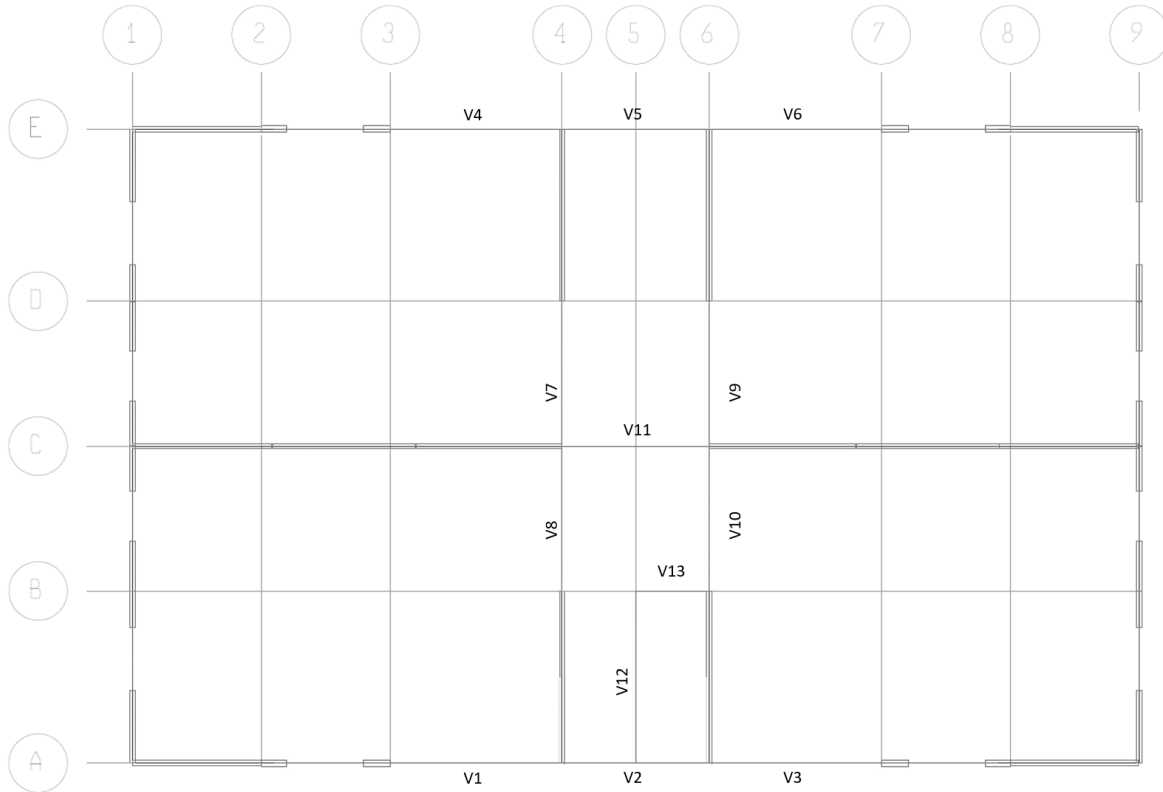


Figura 4.5. Planta de piso identificando las vigas a diseñar.

### 4.2.1. Resistencia a la flexión.

Para el diseño a flexión en las vigas se realiza con la mayor sollicitación de momento de acuerdo con la Ecuación 4.4 y 4.5, considerando la cuantía mínima según la Ecuación 4.6.

$$\phi M_n \geq M_u \text{ con } \phi = 0,9 \quad \text{Ecuación 4.4}$$

$$M_n = \rho b d^2 f_y \left( 1 - \frac{0,59 \rho f_y}{f'_c} \right) \quad \text{Ecuación 4.5}$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \text{Ecuación 4.6}$$

La Tabla 4.5 muestra la geometría de las vigas diseñadas.

Tabla 4.5. Dimensiones de las vigas a diseñar.

Dimensiones de viga [cm]	
Viga semi invertida	130 x 15
Viga	40 x 15

La Tabla 4.6 y Tabla 4.7 resume el cálculo para obtener el refuerzo de acero longitudinal asignado para cada viga por piso en el modelo de la zona sísmica III y zona sísmica II respectivamente.

Tabla 4.6. Acero de refuerzo en vigas, zona sísmica III.

Viga	Piso	L [m]	b [m]	h [m]	M <sub>u</sub> [ton-m]	ρ req	ρ	Armadura Superior	M <sub>u</sub> [ton-m]	ρ req	ρ	Armadura Inferior
V1	Piso 5	4,1	0,15	0,4	1,33	0,003	0,014	3φ18	0,78	0,0033	0,014	3φ18
	Piso 4-1	4,1	0,15	1,3	12,82	0,003	0,004	3φ18	9,42	0,0033	0,004	3φ18
V2	Piso 5	3,3	0,15	0,4	0,26	0,003	0,014	3φ18	0,25	0,0033	0,014	3φ18
	Piso 4-1	3,3	0,15	1,3	3,90	0,003	0,004	3φ18	7,59	0,0033	0,004	3φ18
V3	Piso 5	4,1	0,15	0,4	1,32	0,003	0,014	3φ18	0,79	0,0033	0,014	3φ18
	Piso 4-1	4,1	0,15	1,3	12,60	0,003	0,004	3φ18	9,53	0,0033	0,004	3φ18
V4	Piso 5	4,1	0,15	0,4	1,34	0,003	0,014	3φ18	0,78	0,0033	0,014	3φ18
	Piso 4-1	4,1	0,15	1,3	12,96	0,003	0,004	3φ18	9,41	0,0033	0,004	4φ16
V5	Piso 5	3,3	0,15	0,4	0,23	0,003	0,014	3φ18	0,26	0,0033	0,014	3φ18
	Piso 4-1	3,3	0,15	1,3	3,21	0,003	0,004	3φ18	6,78	0,0033	0,004	4φ16
V6	Piso 5	4,1	0,15	0,4	1,33	0,003	0,014	3φ18	0,79	0,0033	0,014	3φ18
	Piso 4-1	4,1	0,15	1,3	12,84	0,003	0,004	3φ18	9,49	0,0033	0,004	3φ18
V7	Piso 5-1	3,2	0,15	0,4	5,57	0,003	0,014	3φ18	2,69	0,0033	0,014	3φ18
V8	Piso 5-1	3,2	0,15	1,3	5,59	0,003	0,014	3φ18	2,68	0,0033	0,014	3φ18
V9	Piso 5-1	3,2	0,15	0,4	5,58	0,003	0,014	3φ18	2,68	0,0033	0,014	3φ18
V10	Piso 5-1	3,2	0,15	1,3	5,61	0,003	0,014	3φ18	2,68	0,0033	0,014	3φ18
V11	Piso 5-1	3,3	0,15	0,4	4,60	0,003	0,014	3φ18	4,34	0,0033	0,014	3φ18
V12	Piso 4-1	3,8	0,15	1,3	0,99	0,003	0,014	3φ18	1,61	0,0033	0,014	3φ18
V13	Piso 4-1	1,6	0,15	0,4	2,26	0,003	0,006	3φ18	1,04	0,0033	0,006	3φ18

Tabla 4.7. Acero de refuerzo en vigas, zona sísmica II.

Viga	Piso	L [m]	b [m]	h [m]	M <sub>u</sub> [ton-m]	ρ req	ρ	Armadura Superior	M <sub>u</sub> [ton-m]	ρ req	ρ	Armadura Inferior
V1	Piso 5	4,1	0,15	0,4	1,08	0,003	0,014	3φ18	0,53	0,0033	0,014	3φ18
	Piso 4-1	4,1	0,15	1,3	10,16	0,003	0,004	3φ18	6,76	0,0033	0,004	3φ18
	Base	4,1	0,15	0,9	1,14	0,003	0,006	3φ18	0,62	0,0033	0,006	3φ18
V2	Piso 5	3,3	0,15	0,4	0,23	0,003	0,014	3φ18	0,22	0,0033	0,014	3φ18
	Piso 4-1	3,3	0,15	1,3	2,92	0,003	0,004	3φ18	6,06	0,0033	0,004	3φ18
V3	Piso 5	4,1	0,15	0,4	0,75	0,003	0,014	3φ18	0,52	0,0033	0,014	3φ18
	Piso 4-1	4,1	0,15	1,3	9,94	0,003	0,004	3φ18	6,87	0,0033	0,004	3φ18
	Base	4,1	0,15	0,9	1,14	0,003	0,006	3φ18	0,62	0,0033	0,006	3φ18
V4	Piso 5	4,1	0,15	0,4	1,09	0,003	0,014	3φ18	0,53	0,0033	0,014	3φ18
	Piso 4-1	4,1	0,15	1,3	10,28	0,003	0,004	3φ18	6,74	0,0033	0,004	3φ18
	Base	4,1	0,15	0,9	1,14	0,003	0,006	3φ18	0,62	0,0033	0,006	3φ18
V5	Piso 5	3,3	0,15	0,4	0,20	0,003	0,014	3φ18	0,23	0,0033	0,014	3φ18
	Piso 4-1	3,3	0,15	1,3	2,23	0,003	0,004	3φ18	5,76	0,0033	0,004	3φ18
V6	Piso 5	4,1	0,15	0,4	0,76	0,003	0,014	3φ18	0,52	0,0033	0,014	3φ18
	Piso 4-1	4,1	0,15	1,3	10,16	0,003	0,004	3φ18	6,82	0,0033	0,004	3φ18
	Base	4,1	0,15	0,9	1,14	0,003	0,006	3φ18	0,62	0,0033	0,006	3φ18
V7	Piso 5-1	3,2	0,15	0,4	5,16	0,003	0,014	3φ18	2,52	0,0033	0,014	3φ18
V8	Piso 5-1	3,2	0,15	1,3	5,18	0,003	0,014	3φ18	2,51	0,0033	0,014	3φ18
V9	Piso 5-1	3,2	0,15	0,4	5,17	0,003	0,014	3φ18	2,52	0,0033	0,014	3φ18
V10	Piso 5-1	3,2	0,15	1,3	5,19	0,003	0,014	3φ18	2,51	0,0033	0,014	3φ18
V11	Piso 5-1	3,3	0,15	0,4	3,49	0,003	0,014	3φ18	3,23	0,0033	0,014	3φ18
V12	Piso 4-1	3,8	0,15	1,3	0,99	0,003	0,014	3φ18	1,53	0,0033	0,014	3φ18
V13	Piso 4-1	1,6	0,15	0,4	2,23	0,003	0,006	3φ18	1,07	0,0033	0,006	3φ18

## 4.2.2. Resistencia al Corte.

Para el refuerzo transversal de las vigas se calcula con el esfuerzo de corte mayor que recibe la viga según la Ecuación 4.7 y 4.8, considerando la cuantía mínima según la Ecuación 4.9.

$$\phi V_n \geq V_u \text{ con } \phi = 0,6$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 4.7

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d}$$

Ecuación 4.8

$$\rho_{min} = \frac{A_s}{s} = \frac{3,5b_w}{f_y} = 0,0125$$

Ecuación 4.9

La Tabla 4.8 y la Tabla 4.9 resume la armadura transversal de refuerzo al corte de las vigas de la estructura.

Tabla 4.8. Acero de refuerzo al corte en las vigas, zona sísmica III.

Viga	Piso	V <sub>u</sub> [ton]	ρ	Ref.
V1	Piso 5	0,82	0,067	Eφ8@15
	Piso 4-1	5,39	0,067	Eφ8@15
V2	Piso 5	0,37	0,067	Eφ8@15
	Piso 4-1	2,44	0,067	Eφ8@15
V3	Piso 5	0,81	0,067	Eφ8@15
	Piso 4-1	5,35	0,067	Eφ8@15
V4	Piso 5	0,82	0,067	Eφ8@15
	Piso 4-1	5,51	0,067	Eφ8@15
V5	Piso 5	0,36	0,067	Eφ8@15
	Piso 4-1	1,28	0,067	Eφ8@15
V6	Piso 5	0,81	0,067	Eφ8@15
	Piso 4-1	5,47	0,067	Eφ8@15
V7	Piso 5-1	9,23	0,067	Eφ8@15
V8	Piso 5-1	9,22	0,067	Eφ8@15
V9	Piso 5-1	9,22	0,067	Eφ8@15
V10	Piso 5-1	9,21	0,067	Eφ8@15
V11	Piso 5-1	3,04	0,067	Eφ8@15
V12	Piso 4-1	2,06	0,067	Eφ8@15
V13	Piso 4-1	1,61	0,067	Eφ8@15

Tabla 4.9. Acero de refuerzo al corte en las vigas, zona sísmica II.

Viga	Piso	$V_u$ [ton]	$\rho$	Ref.
V1	Piso 5	0,72	0,067	E $\phi$ 8@15
	Piso 4-1	4,58	0,067	E $\phi$ 8@15
V2	Piso 5	0,35	0,067	E $\phi$ 8@15
	Piso 4-1	2,35	0,067	E $\phi$ 8@15
V3	Piso 5	0,71	0,067	E $\phi$ 8@15
	Piso 4-1	4,53	0,067	E $\phi$ 8@15
V4	Piso 5	0,72	0,067	E $\phi$ 8@15
	Piso 4-1	4,69	0,067	E $\phi$ 8@15
V5	Piso 5	0,34	0,067	E $\phi$ 8@15
	Piso 4-1	1,2	0,067	E $\phi$ 8@15
V6	Piso 5	0,71	0,067	E $\phi$ 8@15
	Piso 4-1	4,66	0,067	E $\phi$ 8@15
V7	Piso 5-1	9,23	0,067	E $\phi$ 8@15
V8	Piso 5-1	9,22	0,067	E $\phi$ 8@15
V9	Piso 5-1	9,22	0,067	E $\phi$ 8@15
V10	Piso 5-1	9,19	0,067	E $\phi$ 8@15
V11	Piso 5-1	2,35	0,067	E $\phi$ 8@15
V12	Piso 4-1	2,06	0,067	E $\phi$ 8@15
V13	Piso 4-1	1,62	0,067	E $\phi$ 8@15

### 4.3. Diseño de losas.

Se está considerando el diseño del edificio con elementos prefabricados, en el caso específico de las losas, las losas prefabricadas son un elemento estructural compuesto por una losa prefabricada, malla electrosoldada, armadura ante el momento negativo y una sobrelosa de hormigón vaciada in situ. La Figura 4.6 muestra la sección transversal de una losa de ancho L que comercialmente varía entre los 60 a 120 [cm].

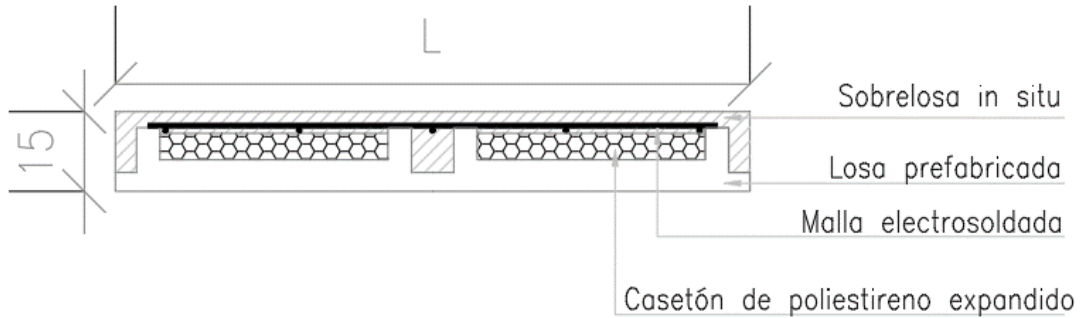


Figura 4.6. Sección transversal de losa prefabricada

La Tabla 4.10 muestra el acero de refuerzo para la dirección X e Y la cual se ocupa en todos los pisos del edificio en ambas zonas sísmicas como refuerzo de momento negativo en las zonas de apoyo.

Tabla 4.10. Acero de refuerzo en losas.

Dirección	Espesor Losa [cm]	$\rho_{\text{mín}}$	Refuerzo	$\text{ØMn}$ [ton-m/m]
X	15	0,0018	$\Phi 8@20$	1,11
Y				

### 4.4. Diseño de fundaciones.

El diseño de la fundación del edificio consiste en un sistema de zapatas corridas de 40 [cm] de espesor y 100 [cm] de ancho y vigas de fundación de 40 [cm] de espesor y 15 [cm] de ancho que se conectan entre las zapatas para crear un contorno cerrado.

De acuerdo con la mecánica de suelos de una arena limosa bien gradada que cumple con las características de un suelo tipo C, la Tabla 4.11 muestra los parámetros típicos del suelo de fundación.

Tabla 4.11. Parámetros del suelo de fundación.

Parámetro	Valor
$Q_{\text{adm}}$ estático	30 [ton/m <sup>2</sup> ]
$Q_{\text{adm}}$ dinámico	39 [ton/m <sup>2</sup> ]
Coefficiente de balasto	3000 [ton/m <sup>3</sup> ]
Densidad del suelo	1,8 [ton/m <sup>3</sup> ]

La fundación cumple con las tensiones admisibles en ambos modelos realizados en la zona sísmica III y zona sísmica II como se observan en las Figura 4.7, Figura 4.8, Figura 4.9 y Figura 4.10

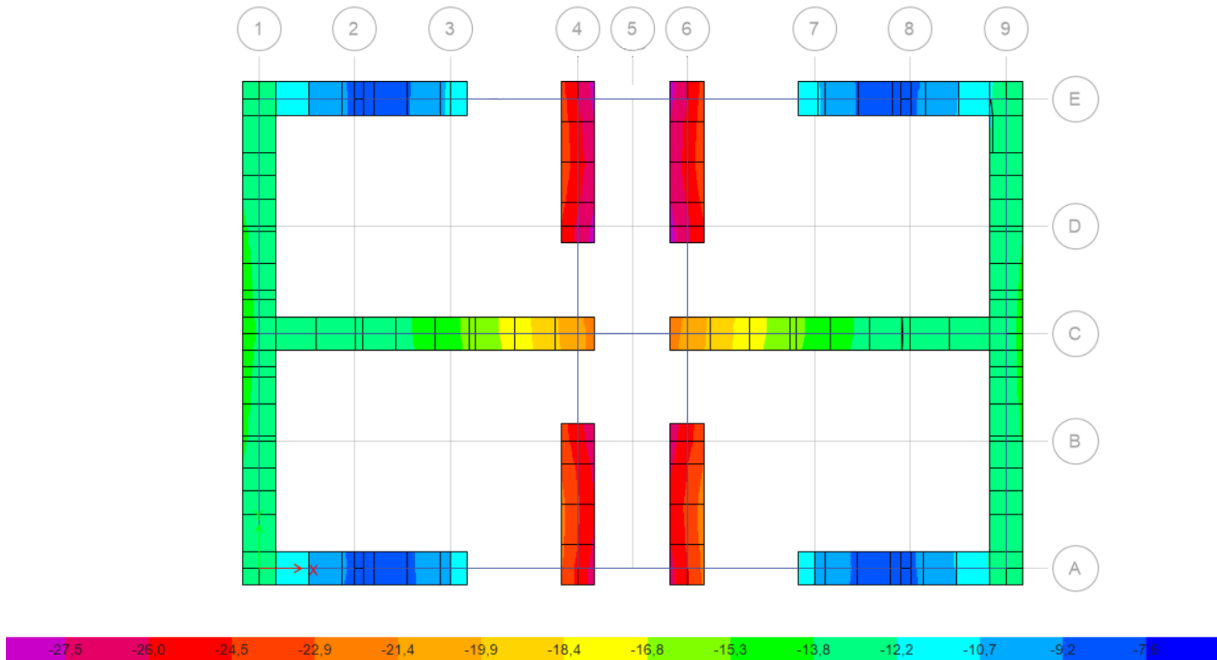


Figura 4.7. Envolvente de tensiones, caso estático, fundación edificio empotrado en zona sísmica III.

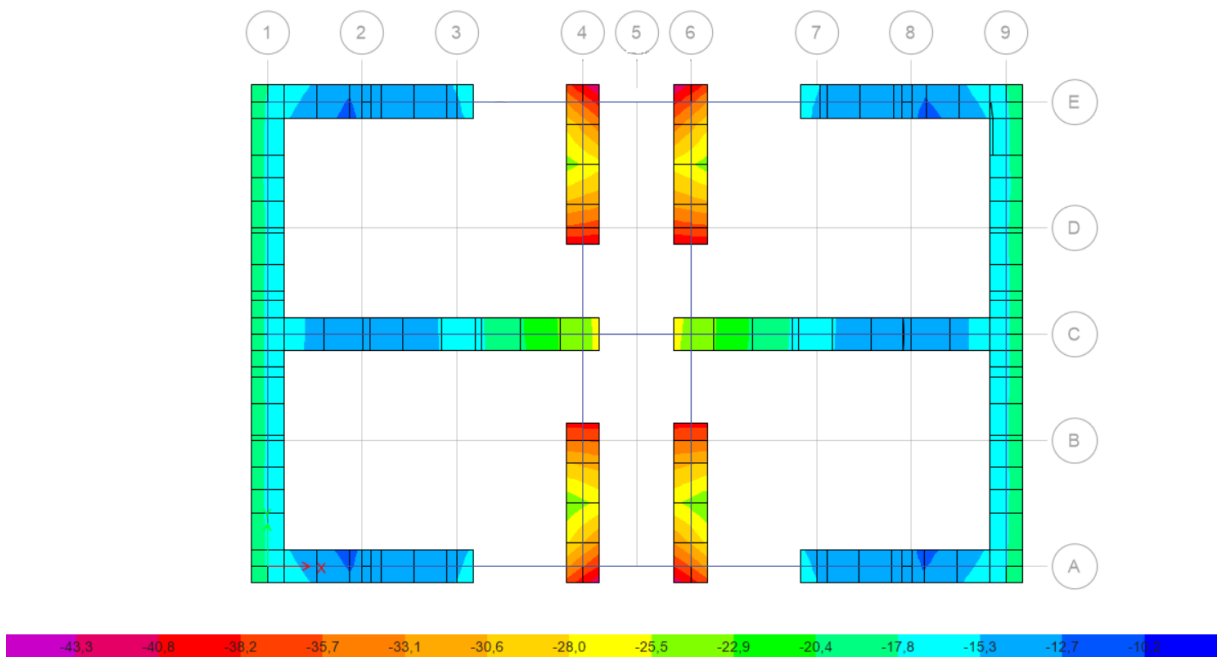


Figura 4.8. Envolvente de tensiones, caso dinámico, fundación edificio empotrado en zona sísmica III.

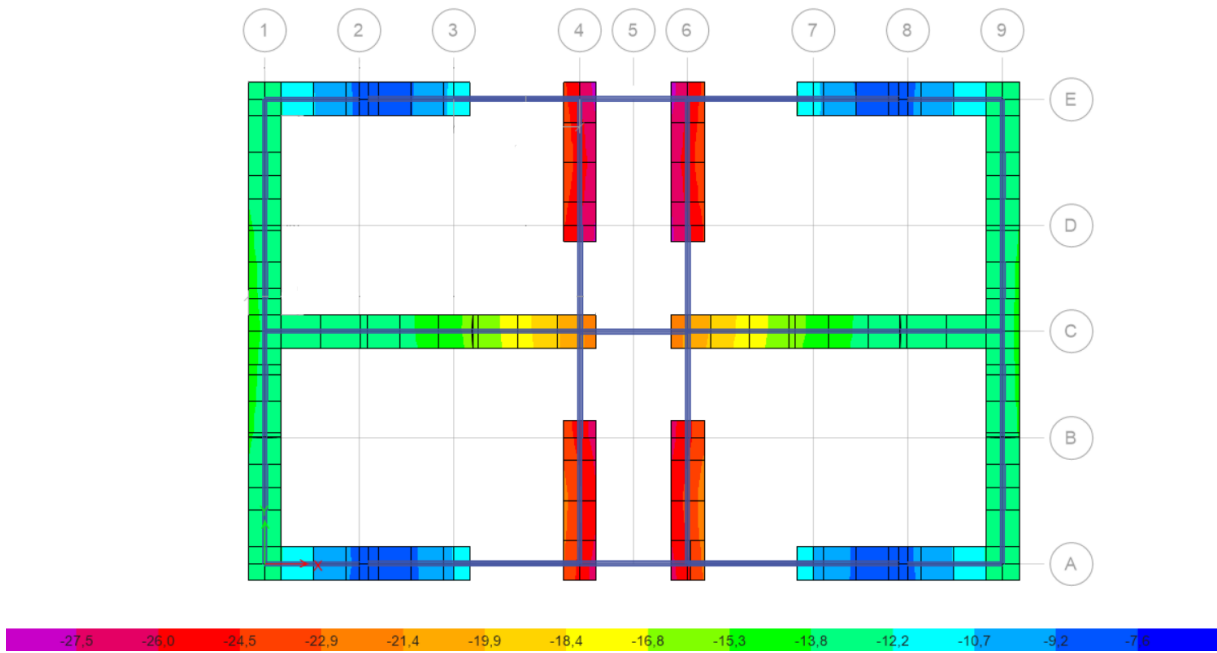


Figura 4.9. Envolvente de tensiones, caso estático, fundación edificio empotrado en zona sísmica II.

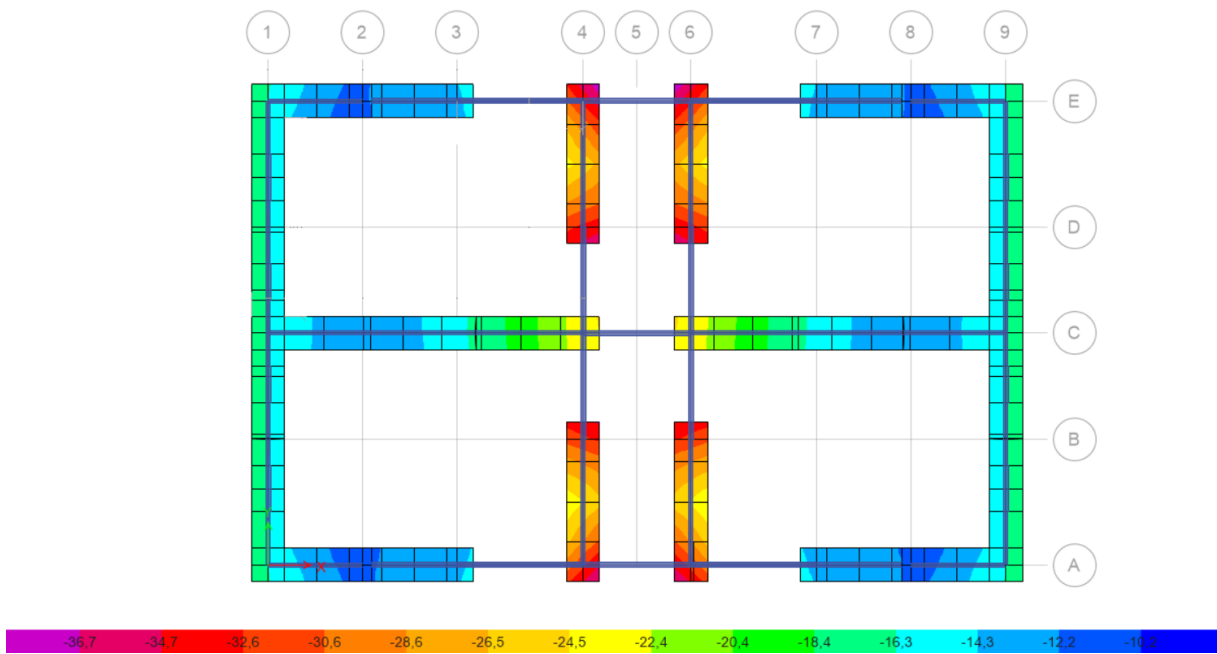


Figura 4.10. Envolvente de tensiones, caso dinámico, fundación edificio empotrado en zona sísmica II.

El refuerzo de acero se diseña a flexión cumpliendo la cuantía mínima permitida de 0,0018. La Figura 4.11 muestra la sección transversal y el refuerzo seleccionado para todas las zapatas.

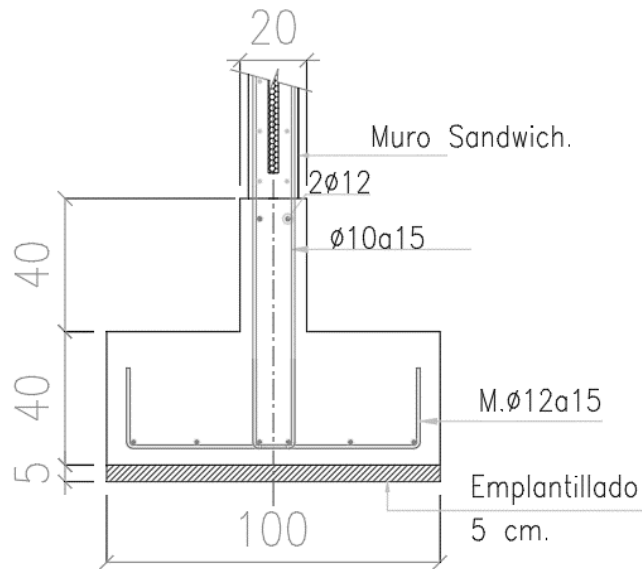


Figura 4.11. Detalle zapata corrida bajo muro sándwich.

La vigas de fundación se diseñan a flexión y a corte según las ecuaciones mostradas en el ítem 4.3, las que deben cumplir la cuantía mínima necesaria para el refuerzo. La Tabla 4.12. Refuerzo de acero en vigas de fundación. muestra el refuerzo de acero de las vigas de fundación para ambos modelos.

Tabla 4.12. Refuerzo de acero en vigas de fundación.

Refuerzo		$\rho_{\text{mín}}$	$\rho$
Flexión	2 $\phi$ 10	0,0033	0,004
Corte	E $\phi$ 10@15	0,0125	0,105

## Capítulo V

### 5. Implementación de aislación basal.

Tras el terremoto del 27 de febrero de 2010 produjo daños de magnitud significativa en gran cantidad de viviendas sociales de mediana altura, de las cuales la gran mayoría quedaron inhabitables y su reparación tiene un costo tan alto que la opción de demolición resulta ser la más económica. En este sentido la aislación sísmica es una tecnología probada que permite reducir las solicitaciones sísmicas entre un sexto y un octava de las que se presenta en una estructura fija [5].

El diseño de estructuras con aislación sísmica se fundamenta por el principio de separar la superestructura de los movimientos del suelo, a través de elementos flexibles en la dirección horizontal ubicados bajo la estructura y sobre la fundación. El uso de aislamiento sísmico elimina los requerimiento de ductilidad sobre las estructuras, lo que favorece a las edificaciones construidas con elementos prefabricados de hormigón [13], [34].

#### 5.1. Descripción de la estructura.

La estructura por diseñar corresponde al mismo edificio habitacional sobre un suelo C en ambas zonas sísmicas (Zona II y III) con incorporación de dispositivos de aislación basal. Se realiza el diseño de 3 opciones de configuración de posicionamiento y tipo de aisladores sísmicos en busca de optimizar el costo e identificar la mejor respuesta de la estructura ante eventos sísmicos. Las dimensiones de los elementos de hormigón se mantienen, se le agrega una losa en la base del edificio y vigas bajo los muros para soportar la superestructura.

Tabla 5.1. Dimensiones de elementos estructurales edificio aislado.

Elemento	Dimensiones
Espesor capa de hormigón 1	6 [cm]
Espesor material aislante	3 [cm]
Espesor capa de hormigón 2	6 [cm]
Espesor total del muro	15 [cm]
Sección viga semi invertida	15 x 130 [cm <sup>2</sup> ]
Sección viga	15 x 40 [cm <sup>2</sup> ]
Sección viga de amarre	50 x 70 [cm <sup>2</sup> ]
Espesor losa	14 [cm]

#### 5.2. Apoyos elastoméricos.

Se propuso tres alternativas para el sistema de aislamiento con aisladores elastoméricos (con y sin núcleo de plomo) y deslizadores friccionales. La distribución de los dispositivos en la planta se realiza en función de la geometría del edificio. Se fija un periodo objetivo entre los 2,5 a 3 [s] según lo estipulado en la norma y se realiza una iteración para el cálculo de la rigidez de los aisladores para alcanzar el periodo objetivo según la Ecuación 5.1:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_D}} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

Donde  $m$  corresponde la masa de la estructura y  $K_D$  total la rigidez total otorgada por los aisladores sísmicos los cuales se seleccionaron de un catálogo de la empresa *FIP Industriale* [35], [36] mostrados en la Figura 5.1.



Figura 5.1. a) Aislador elastomérico. b) Aislador elastomérico con núcleo de plomo. Donde H es la altura total incluyendo las placas de acero, h la altura total de elastómero, Dg el diámetro del elastómero y Z la longitud total de las placas de acero.

### 5.2.1. Opción 1.

El primer tipo de aislación sísmica, mostrado en la Figura 5.2, consiste en cuatro apoyos elastoméricos con núcleo de plomo (AE LRB) que soportan a las cargas verticales y proveen una capacidad de deformación y restitución ante cargas sísmicas, además de ocho deslizadores friccionales (DF) de acero que sirven como apoyo ya que soportan a las cargas verticales. La figura muestra la configuración del sistema y la tabla muestra las propiedades del aislador.

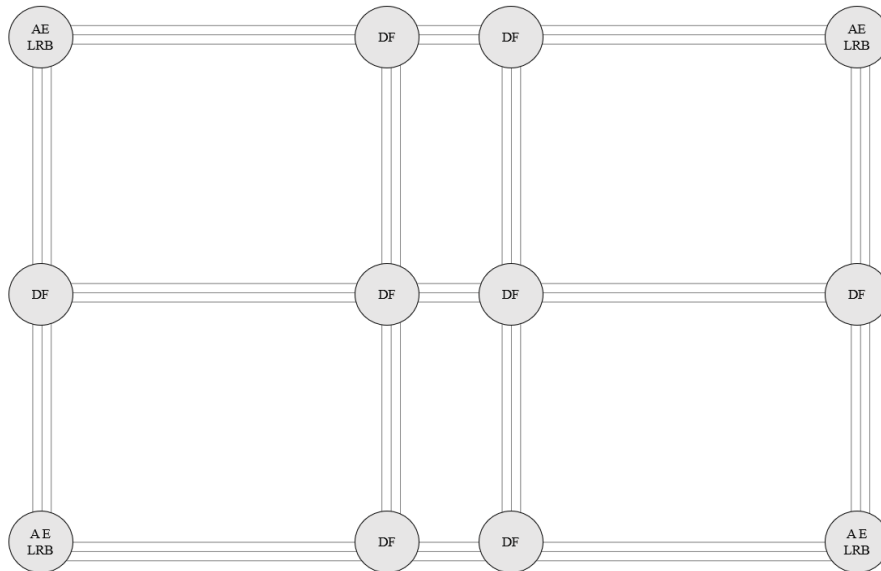


Figura 5.2. Opción 1 sistema de aislación sísmica.

Las Tablas 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5 muestran las propiedades de los aisladores sísmicos.

Tabla 5.2. Propiedades del aislador, opción 1 en zona sísmica III.

Aislador	$K_{ef}$ [ton/m]	$K_v$ [ton/m]	D [mm]	H [mm]	Z [mm]	te [mm]
LRB-S 750/154-160	194	192600	750	317	800	154

Tabla 5.3. Propiedades del aislador, opción 1 en zona sísmica II.

Aislador	$K_{ef}$ [ton/m]	$K_v$ [ton/m]	D [mm]	H [mm]	Z [mm]	te [mm]
LRB-S 600/126-125	198	244800	600	276	650	126

Tabla 5.4. Rigidez y periodo de la estructura en zona sísmica III.

Rigidez y Periodo	
W	138 [ton-s <sup>2</sup> /m]
$K_D$	791 [ton/m]
T	2,62 [s]

Tabla 5.5. Rigidez y periodo de la estructura en zona sísmica II.

Rigidez y Periodo	
W	138 [ton-s <sup>2</sup> /m]
$K_D$	758 [ton/m]
T	2,68 [s]

## 5.2.2. Opción 2.

El segundo tipo de aislación sísmica, mostrado en la Figura 5.3, consiste en dos apoyos elastoméricos con núcleo de plomo (AE LRB) en el eje central de la estructura, además de diez deslizadores friccionales (DF) para soportar las cargas verticales.

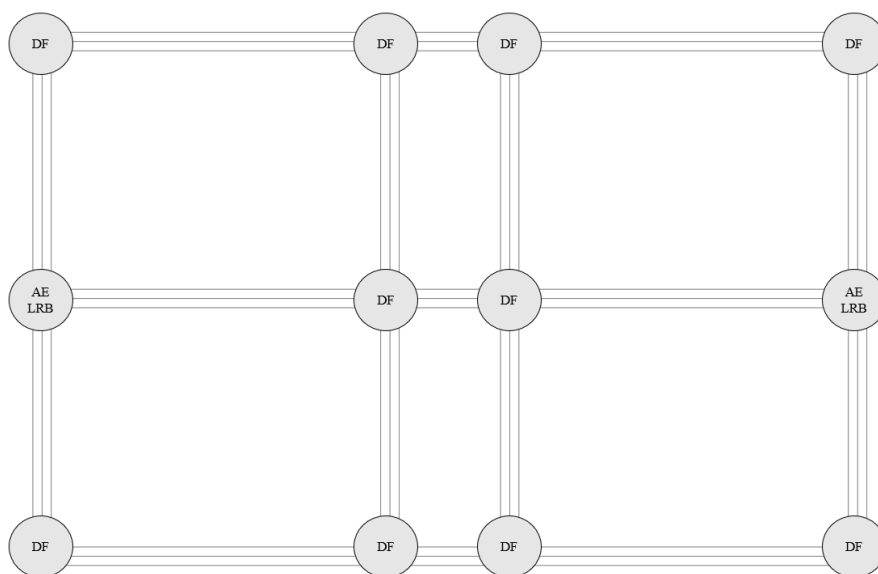


Figura 5.3. Opción 2 sistema de aislación sísmica.

Las Tablas 5.6, 5.7, 5.8 y 5.9 muestran las propiedades de los aisladores sísmicos.

Tabla 5.6. Propiedades del aislador, opción 2 en zona sísmica III.

Aislador	$K_{ef}$ [ton/m]	$K_v$ [ton/m]	D [mm]	H [mm]	Z [mm]	te [mm]
LRB-SN 1000/180-200	383	373700	1000	316	1050	180

Tabla 5.7. Propiedades del aislador, opción 2 en zona sísmica II.

Aislador	$K_{ef}$ [ton/m]	$K_v$ [ton/m]	D [mm]	H [mm]	Z [mm]	te [mm]
LRB-SN 900/171-185	349	289200	900	353	950	171

Tabla 5.8. Rigidez y periodo de la estructura en zona sísmica III.

Rigidez y Periodo	
W	138[ton-s <sup>2</sup> /m]
$K_D$	781 [ton/m]
T	2,64 [s]

Tabla 5.9. Rigidez y periodo de la estructura en zona sísmica II.

Rigidez y Periodo	
W	138[ton-s <sup>2</sup> /m]
$K_D$	712 [ton/m]
T	2,76 [s]

### 5.2.3. Opción 3.

El tercer tipo de aislación sísmica, mostrado en la Figura 5.4, consiste en dos aisladores con centro de plomo (AE LRB) en el eje central de la estructura, cuatro aisladores elastoméricos en las esquinas (AE) y seis deslizadores friccionales (DF).

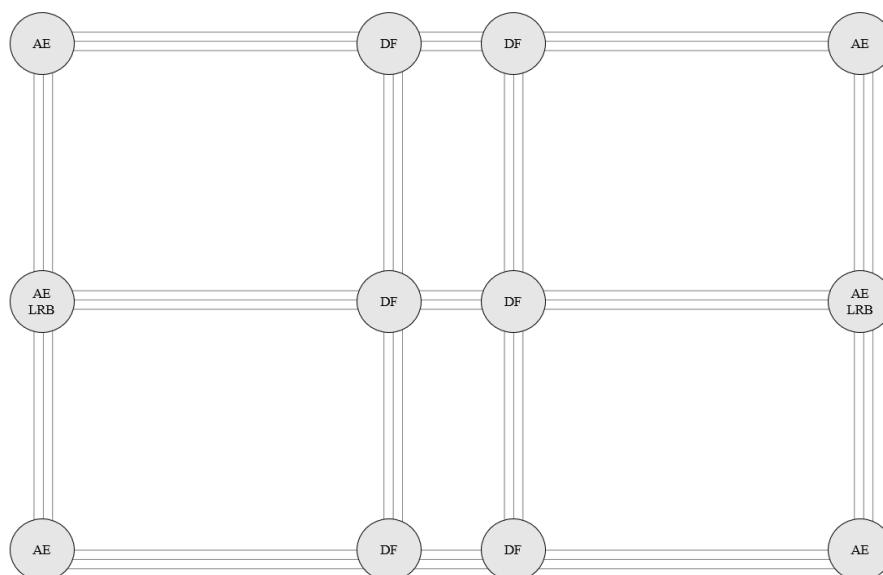


Figura 5.4. Opción 3 sistema de aislación sísmica.

Las Tablas 5.10, 5.11, 5.12 y 5.13 muestran las propiedades de los aisladores sísmicos.

Tabla 5.10. Propiedades del aislador, opción 2 en zona sísmica III.

Aislador	$K_{ef}$ [ton/m]	$K_v$ [ton/m]	D [mm]	H [mm]	Z [mm]	te [mm]
LRB-S 850/168-150	205	234500	850	338	900	168
SI-S 650/153	87	100500	650	291	700	153

Tabla 5.11. Propiedades del aislador, opción 2 en zona sísmica II.

Aislador	$K_{ef}$ [ton/m]	$K_v$ [ton/m]	D [mm]	H [mm]	Z [mm]	te [mm]
LRB-S 750/126-125	198	244800	750	287	800	126
SI-S 600/128	88	106700	600	263	650	128

Tabla 5.12. Rigidez y periodo de la estructura en zona sísmica III.

Rigidez y Periodo	
W	138[ton-s <sup>2</sup> /m]
$K_D$	809 [ton/m]
T	2,59 [s]

Tabla 5.13. Rigidez y periodo de la estructura en zona sísmica II.

Rigidez y Periodo	
W	138[ton-s <sup>2</sup> /m]
$K_D$	762 [ton/m]
T	2,67 [s]

### 5.3. Disposiciones de la norma NCh2745.

Se tuvieron en cuenta las disposiciones de la norma NCh 2645 Of. 2013 “Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica”.

#### 5.3.1. Espectro de diseño.

En una estructura aislada se consideran las cargas sísmicas mediante el espectro de diseño propuesto en la norma. La Tabla 5.14 muestra los valores que definen el espectro de diseño.

Tabla 5.14. Parámetros sísmicos del espectro de diseño (SDI).

Parámetros sísmicos para la construcción del espectro de diseño	
$T_a$	0,03 [s]
$T_b$	0,375 [s]
$T_c$	0,68 [s]
$T_d$	1,58 [s]
$T_e$	10 [s]
$T_f$	33 [s]
$\alpha A$	1212 [cm/s <sup>2</sup> ]
$\alpha V$	131 [cm/s]
$\alpha D$	33 [cm]
Z (zona 2)	1
Z (zona 3)	1,25
$M_M$	1,20

La Figura 5.5 y Figura 5.6 muestran los espectros de diseño y espectro máximo posible.

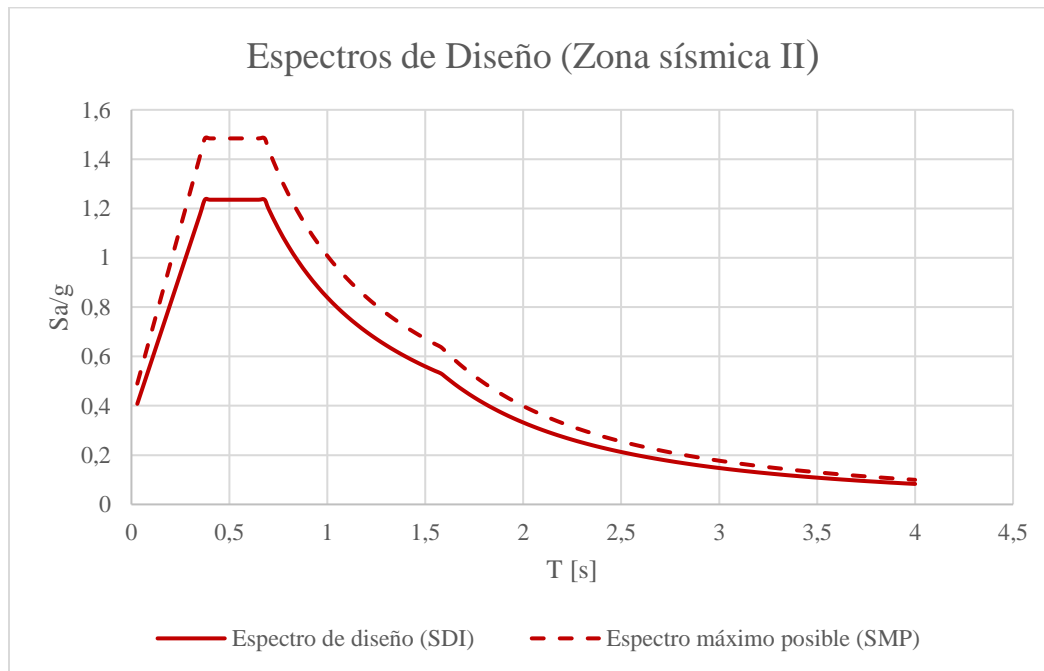


Figura 5.5. Espectro de diseño (SDI) y espectro de diseño al sismo máximo posible (SMP) en zona sísmica II.

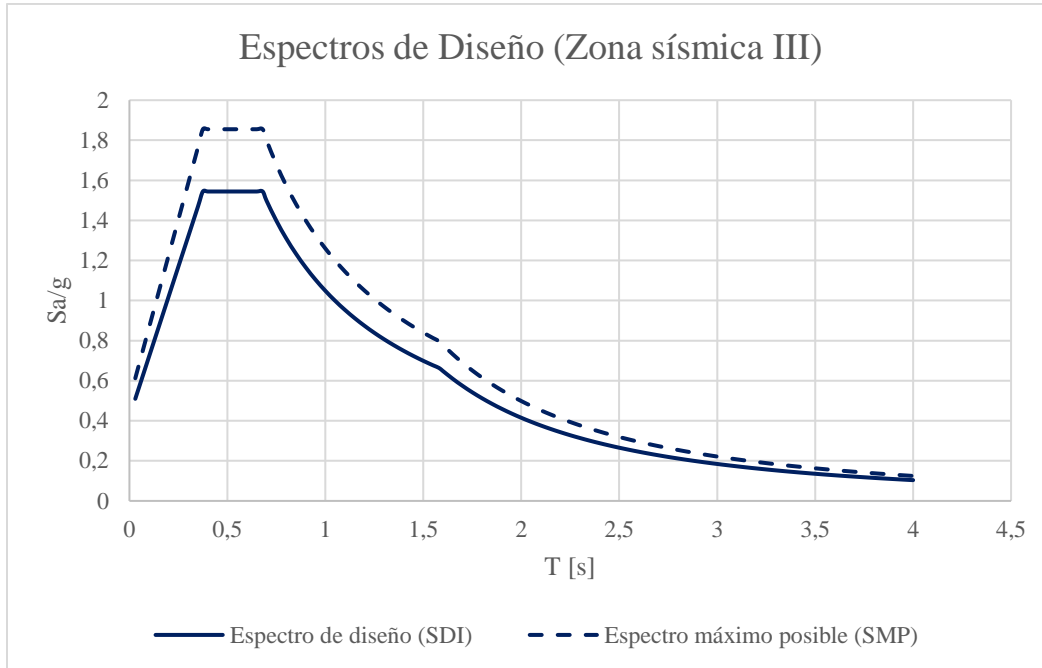


Figura 5.6. Espectro de diseño (SDI) y espectro de diseño al sismo máximo posible (SMP) en zona sísmica III.

### 5.3.2. Desplazamientos laterales mínimos.

#### 5.3.2.1. Desplazamiento lateral mínimo.

Las Ecuaciones 5.2, 5.3 y 5.4 muestran la obtención del desplazamiento, donde el coeficiente sísmico de desplazamiento  $C_D$  está en función del tipo de suelo. Se calcula el desplazamiento de acuerdo con el análisis dinámico en función de los periodos de la estructura aislada  $T_D$  y la estructura empotrada  $T$  y coeficiente numérico relativo a la razón de amortiguamiento efectivo para el desplazamiento de diseño  $B_D$ .

$$\text{Desplazamiento de diseño según análisis estático } D_D = \frac{C_D}{B_D} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

$$\text{Desplazamiento de diseño según análisis dinámico } D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 5.3}$$

$$\text{Desplazamiento total de diseño } D_{TD} = 1,1 D_D' \quad \text{Ecuación 5.4}$$

La Tabla 5.15 y Tabla 5.16 muestra los desplazamientos calculados.

Tabla 5.15. Desplazamientos mínimos (modelo en zona sísmica III).

Estructura	$D_D$ [mm]	$D_D'$ [mm]	$D_{TD}$ [mm]
Estructura aislada opción 1	247	236,8	260,4
Estructura aislada opción 2	247	236,8	260,5
Estructura aislada opción 3	247	236,7	260,3

Tabla 5.16. Desplazamientos mínimos (modelo en zona sísmica II).

Estructura	$D_D$ [mm]	$D_D'$ [mm]	$D_{TD}$ [mm]
Estructura aislada opción 1	198	189,6	208,5
Estructura aislada opción 2	198	189,8	208,8
Estructura aislada opción 3	198	189,6	208,5

Los elementos que se ubiquen bajo el sistema de aislación se deben verificar que el desplazamiento total de diseño, debido al análisis dinámico, debe ser menor al 90% del desplazamiento total de diseño  $D_{TD}$  calculado.

### 5.3.2.2. Desplazamiento total máximo.

Las muestran la obtención del desplazamiento, donde el coeficiente sísmico de desplazamiento  $C_M$  está en función del tipo de suelo. Se calcula el desplazamiento máximo de acuerdo con el análisis dinámico en función de los periodos de la estructura aislada  $T_M$  y la estructura empotrada  $T$  y coeficiente numérico relativo a la razón de amortiguamiento efectivo para el desplazamiento máximo  $B_M$ .

$$\text{Desplazamiento de diseño según análisis estático } D_M = \frac{C_M}{B_M} \quad \text{Ecuación 5.5}$$

$$\text{Desplazamiento de diseño según análisis dinámico } D_M' = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 5.6}$$

$$\text{Desplazamiento total de diseño } D_{TM} = 1,1 D_M' \quad \text{Ecuación 5.7}$$

Las Tablas 5.17 y 5.18 muestra los desplazamientos calculados.

Tabla 5.17. Desplazamientos total máximos (modelo en zona sísmica III).

Estructura	$D_M$ [mm]	$D_M'$ [mm]	$D_{TM}$ [mm]
Estructura aislada opción 1	296	284,1	312,5
Estructura aislada opción 2	296	284,2	312,6
Estructura aislada opción 3	296	284,0	312,4

Tabla 5.18. Desplazamientos total máximos (modelo en zona sísmica II).

Estructura	$D_M$ [mm]	$D_M'$ [mm]	$D_{TM}$ [mm]
Estructura aislada opción 1	237	227,5	250,2
Estructura aislada opción 2	237	227,8	250,5
Estructura aislada opción 3	237	227,5	250,2

La norma exige que el desplazamiento total máximo obtenido en el sistema de aislación no sea menor que el 80% del desplazamiento total máximo  $D_{TM}$  calculado.

### 5.3.3. Fuerzas sísmicas.

Las fuerzas laterales mínima se separan de acuerdo con las distintas partes del sistema aislado, el sistema de aislación, la subestructura y la superestructura. El esfuerzo de corte elástico es reducido por un factor de reducción  $R_b$  para elementos del sistema de aislación y elementos de la subestructura, y  $R_s$  para el diseño de elementos de la superestructura, la Tabla 5.19 muestra los factores de reducción.

Tabla 5.19. Factores de reducción.

Elemento estructural	Factor de reducción	Valor
Bajo el sistema de aislación	$R_b$	1,5
En el sistema de aislación	$R_b$	1
Sobre el sistema de aislación	$R_s$	2

Se debe verificar que la fuerza lateral mínima necesaria que debe resistir el sistema de aislación y los elementos de la subestructura está dada por la Ecuación 5.8 :

$$V_b = \frac{K_D D_D}{R_b} \quad \text{Ecuación 5.8}$$

Los elementos de la superestructura deben cumplir la fuerza lateral mínima dada por la Ecuación 5.9:

$$V_s = \frac{K_D D_D}{R_s} \quad \text{Ecuación 5.9}$$

Donde  $K_D$  es la rigidez efectiva del sistema de aislación.

### 5.3.4. Solicitaciones.

Las cargas gravitacionales se mantienen respecto al diseño de la estructura empotrada tradicional estipuladas en el ítem 3.3.2 Las cargas sísmicas se determinan mediante el análisis dinámico de la respuesta espectral del espectro de diseño.

### 5.3.5. Estabilidad para cargas verticales.

Cada elemento del sistema de aislación se debe diseñar para permanecer bajo la carga vertical máxima y mínima dada por la Ecuación 5.10 y Ecuación 5.11.

$$1,2D + 1,0L + |E|_{m\acute{a}x} \quad \text{Ecuación 5.10}$$

$$0,8D - |E|_{m\acute{i}n} \quad \text{Ecuación 5.11}$$

Donde  $D$  representa el peso propio del edificio y  $L$  la sobrecarga asignada. Por otra parte,  $|E|$  es la carga sísmica vertical en un aislador debido al volcamiento basado en la respuesta extrema debida al movimiento sísmico máximo posible SMP.

## 5.4. Modelación en ETABS.

El análisis se realizó mediante la modelación en ETABS en el cual se definen los elementos estructurales de igual manera que se definieron en el ítem 3.4. Para la incorporación del sistema de aislación se utiliza el elemento “link” el cual es un elemento de soporte para conectar un nodo a un apoyo y puede tener un comportamiento lineal y no lineal de acuerdo a las propiedades que se le asignen. Las Figura 5.7 muestra la modelación tridimensional del sistema aislado.

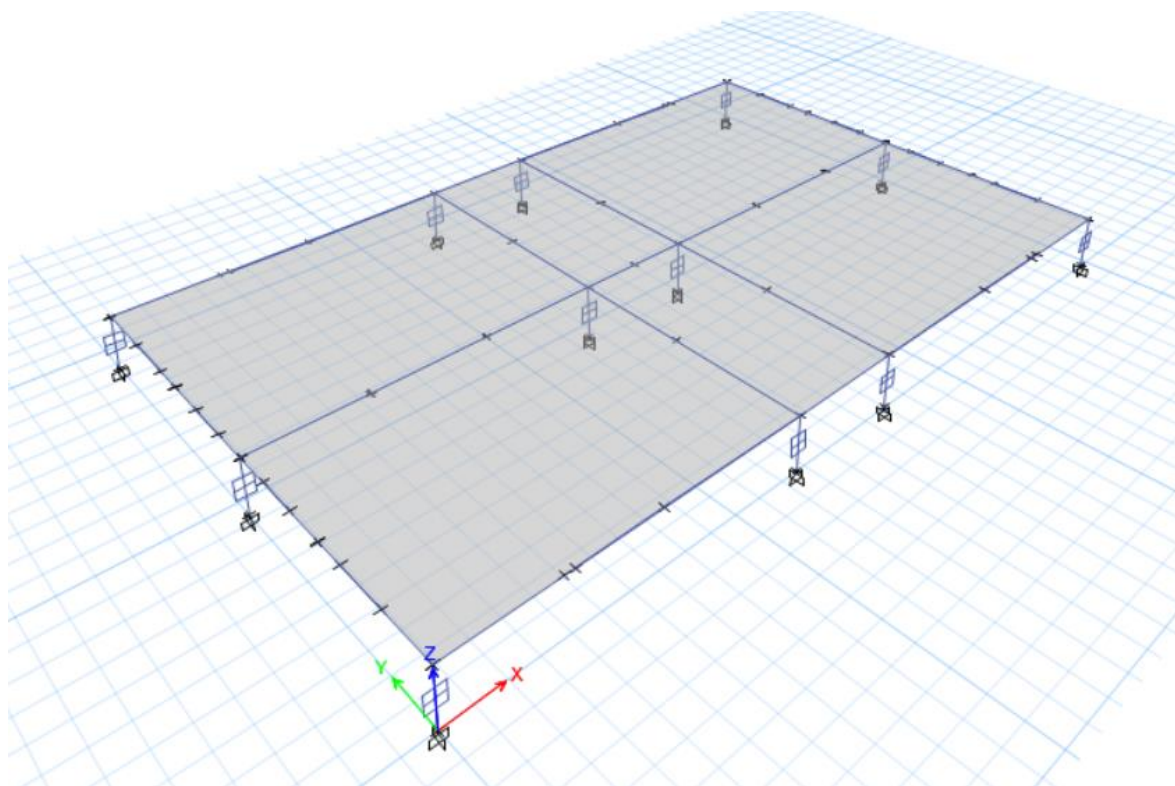


Figura 5.7. Modelo tridimensional del sistema de aislación con elementos “link” realizado en ETABS.

### 5.4.1. Periodos y participación modal.

El modelo realizado para las tres opciones, de estructura aislada, considera la rigidez total en los aisladores que se muestran en el capítulo 5.2. En los tres opciones de sistema de aislación la estructura se desacopla en ambas direcciones como se muestran en la Tabla 5.20 y la Tabla 5.21.

Tabla 5.20. Periodos y participación modal de la estructura aislada en zona sísmica III.

Estructura	Modo	T [s]	Masa Equivalente dirección X	Masa Equivalente dirección Y
Estructura empotrada	1	0,28	0,71	0
	2	0,23	0	0,71
Estructura aislada opción 1	1	2,62	1	0
	2	2,62	0	1
Estructura aislada opción 2	1	2,63	0	1
	2	2,63	1	0
Estructura aislada opción 3	1	2,59	1	0
	2	2,59	0	1

Tabla 5.21. Periodos y participación modal de la estructura aislada en zona sísmica II.

Estructura	Modo	T [s]	Masa Equivalente dirección X	Masa Equivalente dirección Y
Estructura empotrada	1	0,28	0,71	0
	2	0,23	0	0,71
Estructura aislada opción 1	1	2,67	1	0
	2	2,67	0	1
Estructura aislada opción 2	1	2,76	1	0
	2	2,75	0	1
Estructura aislada opción 3	1	2,67	1	0
	2	2,67	0	1

#### 5.4.2. Verificación de desplazamiento.

Con respecto a lo estipulado en el inciso 5.3.2. se deben verificar los desplazamientos laterales mínimos de acuerdo con el efecto que generar el sismo de diseño y el sismo máximo posible. La Tabla 5.22 y la Tabla 5.23 muestran los resultados obtenidos de la norma de diseño y del análisis dinámico.

Tabla 5.22. Resultados de desplazamiento total de diseño (modelo en zona sísmica III).

Estructura	$0,9D_{TD}$	Dirección X	Dirección Y
Estructura opción 1	234,4 [mm]	204,8 [mm]	205,5 [mm]
Estructura opción 2	234,5 [mm]	204,4 [mm]	204,5 [mm]
Estructura opción 3	234,3 [mm]	205,5 [mm]	204,9 [mm]

Tabla 5.23. Resultados de desplazamiento total máximos (modelo en zona sísmica III).

Estructura	$0,8D_{TM}$	Dirección X	Dirección Y
Estructura opción 1	250 [mm]	488,8 [mm]	490,6 [mm]
Estructura opción 2	250,1 [mm]	491 [mm]	491,5 [mm]
Estructura opción 3	249,9 [mm]	492,3 [mm]	492,1 [mm]

Se observa desde las tablas anteriores que para los modelos realizados en la zona sísmica III se cumple con las disposiciones de desplazamiento que estipula la norma de aislación sísmica. Análogamente, la Tabla 5.24 y Tabla 5.25 verifican los resultados en la zona II.

Tabla 5.24. Resultados de desplazamiento total de diseño (modelo en zona sísmica II).

Estructura	$0,9D_{TD}$	Dirección X	Dirección Y
Estructura opción 1	187,7 [mm]	163,9 [mm]	164,1 [mm]
Estructura opción 2	187,2 [mm]	163,6 [mm]	163,9 [mm]
Estructura opción 3	187,7 [mm]	164,1 [mm]	164,0 [mm]

Tabla 5.25. Resultados de desplazamiento total máximos (modelo en zona sísmica II).

Estructura	$0,8D_{TM}$	Dirección X	Dirección Y
Estructura opción 1	200,2 [mm]	393,7 [mm]	394,1 [mm]
Estructura opción 2	200,4 [mm]	392,9 [mm]	393,7 [mm]
Estructura opción 3	200,2 [mm]	394,3 [mm]	394,0 [mm]

Se observa que para los modelos realizados en la zona sísmica II se cumple con las disposiciones de desplazamiento que estipula la norma de aislación sísmica.

### 5.4.3. Corte de diseño sísmico para la subestructura.

El corte sísmico de la subestructura según la norma debe ser menor que el 90% del corte elástico según la  $V_b$  obtenido según la Ecuación 5.8 según la Ecuación 5.12.

$$\text{Corte límite: } 0,9V_b \quad \text{Ecuación 5.12}$$

El corte de diseño se obtiene reduciendo el corte elástico en ambas direcciones mediante la Ecuación 5.13.

$$\text{Corte de diseño} = \frac{\text{Corte elástico}}{R_b} \quad \text{Ecuación 5.13}$$

El corte de diseño no está limitado para la subestructura, las Tabla 5.26, Tabla 5.27 y Tabla 5.28 muestran los valores obtenidos del corte sísmico para la subestructura con las tres opciones de sistema de aislación basal en los modelos en la zona sísmica III.

Tabla 5.26. Corte de diseño sísmico para la subestructura del sistema aislado (opción 1) en zona sísmica III.

Parámetro	X	% peso	Y	% peso
T [s]	2,62		2,615	
Corte elástico [ton]	327	24%	328	24%
Rb	1,5		1,5	
Corte reducido [ton]	217,69	16%	218,36	16%
Limite	195,9	15%	196,5	15%

Tabla 5.27. Corte de diseño sísmico para la subestructura del sistema aislado (opción 2) en zona sísmica III.

Parámetro	X	% peso	Y	% peso
T [s]	2,632		2,632	
Corte elástico [ton]	323	24%	323	24%
Rb	1,5		1,5	
Corte reducido [ton]	215,61	16%	215,54	16%
Limite [ton]	194,0	14%	194,0	14%

Tabla 5.28. Corte de diseño sísmico para la subestructura del sistema aislado (opción 3) en zona sísmica III.

Parámetro	X	% peso	Y	% peso
T [s]	2,593		2,59	
Corte elástico [ton]	333	25%	334	25%
Rb	1,5		1,5	
Corte reducido [ton]	222,21	16%	222,66	17%
Limite [ton]	200,0	15%	200,4	15%

La Tabla 5.29, Tabla 5.30 y Tabla 5.31 muestran los valores obtenidos del corte sísmico para la subestructura con las tres opciones de sistema de aislación basal en los modelos en la zona sísmica II.

Tabla 5.29. Corte de diseño sísmico para la subestructura del sistema aislado (opción 1) en zona sísmica II.

Parámetro	X	% peso	Y	% peso
T [s]	2,674		2,67	
Corte elástico [ton]	251	19%	251	19%
Rb	1,5		1,5	
Corte reducido [ton]	167,11	12%	167,59	12%
Limite [ton]	150,4	11%	150,8	11%

Tabla 5.30. Corte de diseño sísmico para la subestructura del sistema aislado (opción 2) en zona sísmica II.

Parámetro	X	% peso	Y	% peso
T [s]	2,755		2,754	
Corte elástico [ton]	236	18%	236	18%
Rb	1,5		1,5	
Corte reducido [ton]	157,45	12%	157,49	12%
Limite [ton]	141,7	11%	141,7	11%

Tabla 5.31 Corte de diseño sísmico para la subestructura del sistema aislado (opción 3) en zona sísmica II.

Parámetro	X	% peso	Y	% peso
T [s]	2,67		2,667	
Corte elástico [ton]	251	19%	252	19%
Rb	1,5		1,5	
Corte reducido [ton]	167,66	12%	167,96	12%
Limite [ton]	150,9	11%	151,2	11%

#### 5.4.4. Corte de diseño sísmico para la superestructura.

El corte sísmico de la superestructura según la norma debe ser menor que el 80% del corte elástico obtenido según la Ecuación 5.14

$$\text{Corte límite: } 0,8V_s \quad \text{Ecuación 5.14}$$

El corte de diseño se obtiene reduciendo el corte elástico en ambas direcciones mediante la Ecuación 5.15

$$\text{Corte de diseño} = \text{Corte} \frac{\text{elástico}}{R_s} \quad \text{Ecuación 5.15}$$

Se debe considerar que la estructura aislada no se debe diseñar con un corte mínimo definido por la norma NCh 433 Of. 1996 Mod. 2012 comparado con el de una estructura de base fija con el mismo periodo considerando el coeficiente de importancia I igual a 1 y el parámetro S igual a 1 como muestra la Ecuación 5.16:

$$C_{\min} = \frac{A_0}{6g} \quad \text{Ecuación 5.16}$$

La Tabla 5.32, Tabla 5.33 y Tabla 5.34 resumen los valores obtenidos por el procedimiento y los porcentajes del peso para cada corte en ambas direcciones con las tres opciones de sistema de aislación basal en la zona sísmica III.

Tabla 5.32. Corte de diseño sísmico para la superestructura del sistema aislado (opción 1) en zona sísmica III.

Parámetro	X	% peso	Y	% peso
T [s]	0,279		0,231	
Corte elástico [ton]	327	24%	328	24%
R <sub>b</sub>	2		2	
Corte reducido [ton]	163,27	12%	163,77	12%
Límite [ton]	130,6	10%	131,0	10%
Corte mínimo [ton]	89,96	7%	89,96	7%
Factor de reducción	2,00		2,00	
Corte basal efectivo [ton]	163,27	12%	163,77	12%

Tabla 5.33. Corte de diseño sísmico para la superestructura del sistema aislado (opción 2) en zona sísmica III.

Parámetro	X	% peso	Y	% peso
T [s]	2,632		2,632	
Corte elástico [ton]	323	24%	323	24%
R <sub>b</sub>	2		2	
Corte reducido [ton]	161,70	12%	161,66	12%
Límite [ton]	129,4	10%	129,3	10%
Corte mínimo [ton]	89,96	7%	89,96	7%
Factor de reducción	2,00		2,00	
Corte basal efectivo [ton]	161,70	12%	161,66	12%

Tabla 5.34. Corte de diseño sísmico para la superestructura del sistema aislado (opción 3) en zona sísmica III.

Parámetro	X	% peso	Y	% peso
T [s]	2,59		2,59	
Corte elástico	333	25%	334	25%
Rb	2		2	
Corte reducido	166,66	12%	167,00	12%
Limite	133,3	10%	133,6	10%
Corte mínimo	89,96	7%	89,96	7%
Factor de reducción	2,00		2,00	
Corte basal efectivo [ton]	166,66	12%	167,00	12%

El amortiguamiento en el sistema de aislación implica que a una menor demanda de deformación sobre el mismo sistema y reduce la fuerza de corte en la superestructura. El cociente entre el corte elástico y el corte mínimo es mayor a 2 por lo tanto se mantiene según la norma el factor de reducción igual a 2, reduciendo a la mitad el corte basal efectivo asegurando que la estructura permanezca elástica durante el sismo de diseño y no se induzcan deformaciones inelásticas en la superestructura. Las Tabla 5.35, Tabla 5.35 y Tabla 5.36 resumen los valores obtenidos por el procedimiento y los porcentajes del peso para cada corte en ambas direcciones con las tres opciones de sistema de aislación basal en la zona sísmica II.

Tabla 5.35. Corte de diseño sísmico para la superestructura del sistema aislado (opción 1) en zona sísmica II.

Parámetro	X	% peso	Y	% peso
T [s]	2,674		2,67	
Corte elástico [ton]	251	19%	251	19%
Rb	2		2	
Corte reducido [ton]	125,33	9%	125,69	9%
Limite [ton]	100,3	7%	100,6	7%
Corte mínimo [ton]	67,47	5%	67,47	5%
Factor de reducción	2,00		2,00	
Corte basal efectivo [ton]	125,33	9%	125,69	9%

Tabla 5.36. Corte de diseño sísmico para la superestructura del sistema aislado (opción 2) en zona sísmica II.

Parámetro	X	% peso	Y	% peso
T [s]	2,755		2,754	
Corte elástico [ton]	236	18%	236	18%
Rb	2		2	
Corte reducido [ton]	118,09	9%	118,12	9%
Limite [ton]	94,5	7%	94,5	7%
Corte mínimo [ton]	67,47	5%	67,47	5%
Factor de reducción	2,00		2,00	
Corte basal efectivo [ton]	118,09	9%	118,12	9%

Tabla 5.37. Corte de diseño sísmico para la superestructura del sistema aislado (opción 3) en zona sísmica II.

Parámetro	X	% peso	Y	% peso
T [s]	2,67		2,667	
Corte elástico	251	19%	252	19%
Rb	2		2	
Corte reducido	125,74	9%	125,97	9%
Limite	100,6	7%	100,8	7%
Corte mínimo	67,47	5%	67,47	5%
Factor de reducción	2,00		2,00	
Corte basal efectivo	125,74	9%	125,97	9%

#### 5.4.5. Estabilidad en aisladores para cargas verticales

De acuerdo con las ecuaciones del ítem 5.3.5 para la verificación de estabilidad de la estructura proporcionado por los aisladores, los valores que resultan del análisis se muestran en la Tabla 5.38 para el modelo en la zona sísmica III y la Tabla 5.39 para el modelo en la zona sísmica II.

Tabla 5.38. Fuerza máxima a compresión, zona sísmica III.

Sistema de aislación sísmica	Fuerza máxima a compresión
Opción 1	186,07 [ton]
Opción 2	319 [ton]
Opción 3	254 [ton]

Tabla 5.39. Fuerza máxima a compresión, zona sísmica II.

Sistema de aislación sísmica	Fuerza máxima a compresión
Opción 1	184,2 [ton]
Opción 2	310,7 [ton]
Opción 3	256,3 [ton]

De los resultados, los valores de máxima compresión son aceptables de acuerdo con el valor de carga máxima vertical que soporta cada aislador. En cuanto al valor de la máxima fuerza de tracción igual a 0 [ton] significa que no existe levantamiento en los aisladores.

### 5.4.6. Deformaciones sísmicas.

La norma NCh 2745 de diseño de edificios con aislación sísmica exige que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos (o *drift*) consecutivos medidos en el centro de masa de cada una de las direcciones de análisis cumpla con la Ecuación 5.17:

$$drift = \frac{\text{Diferencia de desplazamiento entre piso}}{\text{altura entre piso}} < 0,0025 \quad \text{Ecuación 5.17}$$

La Figura 5.8 muestran el *drift* entre piso la estructura ubicada en zona sísmica III.

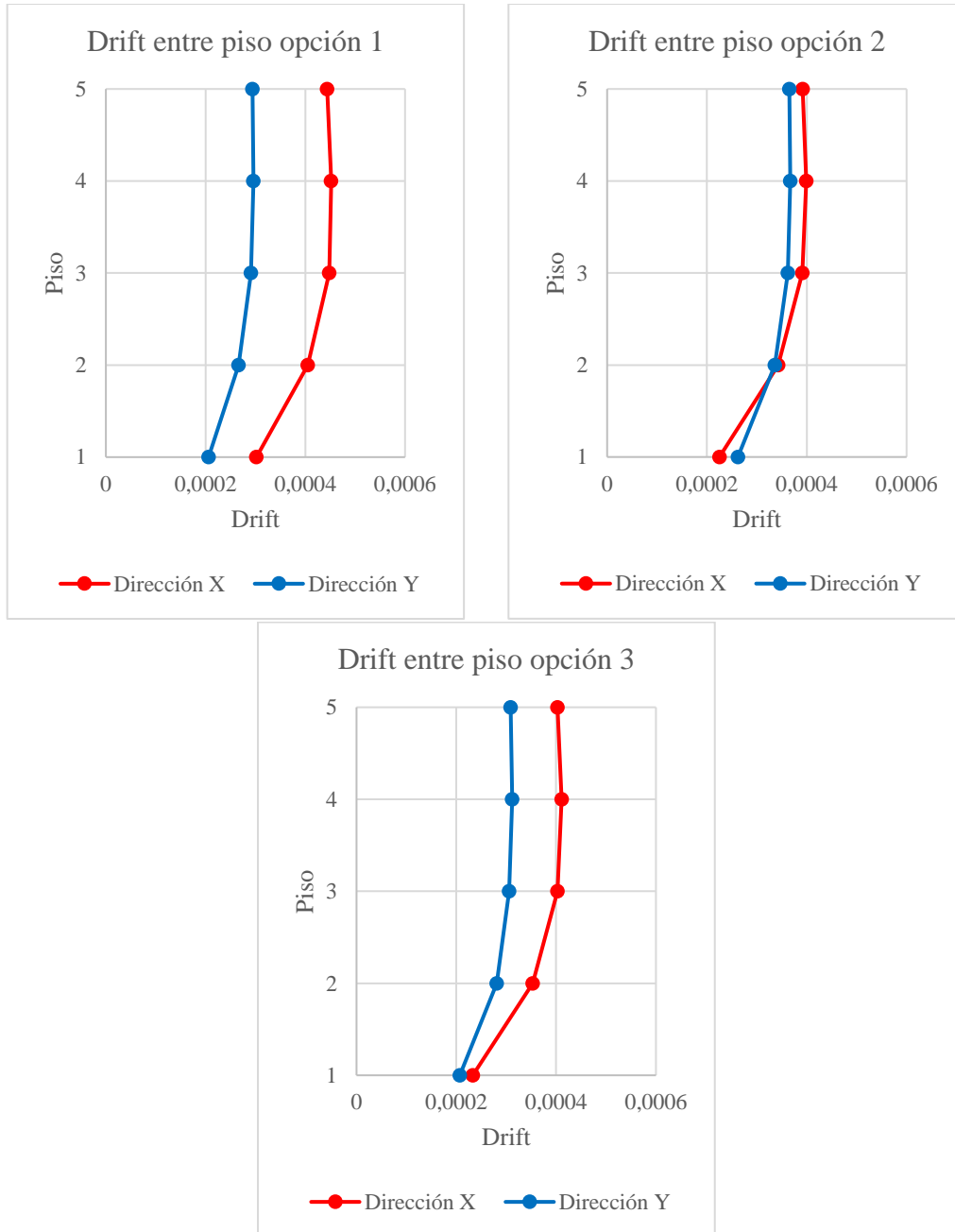


Figura 5.8. Desplazamiento relativo entre pisos para las tres opciones de aislamiento sísmico para la zona sísmica III.

La Figura 5.9 muestran el *drift* entre piso la estructura ubicada en zona sísmica II.

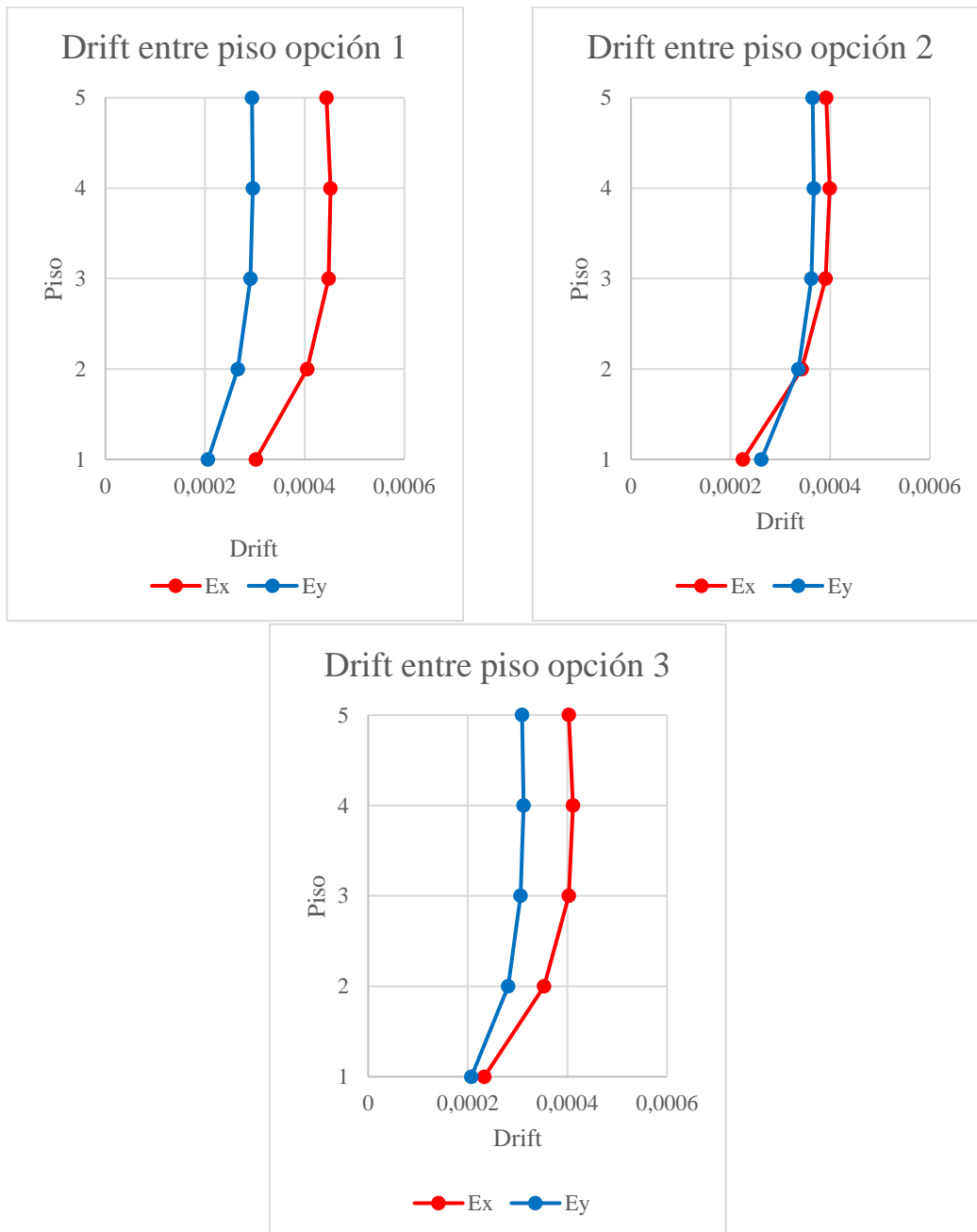


Figura 5.9. Desplazamiento relativo entre pisos para las tres opciones de aislamiento sísmico para la zona sísmica II

## Capítulo VI

### 6. Diseño de la estructura aislada.

#### 6.1. Diseño de muros.

El diseño de muros se llevó a cabo considerando solo esfuerzos gravitacionales aplicados a la estructura ya que se cumple que la deformación sísmica no afecta al edificio por sobre el sistema de aislación. El diseño de los muros se realiza de la misma forma que el diseño de los muros de la estructura con base fija. La Tabla 6.1 muestra la carga axial ultima debido a las combinaciones de carga sobre el muro y el valor limite y la tabla 6.2 resume el cálculo de la resistencia al corte de los muros y la armadura transversal de refuerzo al corte.

Tabla 6.1. Límite de carga axial para cada muro en modelo aislado

Muro	L [m]	e [m]	Ag [m <sup>2</sup> ]	Pu [ton]	Pímite [ton]
M1	2,84	0,12	0,3402	53,9	238,1
M2	2,84	0,12	0,3402	53,5	238,1
M3	2,84	0,12	0,3402	53,3	238,1
M4	2,84	0,12	0,3402	52,4	238,1
M5	1,60	0,12	0,192	82,8	134,4
M6	0,80	0,12	0,096	4,7	67,2
M7	1,10	0,12	0,132	42,2	92,4
M8	1,00	0,12	0,12	28,8	84
M9	1,00	0,12	0,12	28,8269	84
M10	1,10	0,12	0,132	42,7	92,4
M11	0,80	0,12	0,096	4,7	67,2
M12	1,60	0,12	0,192	82,8	134,4
M13	1,60	0,12	0,192	82,8	134,4
M14	0,80	0,12	0,096	4,7	67,2
M15	1,10	0,12	0,132	28,5	92,4
M16	1,00	0,12	0,12	41,8	84
M17	1,00	0,12	0,12	28,6	84
M18	1,10	0,12	0,132	42,9	92,4
M19	0,80	0,12	0,096	4,7	67,2
M20	1,60	0,12	0,192	81,7	134,4
M21	3,08	0,12	0,36912	24,2	258,4
M22	3,16	0,12	0,37908	16,6	265,4
M23	3,24	0,12	0,3882	106,2	271,7
M24	3,24	0,12	0,3882	105,8	271,7
M25	3,16	0,12	0,37908	16,6	265,4
M26	3,08	0,12	0,36912	24,9	258,4
M27	3,80	0,12	0,456	150,6	319,2
M28	3,80	0,12	0,456	150,8	319,2
M29	3,80	0,12	0,456	144,2	319,2
M30	3,80	0,12	0,456	143,2	319,2

Tabla 6.2. Resumen cálculo de la resistencia al corte de muro y armadura transversal asignado.

Muro	Vu [ton]	ØVn [ton]	V Límite [ton]	$\rho$	Armadura
M1	7,02	39,24	127,50	0,0028	φ8@15
M2	7,01	39,24	127,50	0,0028	φ8@15
M3	6,99	39,24	127,50	0,0028	φ8@15
M4	6,94	39,24	127,50	0,0028	φ8@15
M5	11,80	22,15	72,0	0,0028	φ8@15
M6	7,67	11,07	36,0	0,0028	φ8@15
M7	13,38	20,45	49,47	0,0028	φ8@15
M8	2,03	18,59	44,97	0,0028	φ8@15
M9	2,06	18,59	44,97	0,0028	φ8@15
M10	14,02	20,45	49,47	0,0028	φ8@15
M11	7,70	11,07	35,98	0,0028	φ8@15
M12	11,84	22,15	71,96	0,0028	φ8@15
M13	11,80	22,15	71,96	0,0028	φ8@15
M14	7,67	21,59	35,98	0,0028	φ8@15
M15	13,11	20,45	49,47	0,0028	φ8@15
M16	2,07	18,59	44,97	0,0028	φ8@15
M17	2,08	18,59	44,97	0,0028	φ8@15
M18	13,84	20,45	49,47	0,0028	φ8@15
M19	7,46	11,07	35,98	0,0028	φ8@15
M20	8,84	22,15	71,96	0,0028	φ8@15
M21	4,75	55,56	138,33	0,0028	φ8@15
M22	18,73	43,72	142,07	0,0028	φ8@15
M23	39,48	44,78	145,48	0,0028	φ8@15
M24	39,47	44,78	145,48	0,0028	φ8@15
M25	18,77	43,72	142,06	0,0028	φ8@15
M26	4,87	55,56	138,33	0,0028	φ8@15
M27	20,47	52,60	170,89	0,0028	φ8@15
M28	20,72	52,60	170,89	0,0028	φ8@15
M29	19,91	52,60	170,89	0,0028	φ8@15
M30	20,47	52,60	170,89	0,0028	φ8@15

Las Figura 6.1 muestra el diagramas de interacción del muro M24. Al igual que el edificio con base fija, la armadura longitudinal utilizada es  $\phi 10@15$ .

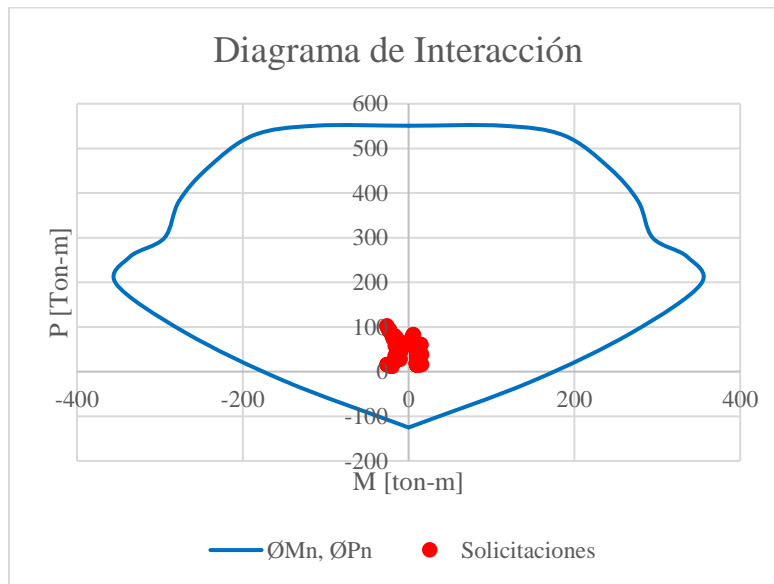


Figura 6.1. Diagrama de interacción muro M24 eje X

## 6.2. Diseño de vigas.

Para el diseño de las vigas se sigue el procedimiento mostrado en el ítem 4.2 del edificio con base fija, donde se obtiene una cuantía longitudinal mediante el diseño a flexión y se calcula el refuerzo al corte mediante el diseño al corte, las vigas dependen de las cargas gravitacionales para obtener su diseño y al considerarse la misma estructura sobre el sistema de aislación se conservan el diseño de las vigas de la estructura con base fija.

## 6.3. Diseño de losas.

La losa del edificio se considera de la misma forma que en el edificio con base fija, se provee a la losa luego de su colocación con una malla electrosoldada para la retracción y refuerzo de acero ante los momentos negativos.

## 6.4. Diseño de fundaciones.

El diseño de la fundación del edificio con aislación basal consiste en zapatas aisladas bajo los aisladores y deslizadores sísmicos. Cada zapata para ambos modelos se considera de un espesor de 0,6 [m] y con un pedestal de 0,4 [m] de altura.

Las dimensiones de las zapatas están condicionadas por el esfuerzo transmitido al suelo, el cual no debe ser mayor al esfuerzo admisible del suelo según la Tabla 4.11 que indica los parámetros del suelo.

La presión sobre el suelo está dada por las ecuaciones Ecuación 6.1 y Ecuación 6.2:

$$\begin{aligned} \text{Momento total en la base de la fundación:} \\ M_T = M + V h_f \end{aligned} \quad \text{Ecuación 6.1}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga vertical total en la base de la fundación:} \\ N_T = N + \text{Peso propio de la fundación} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 6.2}$$

Donde N, V y M son los esfuerzos que transmite la estructura a la fundación y  $h_f$  la profundidad de la fundación.

La tensión de la fundación está dada por la Ecuación 6.3:

$$\sigma = \frac{N_T}{A} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \text{Ecuación 6.3}$$

La excentricidad “e” está dada por el cociente entre el momento en la base y la carga axial total en la base de la fundación.

$$e = \frac{M_T}{N_T} \quad \text{Ecuación 6.4}$$

Las Tablas 6.1 y 6.2 resumen los cálculos realizados para determinar las dimensiones de las zapatas.

Tabla 6.3. Dimensiones de zapata aislada y tensiones máximas, modelo en zona sísmica III.

Sistema de aislación	Opción 1		Opción 2		Opción 3		
	AE LRB	DF	AE LRB	DF	AE LRB	AE	DF
N [ton]	179	128	286	128	230	132	124
V [ton]	40	0	80	0	43	20	0
M [ton-m]	0	0	0	0	0	0	0
B [m]	2,7	2,2	3,4	2,2	3	2,5	2,1
b [m]	1,1	1	1,1	1	1	1	1
$\sigma_{\text{máx}}$ dinámico [ton/m <sup>2</sup> ]	38,4	28,2	38,6	28,2	36,7	30,5	29,8
$\sigma_{\text{máx}}$ estático [ton/m <sup>2</sup> ]	30,3	28,2	29,5	28,2	27,2	22,8	29,8

Tabla 6.4. Dimensiones de zapata aislada y tensiones máximas, modelo en zona sísmica II.

Sistema de aislación	Opción 1		Opción 2		Opción 3		
	AE LRB	DF	AE LRB	DF	AE LRB	AE	DF
N [ton]	167	127	271	127	225	126	123
V [ton]	31	0	58	0	33	15	0
M [ton-m]	0	0	0	0	0	0	0
B [m]	2,6	2,2	3,2	2,2	3	2,2	2,1
b [m]	1	1	1,1	1,1	1	1	1
$\sigma_{\text{máx}}$ dinámico [ton/m <sup>2</sup> ]	36,9	27,9	38,7	28	33,9	36,2	27,1
$\sigma_{\text{máx}}$ estático [ton/m <sup>2</sup> ]	26,4	27,9	28,1	28	26,6	27,7	27,1

Se verifica el punzonamiento de la zapata para que no sea necesario disponer de armadura transversal para corte. Se debe cumplir con las siguientes ecuaciones.

$$\phi V_n \geq V_u \text{ con } \phi = 0,75 \quad \text{Ecuación 6.5}$$

$$V_n = V_s + V_c \quad \text{Ecuación 6.6}$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b d \quad \text{Ecuación 6.7}$$

Donde d corresponde a la altura de la zapata menos el recubrimiento y  $V_s$  se considera 0 ya que no existe refuerzo de acero solo concreto para evitar la falla por corte. La zapata se diseña como una viga en voladizo sometida a las presiones del suelo en su cara inferior, y al peso propio en la cara superior y se debe cumplir la Ecuación 4.4 y Ecuación 4.5 del capítulo 4.

Por otro lado, el pedestal se diseña a flexo-compresión como columna, considerando que trabaja por la carga gravitacional y se refuerza con armadura mínima al corte. Las Tabla 6.5 y Tabla 6.6 resumen la verificación de las zapatas.

Tabla 6.5. Refuerzo de acero en zapatas aisladas, modelo en zona sísmica III.

Sistema de aislación		Opción 1		Opción 2		Opción 3		
		AE LRB	DF	AE LRB	DF	AE LRB	AE	DF
Diseño a flexión	M <sub>u</sub> [ton]	16,54	6,72	34,31	6,72	24,66	11,40	6,00
	A <sub>s</sub> req [cm <sup>2</sup> ]	13,37	10,89	16,83	10,89	14,85	12,38	10,40
	Refuerzo	Ø16@10	Ø16@10	Ø16@10	Ø12@10	Ø16@10	Ø16@10	Ø12@10
	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	20,11	20,11	20,11	11,31	20,11	20,11	11,31
Verificación Punzonamiento	V <sub>u</sub> [ton]	41,34	22,39	59,66	22,39	49,31	30,41	21,83
	ØV <sub>c</sub> [ton]	83,48	68,02	105,12	76,05	92,75	77,30	64,93
Diseño Pedestal	Refuerzo	8Ø12	8Ø12	8Ø12	8Ø12	8Ø12	8Ø12	8Ø12
	V <sub>u</sub> [ton]	56,00	0,00	112,00	0,00	60,20	28,00	0,00
	V <sub>c</sub> [ton]	86,57	71,21	86,57	71,21	71,21	71,21	71,21
	Estribos	Ø8@10	Ø8@10	Ø12@10	Ø8@10	Ø8@10	Ø8@10	Ø8@10

Tabla 6.6. Refuerzo de acero en zapatas aisladas, modelo en zona sísmica II.

Sistema de aislación		Opción 1		Opción 2		Opción 3		
		AE LRB	DF	AE LRB	DF	AE LRB	AE	DF
Diseño a flexión	M <sub>u</sub> [ton]	15,87	6,66	28,71	5,61	22,71	8,74	6,46
	A <sub>s</sub> req [cm <sup>2</sup> ]	12,87	10,89	15,84	10,89	14,85	10,89	10,89
	Refuerzo	Ø16@10	Ø12@10	Ø16@10	Ø12@10	Ø16@10	Ø12@10	Ø12@10
	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	20,11	11,31	20,11	11,31	20,11	11,31	11,31
Verificación Punzonamiento	V <sub>u</sub> [ton]	39,69	22,21	54,69	20,40	45,42	29,14	21,52
	ØV <sub>c</sub> [ton]	89,4	76,0	110,6	76	92,8	90,7	68
Diseño Pedestal	Refuerzo	8Ø12	8Ø12	8Ø12	8Ø12	8Ø12	8Ø12	8Ø12
	V <sub>u</sub> [ton]	43,40	0,00	81,20	0,00	46,2	21	0,00
	V <sub>c</sub> [ton]	71,2	71,2	86,6	86,6	71,2	71,2	71,21
	Estribos	Ø8@10	Ø8@10	Ø8@10	Ø8@10	Ø8@10	Ø8@10	Ø8@10

## Capítulo VII

### 7. Análisis dinámico no lineal.

Se somete la estructura a un análisis no lineal para verificar que los aisladores sísmicos de respuesta en el tiempo. Las solicitaciones con las que se realiza el análisis son tomadas de registros sísmicos importantes ocurridos en las zonas sísmicas II y III en las que se está realizando este estudio que se definen más adelante. El análisis se realiza en el software ETABS utilizando la herramienta FNA (*Fast Nonlinear Analysis*).

#### 7.1. Modelación de los aisladores.

Es necesario representar la curva constitutiva del dispositivo implementado. El ciclo de fuerza-deformación de un aislador con núcleo de plomo se puede representar por un modelo bilineal como lo muestra la Figura 7.1. El gráfico de la figura muestra el modelo bilineal para el aislador con núcleo de plomo LRB-S 750/154-160 de la opción 1 para el sistema de aislación sísmica. El modelo considera dos rigideces, la rigidez elástica lineal o de fluencia  $k_1$  y la rigidez post elástica  $k_2$  la cual en su punto máximo debe coincidir con la rigidez efectiva  $k_{ef}$ . Y además considera la capacidad máxima que soporta el aislador en función del desplazamiento de diseño, el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia que soportan los aisladores son dados por catálogo y se muestran en la Tabla 7.1 para los dispositivos propuestos en el ítem 5.2.

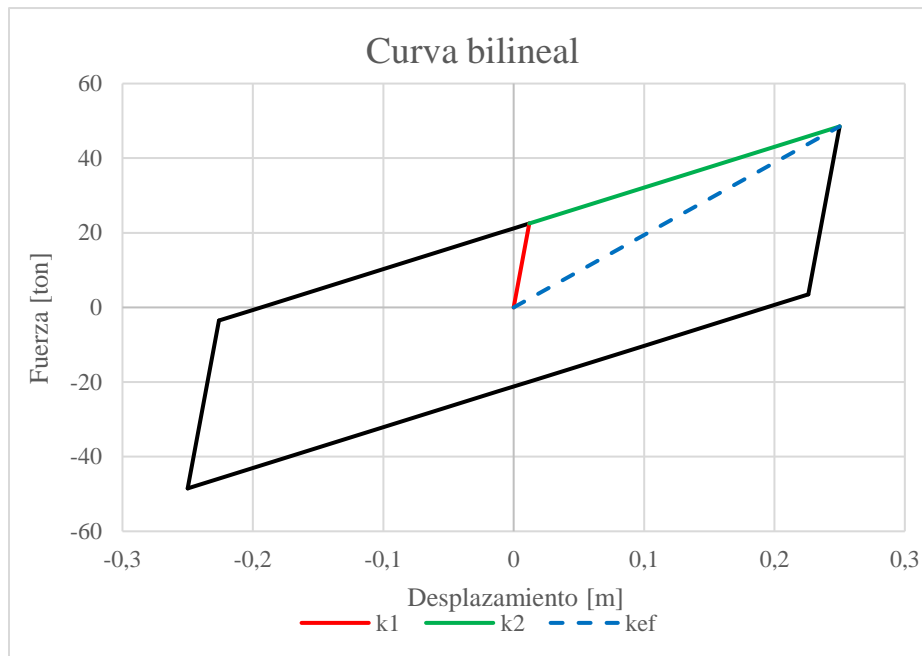


Figura 7.1. Curva bilineal para el ciclo del aislador LRB-S 750/154-160.

Tabla 7.1. Parámetros de la curva bilineal.

Zona sísmica	Sistema de aislamiento	Aislador LRB	$D_y$ [mm]	$F_y$ [kN]	$D_{m\acute{a}x}$ [mm]	$F_{m\acute{a}x}$ [ton]	$K_1$ [ton/m]	$K_2$ [ton/m]	$K_{ef}$ [ton/mm]
III	Opción 1	LRB-S 750/154-160	12	225	250	48,5	1880	109	194
	Opción 2	LRB-SN 1000/180-200	15	366	250	95,8	2440	252	383
	Opción 3	LRB-S 850/168-150	14	203	250	51,3	1450	131	205
II	Opción 1	LRB-S 600/126-120	10	132	208	38,8	1320	107	186
	Opción 2	LRB-SN 900/171-185	14	312	208	72,8	2230	176	349
	Opción 3	LRB-S 750/126-125	10	143	208	41,3	1430	113	198

## 7.2. Solicitaciones sísmicas.

El análisis no lineal se realiza utilizando siete registros sísmicos mediante el análisis tiempo historia en cada zona sísmica. La Tabla 7.2 y Tabla 7.3 muestra los registros utilizados obtenidos desde la plataforma de la Red Nacional de Acelerógrafos (RENADIC) para cada zona sísmica. En el Anexo C se muestran gráficamente los registros corregidos utilizados.

Tabla 7.2. Registros utilizados para zona sísmica III.

Registro	Estación	Evento
1	Concepción	Terremoto del Maule
2	Constitución	Terremoto del Maule
3	Copiapó	Terremoto del Maule
4	Papudo	Terremoto del Maule
5	Valdivia	Terremoto del Maule
6	Valparaíso Almendral	Terremoto del Maule
7	Viña del Mar centro	Terremoto del Maule

Tabla 7.3 Registros utilizados para zona sísmica II.

Registro	Estación	Evento
1	Calama	Terremoto de Tocopilla
2	Curicó	Terremoto del Maule
3	Santiago Puente Alto	Terremoto del Maule
4	Putre	Terremoto de Tarapacá
5	Santiago Centro	Terremoto del Maule
6	Santiago La Florida	Terremoto del Maule
7	Talca	Terremoto del Maule

## 7.3. Análisis de resultados.

### 7.3.1. Desplazamientos absolutos.

#### 7.3.1.1. Edificio de base fija.

Los desplazamientos absolutos obtenidos para cada registro de la zona sísmica III se muestran en la Tabla 7.4 y 7.5, se observa que en todo el alto del edificio tiene un comportamiento lineal para todos los registros, siendo las estaciones de Papudo y Copiapó donde hay un menor desplazamiento de los pisos de la estructura y las estaciones de Constitución y Concepción donde existe mayores desplazamientos. La Figura 7.2 y Figura 7.3 muestran los desplazamientos absolutos en ambas direcciones.

Tabla 7.4. Desplazamientos absolutos en X, zona sísmica III.

Desplazamiento [m]							
Piso/Registro	1	2	3	4	5	6	7
5	0,02906	0,05771	0,00245	0,00059	0,00904	0,01588	0,01618
4	0,02181	0,04321	0,00184	0,00045	0,00680	0,01187	0,01220
3	0,01452	0,02867	0,00123	0,00030	0,00454	0,00786	0,00818
2	0,00777	0,01525	0,00066	0,00017	0,00244	0,00417	0,00442
1	0,00250	0,00486	0,00022	0,00006	0,00079	0,00133	0,00144
0	0	0	0	0	0	0	0

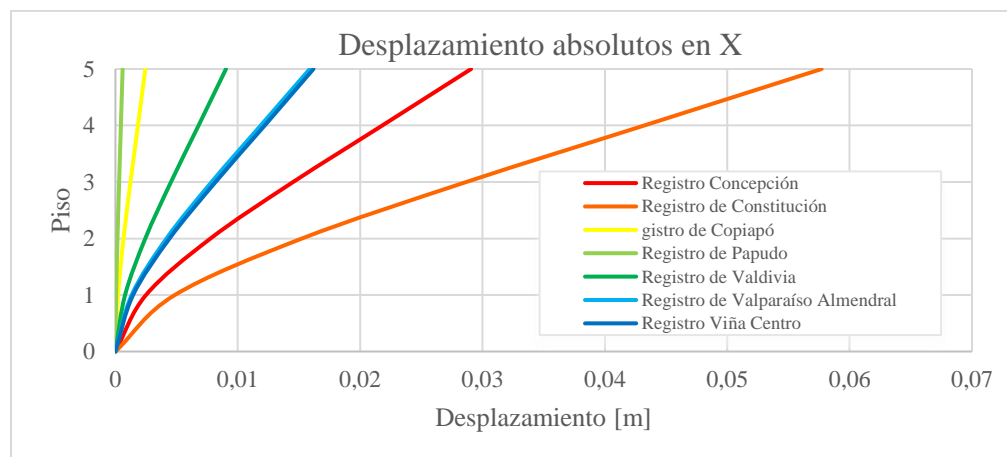


Figura 7.2. Desplazamientos máximos en dirección X, modelo zona sísmica III.

Tabla 7.5. Desplazamientos absolutos en Y, zona sísmica III.

Desplazamiento [m]							
Piso/Registro	1	2	3	4	5	6	7
5	0,02580	0,05842	0,00119	0,00042	0,00340	0,01054	0,01014
4	0,01930	0,04370	0,00090	0,00032	0,00257	0,00787	0,00765
3	0,01290	0,02920	0,00061	0,00022	0,00175	0,00525	0,00518
2	0,00698	0,01577	0,00034	0,00012	0,00097	0,00283	0,00286
1	0,00232	0,00522	0,00012	0,00004	0,00033	0,00093	0,00097
0	0	0	0	0	0	0	0

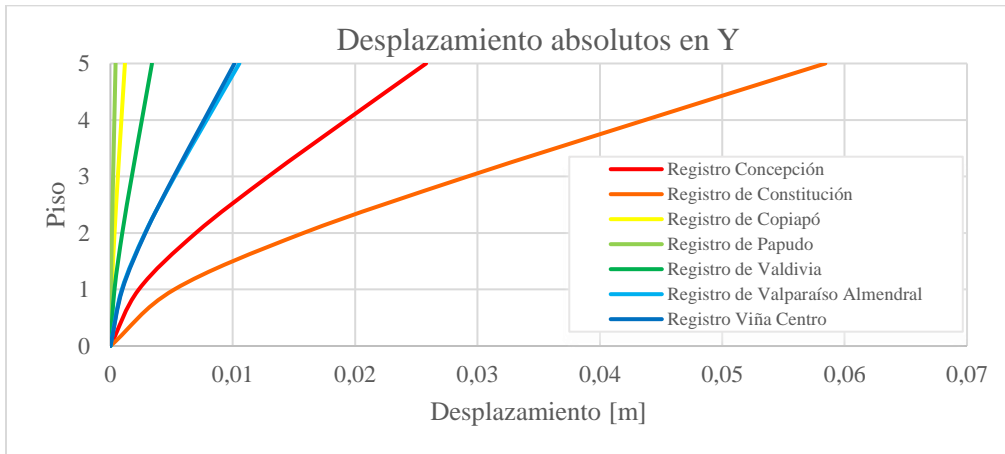


Figura 7.3. Desplazamientos máximos en dirección Y, modelo zona sísmica III.

El máximo desplazamiento en el piso 5 en ambas direcciones de análisis es resultado del registro de Constitución con un valor aproximado de 6 [cm].

Por otra parte, la Tabla 7.6 y 7.7 corresponden al desplazamiento absoluto de los registros de la zona sísmica II. La Figura 7.4 y Figura 7.5 muestran los desplazamientos absolutos en ambas direcciones.

Tabla 7.6. Desplazamientos absolutos en X, zona sísmica II.

Piso/registro	Desplazamiento [m]						
	1	2	3	4	5	6	7
5	0,00440	0,03551	0,02328	0,00440	0,02445	0,01627	0,03604
4	0,00326	0,02664	0,01749	0,00326	0,01832	0,01218	0,02706
3	0,00213	0,01774	0,01167	0,00213	0,01218	0,00808	0,01804
2	0,00115	0,00948	0,00626	0,00115	0,00649	0,00430	0,00966
1	0,00037	0,00304	0,00202	0,00037	0,00208	0,00137	0,00311
0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000

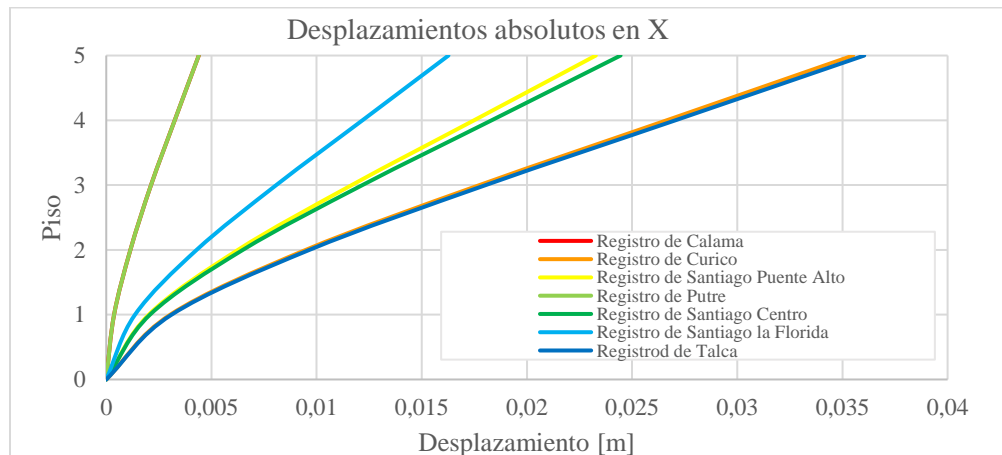


Figura 7.4. Desplazamientos máximos en dirección X, modelo zona sísmica II.

Tabla 7.7. Desplazamientos absolutos en X, zona sísmica II.

Desplazamiento [m]							
Piso/registro	1	2	3	4	5	6	7
5	0,00373	0,02690	0,01580	0,00373	0,01934	0,00920	0,04291
4	0,00279	0,02011	0,01187	0,00279	0,01451	0,00685	0,03214
3	0,00186	0,01342	0,00798	0,00186	0,00974	0,00455	0,02151
2	0,00101	0,00722	0,00434	0,00101	0,00529	0,00248	0,01164
1	0,00033	0,00238	0,00145	0,00033	0,00176	0,00083	0,00386
0	0	0	0	0	0	0	0

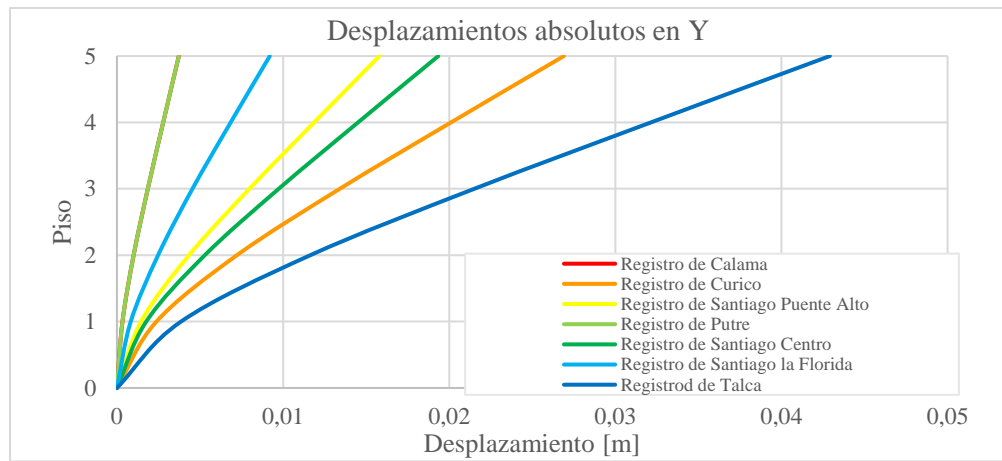


Figura 7.5. Desplazamientos máximos en dirección Y, modelo zona sísmica II.

El desplazamiento en la altura del edificio es lineal, los registros que tienen un mayor desplazamiento absoluto son los de Curicó y Talca siendo el máximo desplazamiento en el piso 5 en la dirección X es de 3,6 [cm] y en Y de 4,2 [cm].

### 7.3.1.2. Edificio con aislación basal.

El desplazamiento máximo en el caso del edificio aislado basalmente en la zona sísmica III, se produce justo inmediatamente por sobre el sistema de aislación en todos los registros analizados, lo que comprueba que son los aisladores sísmicos los que reciben el esfuerzo de desplazamiento que en comparación con el edificio empotrado donde el desplazamiento máximo ocurre en los niveles superiores.

Se observa en las Figura 7.6, Figura 7.7 y Figura 7.8 que el desplazamiento máximo se alcanza en la estación de concepción. Las Tabla 7.8 y Tabla 7.9 resumen el desplazamiento máximo en cada dirección. Las figuras muestran el desplazamiento absoluto de la estructura en la dirección X, en el Anexo D se muestra el desplazamiento absoluto en la dirección Y.

Tabla 7.8 Desplazamiento [m] máximos en dirección X (zona sísmica III).

Piso/registro		1	2	3	4	5	6	7
Opción 1	5	0,57	0,14	0,01	0,01	0,07	0,07	0,06
	4	0,56	0,13	0,01	0,01	0,07	0,07	0,06
	3	0,56	0,13	0,01	0,01	0,06	0,07	0,06
	2	0,56	0,13	0,01	0,01	0,06	0,07	0,06
	1	0,55	0,13	0,01	0,01	0,06	0,07	0,06
	0	0,55	0,13	0,01	0,01	0,06	0,07	0,06
	-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Opción 2	5	0,36	0,16	0,01	0,02	0,06	0,07	0,06
	4	0,35	0,16	0,01	0,02	0,06	0,07	0,06
	3	0,35	0,16	0,01	0,02	0,06	0,07	0,06
	2	0,35	0,16	0,01	0,02	0,06	0,07	0,06
	1	0,35	0,15	0,01	0,02	0,06	0,07	0,06
	0	0,35	0,15	0,01	0,02	0,06	0,07	0,06
	-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Opción 3	5	0,48	0,23	0,01	0,03	0,06	0,07	0,06
	4	0,48	0,23	0,01	0,03	0,06	0,07	0,06
	3	0,47	0,23	0,01	0,03	0,06	0,07	0,06
	2	0,47	0,23	0,01	0,03	0,06	0,07	0,06
	1	0,47	0,23	0,01	0,03	0,06	0,07	0,06
	0	0,47	0,23	0,01	0,03	0,06	0,07	0,06
	-1	0,00	0,23	0,01	0,00	0,06	0,07	0,06

Tabla 7.9. Desplazamiento [m] máximos en dirección Y (zona sísmica III).

Piso/registro		1	2	3	4	5	6	7
Opción 1	5	0,58	0,14	0,01	0,01	0,07	0,07	0,06
	4	0,58	0,14	0,01	0,01	0,07	0,07	0,06
	3	0,57	0,14	0,01	0,01	0,07	0,07	0,06
	2	0,57	0,13	0,01	0,01	0,07	0,07	0,06
	1	0,57	0,13	0,01	0,01	0,07	0,07	0,06
	0	0,57	0,13	0,01	0,01	0,07	0,07	0,06
	-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Opción 2	5	0,36	0,16	0,01	0,02	0,06	0,07	0,06
	4	0,36	0,16	0,01	0,02	0,06	0,07	0,05
	3	0,35	0,16	0,01	0,02	0,06	0,07	0,05
	2	0,35	0,16	0,01	0,02	0,06	0,07	0,05
	1	0,35	0,15	0,01	0,02	0,06	0,07	0,05
	0	0,35	0,15	0,01	0,02	0,06	0,07	0,05
	-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Opción 3	5	0,48	0,23	0,01	0,06	0,06	0,07	0,06
	4	0,48	0,23	0,01	0,06	0,06	0,07	0,06
	3	0,48	0,23	0,01	0,06	0,06	0,07	0,06
	2	0,48	0,23	0,01	0,06	0,06	0,07	0,06
	1	0,48	0,23	0,01	0,06	0,06	0,07	0,06
	0	0,48	0,23	0,01	0,06	0,06	0,07	0,06
	-1	0,48	0,23	0,01	0,06	0,06	0,07	0,06

Se puede observar por las tablas anteriores y las siguientes figuras que el desplazamiento que ocurre con el registro de concepción 58 [cm] es mucho mayor al desplazamiento de diseño 24,7 [cm] y al desplazamiento máximo del aislador dado por catálogo 30 [cm], al sobrepasar estos valores se considera que el sistema no es correcto.

El desplazamiento máximo de los otros resultado del análisis de los otros registros se encuentran bajo el desplazamiento de diseño calculados que se muestran en el ítem 5.4.2 del capítulo 5 por lo que se considera que el sistema de aislación es efectivo.

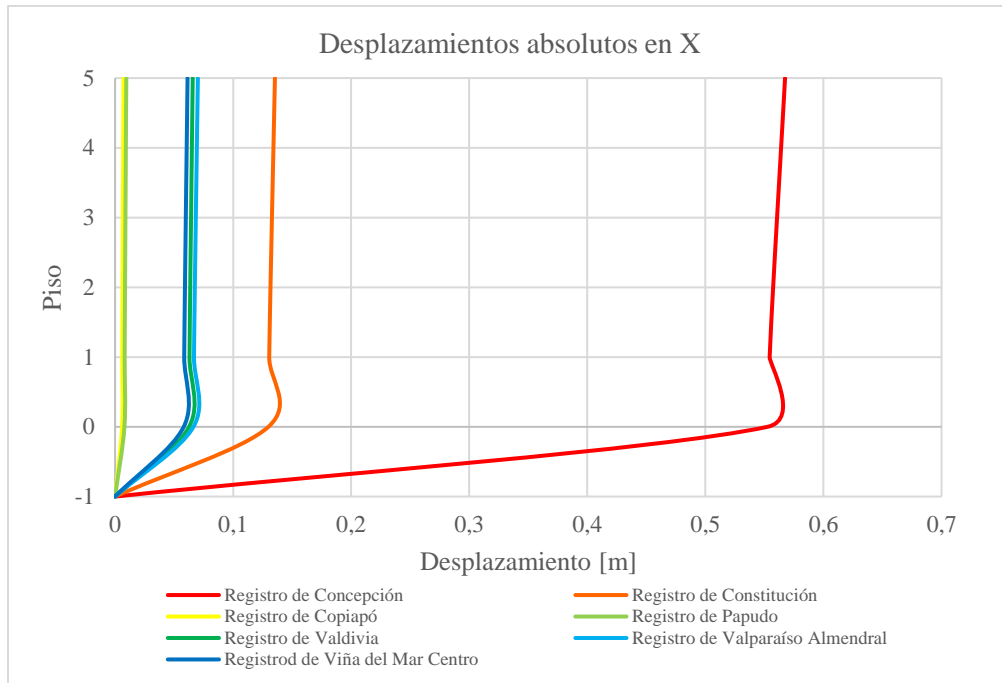


Figura 7.6. Desplazamientos máximos en dirección X, sistema de aislación sísmica opción 1, zona sísmica III.

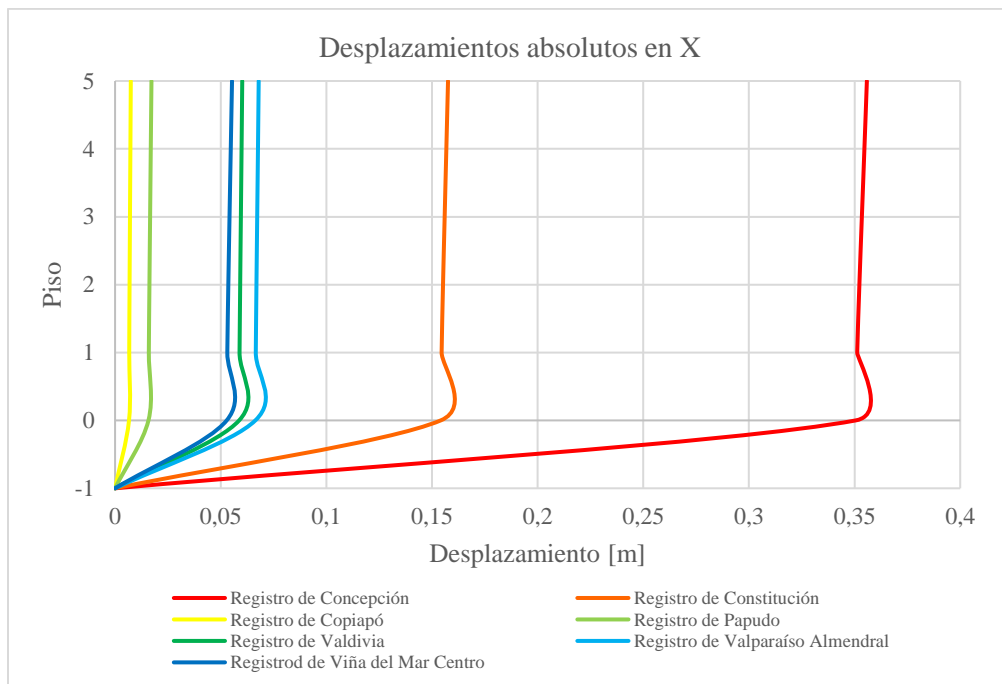


Figura 7.7. Desplazamientos máximos en dirección X, sistema de aislación sísmica opción 2, zona sísmica III

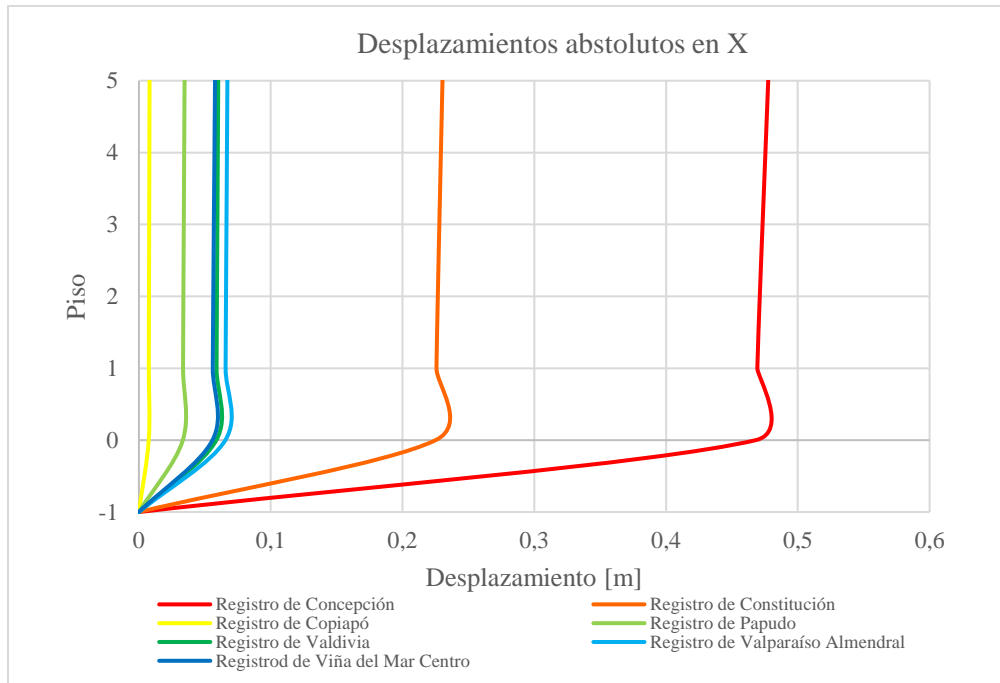


Figura 7.8. Desplazamientos máximos en dirección X, sistema de aislación sísmica opción 3, zona sísmica III-

El desplazamiento máximo en el caso del edificio aislado basalmente en la zona sísmica II, se produce justo inmediatamente por sobre el sistema de aislación en todos los registros analizados. La Tabla 7.10 y Tabla 7.11 resume el desplazamiento máximo en cada dirección.

Tabla 7.10. Desplazamiento [m] máximos en dirección X (zona sísmica II).

Piso/registro		1	2	3	4	5	6	7
Opción 1	5	0,01	0,12	0,06	0,01	0,08	0,07	0,08
	4	0,01	0,12	0,06	0,01	0,08	0,07	0,08
	3	0,01	0,11	0,06	0,01	0,08	0,07	0,08
	2	0,01	0,11	0,06	0,01	0,08	0,07	0,08
	1	0,01	0,11	0,06	0,01	0,08	0,07	0,08
	0	0,01	0,11	0,06	0,01	0,08	0,07	0,08
	-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Opción 2	5	0,02	0,12	0,06	0,02	0,08	0,07	0,08
	4	0,02	0,12	0,06	0,02	0,08	0,07	0,08
	3	0,02	0,12	0,06	0,02	0,08	0,07	0,08
	2	0,02	0,12	0,06	0,02	0,08	0,07	0,08
	1	0,02	0,12	0,06	0,02	0,08	0,07	0,08
	0	0,02	0,12	0,06	0,02	0,08	0,07	0,08
	-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Opción 3	5	0,02	0,12	0,08	0,02	0,07	0,07	0,07
	4	0,02	0,12	0,08	0,02	0,07	0,07	0,07
	3	0,02	0,12	0,08	0,02	0,07	0,07	0,07
	2	0,02	0,12	0,08	0,02	0,07	0,07	0,07
	1	0,02	0,12	0,08	0,02	0,07	0,07	0,07
	0	0,02	0,12	0,08	0,02	0,07	0,07	0,07
	-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 7.11. Desplazamiento [m] máximos en dirección Y (zona sísmica II).

Piso/registro		1	2	3	4	5	6	7
Opción 1	5	0,01	0,12	0,06	0,01	0,08	0,07	0,08
	4	0,01	0,12	0,06	0,01	0,07	0,07	0,08
	3	0,01	0,12	0,06	0,01	0,07	0,07	0,08
	2	0,01	0,12	0,06	0,01	0,07	0,07	0,08
	1	0,01	0,12	0,06	0,01	0,07	0,07	0,08
	0	0,01	0,12	0,06	0,01	0,07	0,07	0,08
	-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Opción 2	5	0,02	0,12	0,06	0,02	0,08	0,07	0,08
	4	0,02	0,12	0,06	0,02	0,07	0,07	0,08
	3	0,02	0,12	0,06	0,02	0,07	0,07	0,08
	2	0,02	0,12	0,06	0,02	0,07	0,07	0,08
	1	0,02	0,12	0,06	0,02	0,07	0,07	0,08
	0	0,02	0,12	0,06	0,02	0,07	0,07	0,08
	-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Opción 3	5	0,02	0,12	0,08	0,02	0,07	0,08	0,06
	4	0,02	0,12	0,08	0,02	0,07	0,08	0,06
	3	0,02	0,12	0,08	0,02	0,07	0,08	0,06
	2	0,02	0,12	0,08	0,02	0,07	0,07	0,06
	1	0,02	0,12	0,08	0,02	0,07	0,07	0,06
	0	0,02	0,12	0,08	0,02	0,07	0,07	0,06
	-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Se observa que el desplazamiento máximo se alcanza en la estación de Curicó. Las Figura 7.9, 7.10 y 7.11 muestran el desplazamiento absoluto de la estructura en la dirección X, en el Anexo D se muestra el desplazamiento absoluto en la dirección Y. Se puede observar por las tablas anteriores y las figuras que los desplazamientos que ocurre debido a los registros son menores que el desplazamiento del diseño y del desplazamiento que puede soportar el aislador.

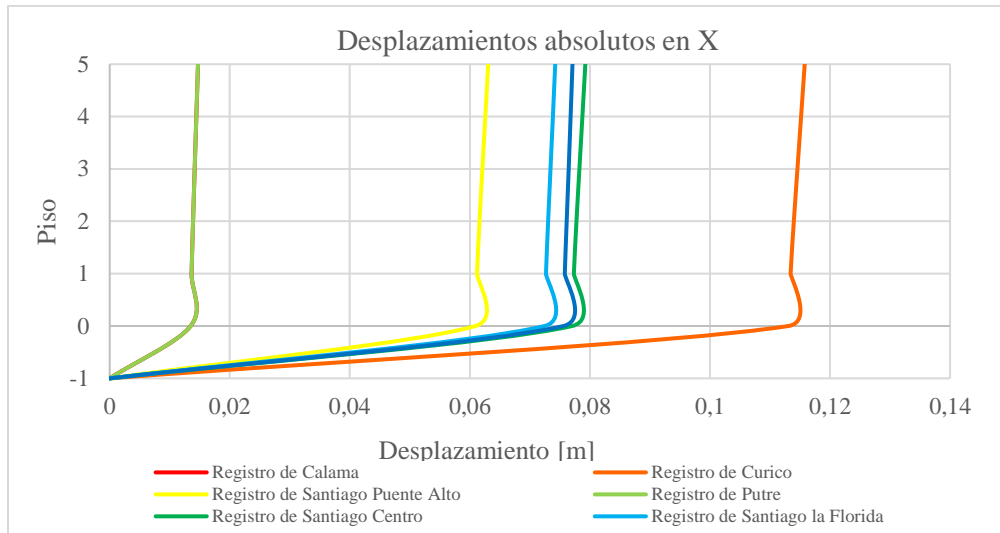


Figura 7.9. Desplazamientos máximos en dirección X, sistema de aislación sísmica opción 1, zona sísmica II.

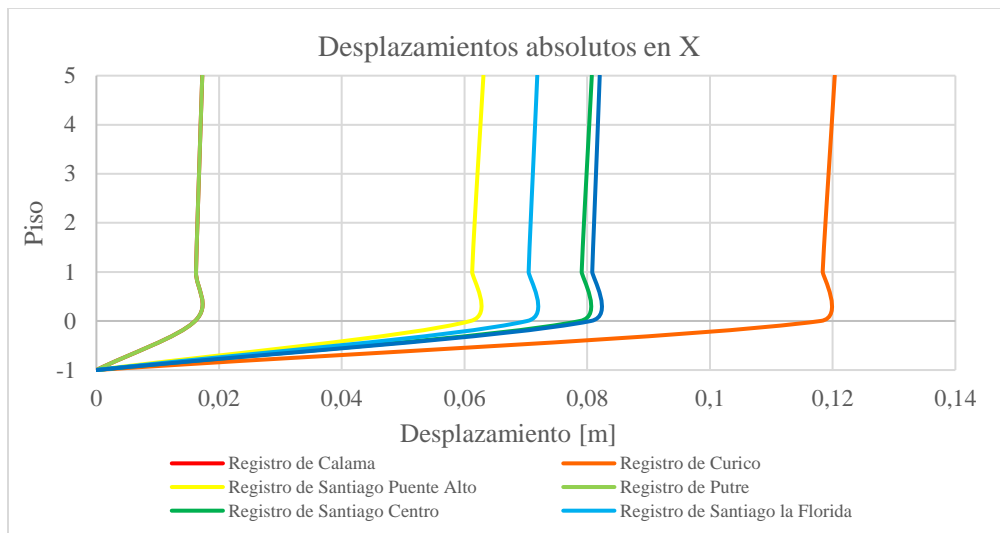


Figura 7.10. Desplazamientos máximos en dirección X, sistema de aislación sísmica opción 2, zona sísmica II.

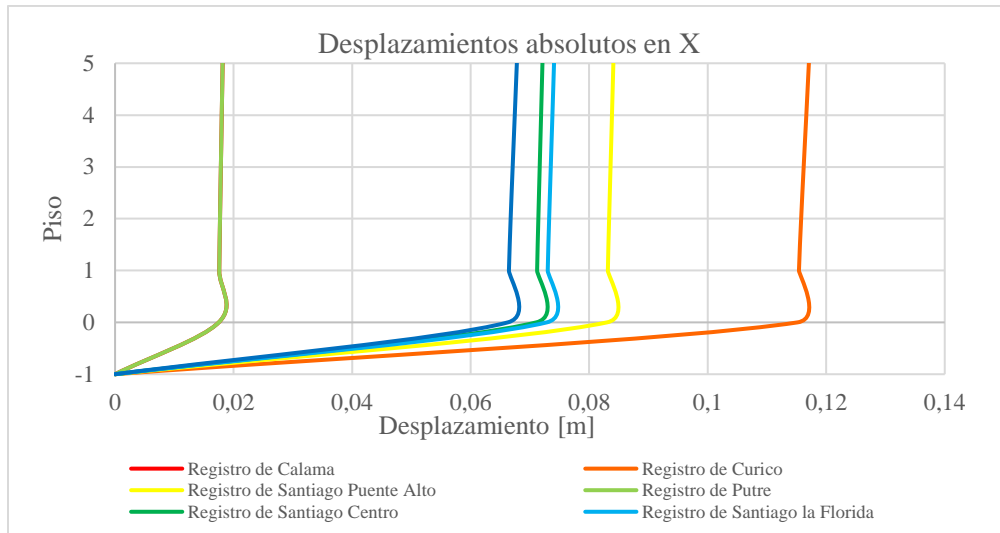


Figura 7.11. Desplazamientos máximos en dirección X, sistema de aislación sísmica opción 3, zona sísmica II.

## 7.3.2. Desplazamientos relativos.

### 7.3.2.1. Edificio de base fija.

La Figura 7.12 y Figura 7.13 muestran los desplazamientos relativos entre pisos para el modelo en la zona sísmica III. El mayor desplazamiento entre piso se produce con el registro de Constitución alcanzado un valor de 0,0058 en la dirección X y 0,005 en la dirección Y. mientras que el menor desplazamiento entre piso se produce con el registro de Papudo alcanzado un valor de 0,00006 en dirección X y 0,00004 en dirección Y.

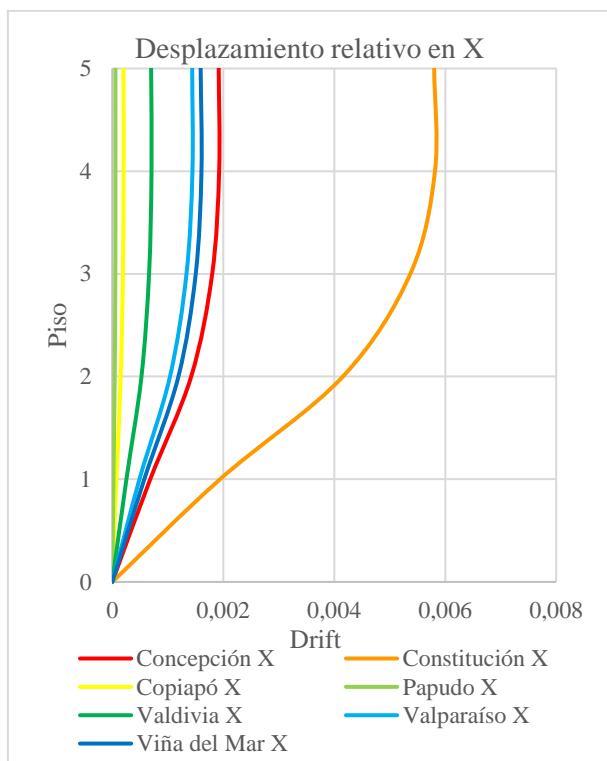


Figura 7.12. Desplazamiento relativo entre pisos en dirección X.

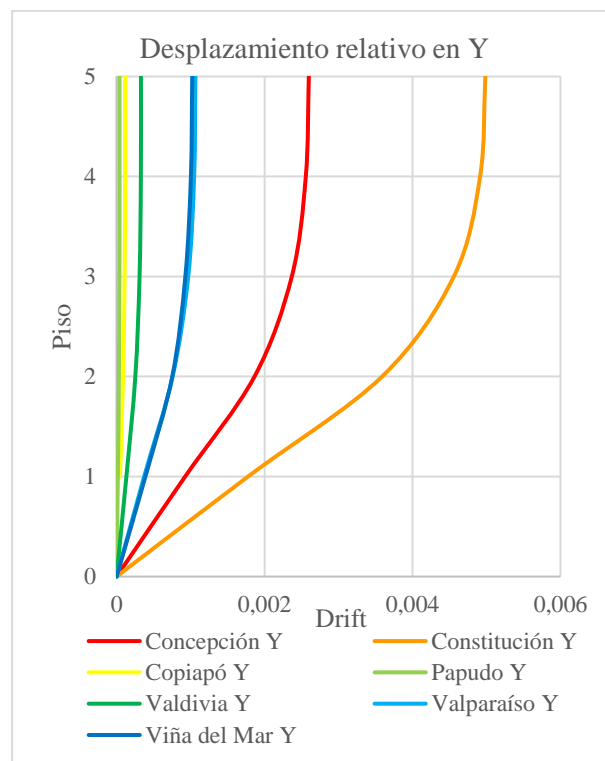


Figura 7.13. Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y.

La Figura 7.14 y Figura 7.15 muestran los desplazamientos relativos entre pisos para el modelo en la zona sísmica II. El mayor desplazamiento entre piso se produce con el registro de Curicó alcanzado un valor de 0,0034 en la dirección X y con el registro de Talca con un valor de 0,0042 en la dirección Y.

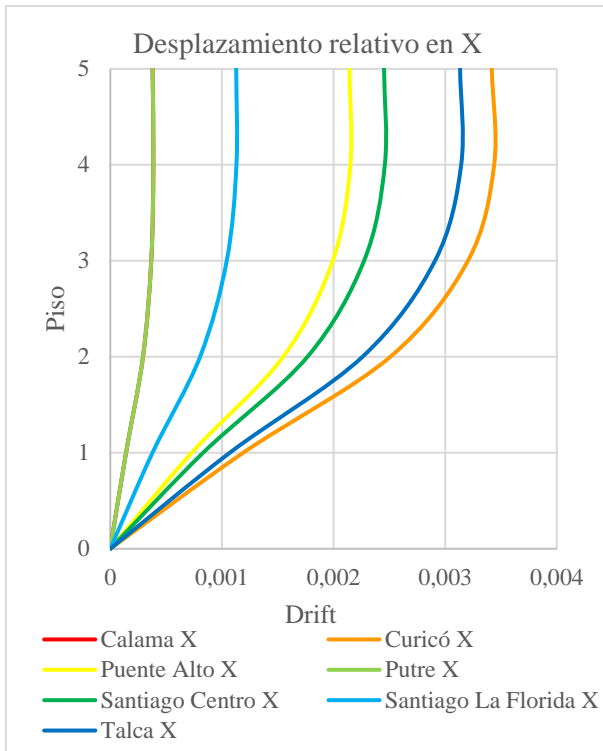


Figura 7.14. Desplazamiento relativo entre pisos en dirección X.

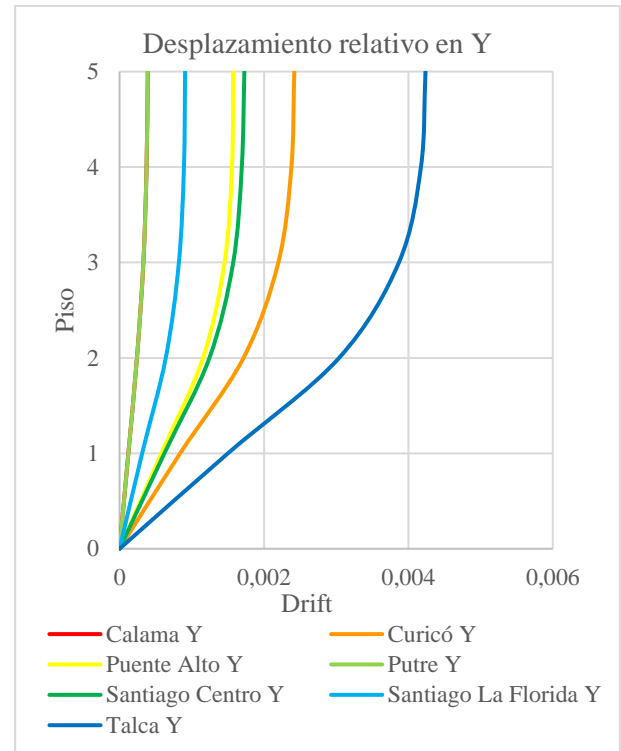


Figura 7.15. Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y.

### 7.3.2.2. Edificio con aislación basal.

Las Figura 7.16, Figura 7.17 y Figura 7.18 muestran los desplazamientos relativos entre piso para el edificio con aislación basal en la zona sísmica III. El mayor *drift* se produce con el registro de Concepción alcanzado valores de 0,0014, 0,00055 y 0,00085 para las opciones 1, 2 y 3 de sistemas de aislación sísmica respectivamente. En comparación con el mayor valor de desplazamiento relativo del edificio con base fija se nota una disminución de entre el 77 % y 85% de este al incorporar la aislación basal. En el anexo E se muestra el desplazamiento relativo entre piso en dirección Y.

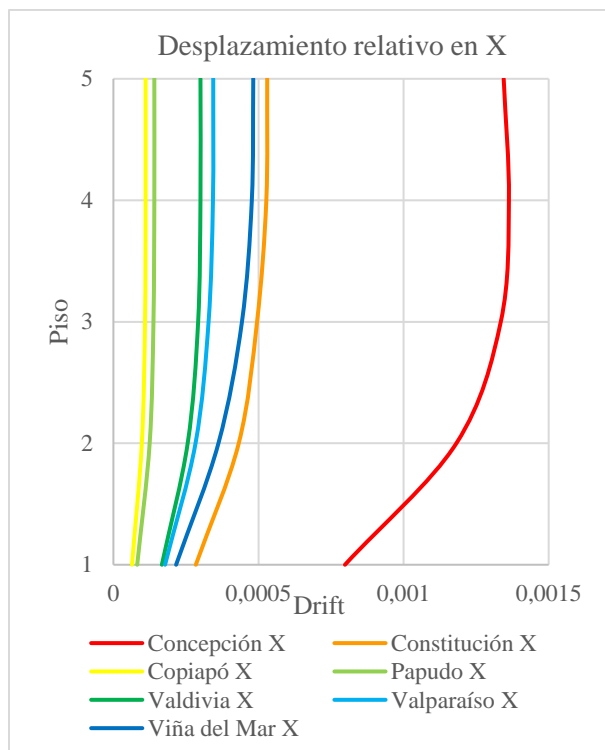


Figura 7.16. Desplazamiento relativo entre piso en dirección X, opción 1 (zona sísmica III).

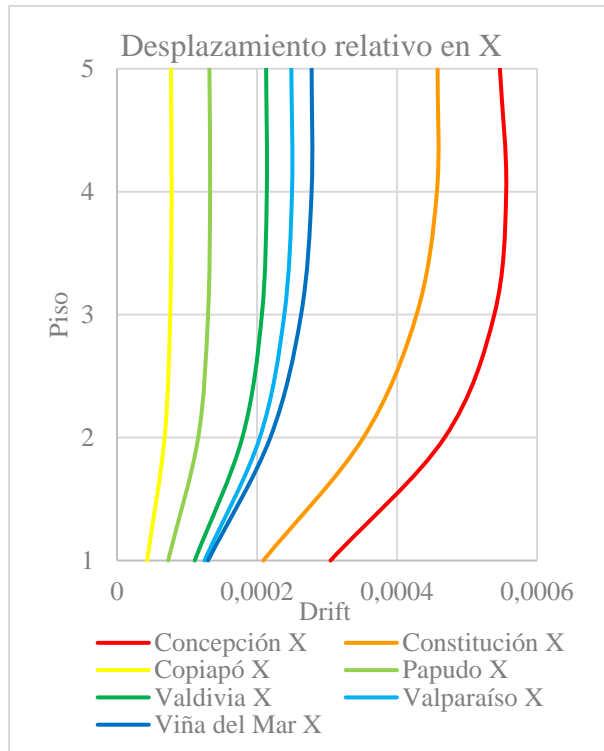


Figura 7.17. Desplazamiento relativo entre piso en dirección X, opción 2 (zona sísmica III).

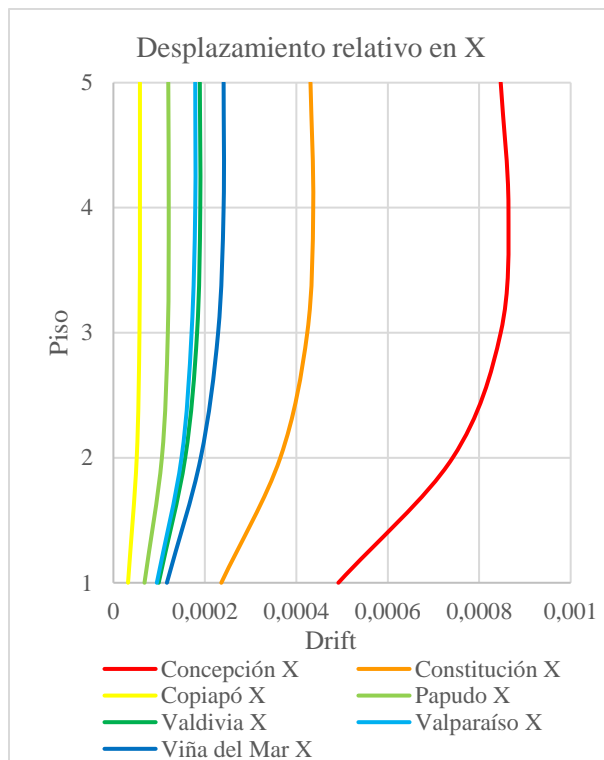


Figura 7.18. Desplazamiento relativo entre piso en dirección X, opción 3 (zona sísmica III).

Las Figura 7.19, Figura 7.20 y Figura 7.21 muestran los desplazamientos relativos entre piso para el edificio con aislación basal en la zona sísmica II. El mayor *drift* se produce con el registro de Talca para la primera opción de aislación basal con un valor de 0,0003 y con el registro de Curicó para las dos opciones restantes alcanzado valores de 0,0003 y 0,00017. En comparación con el mayor valor de desplazamiento relativo del edificio con base fija se nota una disminución de entre el 91% y 95% de este al incorporar la aislación basal. En el anexo E se muestra el desplazamiento relativo entre piso en dirección Y.

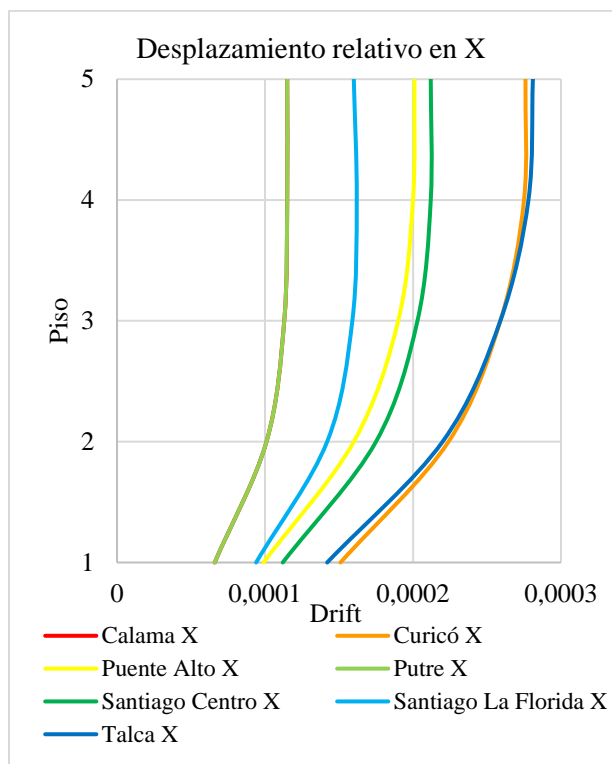


Figura 7.19. Desplazamiento relativo entre piso en dirección X, opción 1 (zona sísmica II).

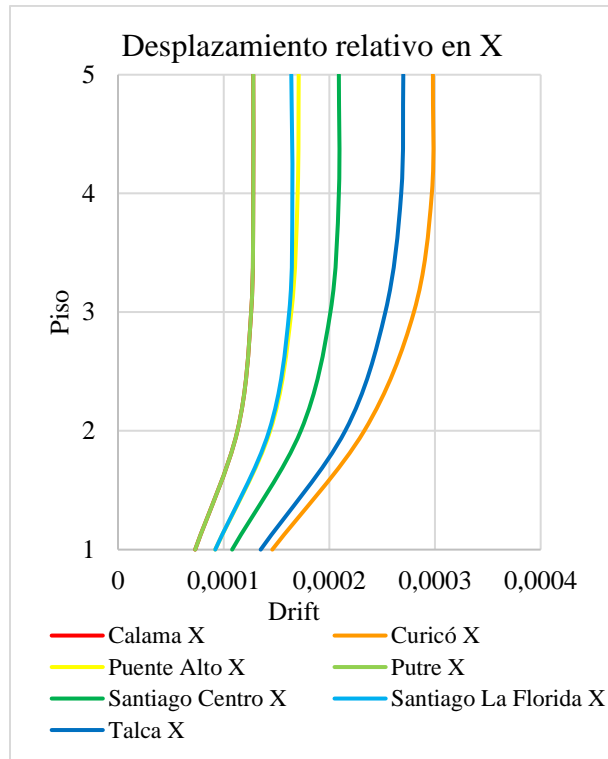


Figura 7.20. Desplazamiento relativo entre piso en dirección X, opción 2 (zona sísmica II).

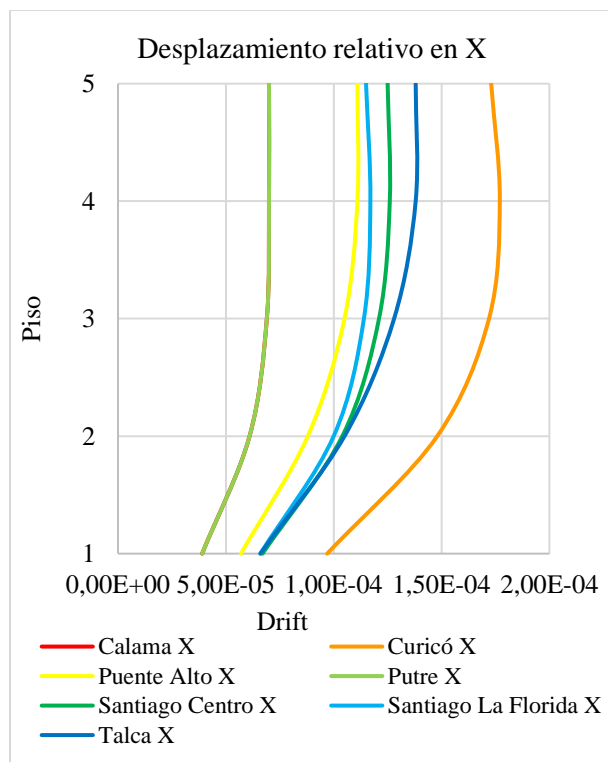


Figura 7.21. Desplazamiento relativo entre piso en dirección X, opción 3 (zona sísmica II).

### 7.3.3. Aceleraciones máximas por piso.

#### 7.3.3.1. Edificio base fija.

Las aceleraciones máximas de piso o *peak floor acceleration* (PFA) se muestran en las Figura 7.22, Figura 7.23, Figura 7.24 y Figura 7.25 para el modelo en la zona sísmica III y se presentan normalizados por la aceleración máxima del suelo o *peak ground acceleration* (PGA). Se observa que las mayores valores se producen en la estación de constitución acorde con el registro donde se produce el mayor valor de desplazamiento absoluto en el edificio empotrado. Se muestra en la figura un crecimiento de la aceleración desde el piso inferior hasta el último piso del edificio. El mayor valor normalizado en la dirección X es de 6,16 y en la dirección Y de 9,27.

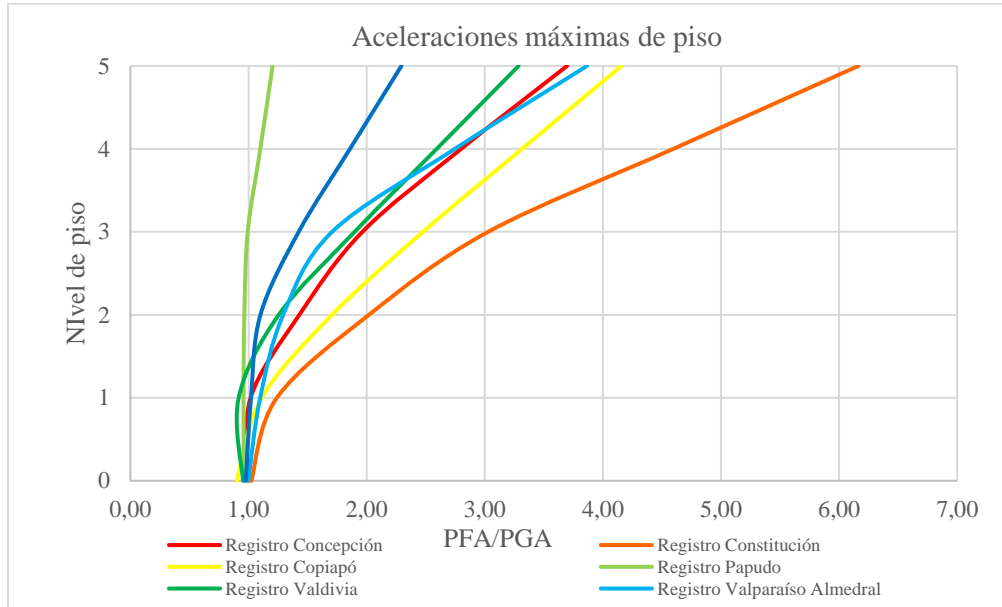


Figura 7.22. Aceleraciones máximas por piso en dirección X, modelo empotrado en zona sísmica III.

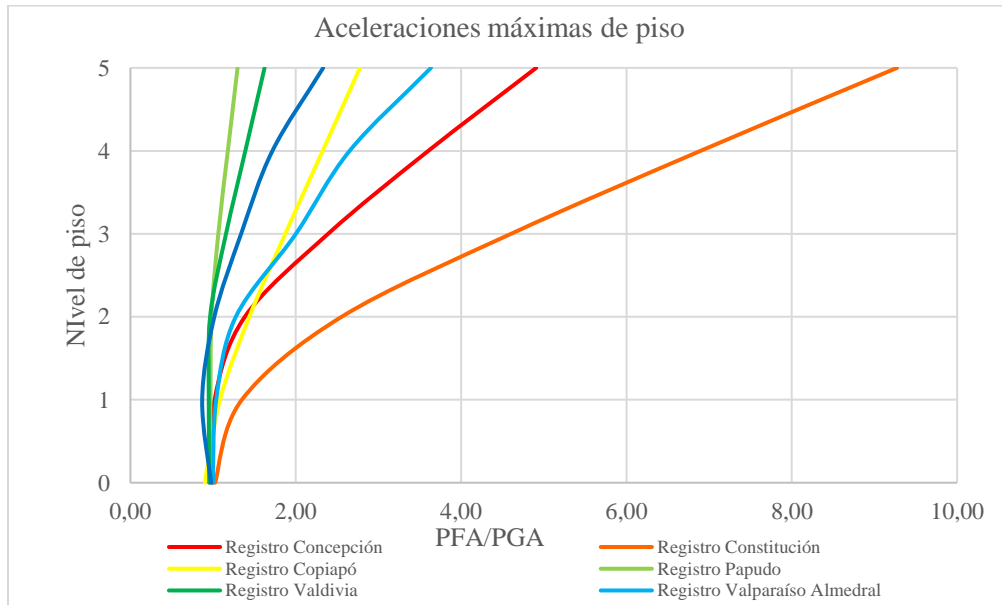


Figura 7.23. Aceleraciones máximas por piso en dirección Y, modelo empotrado en zona sísmica III.

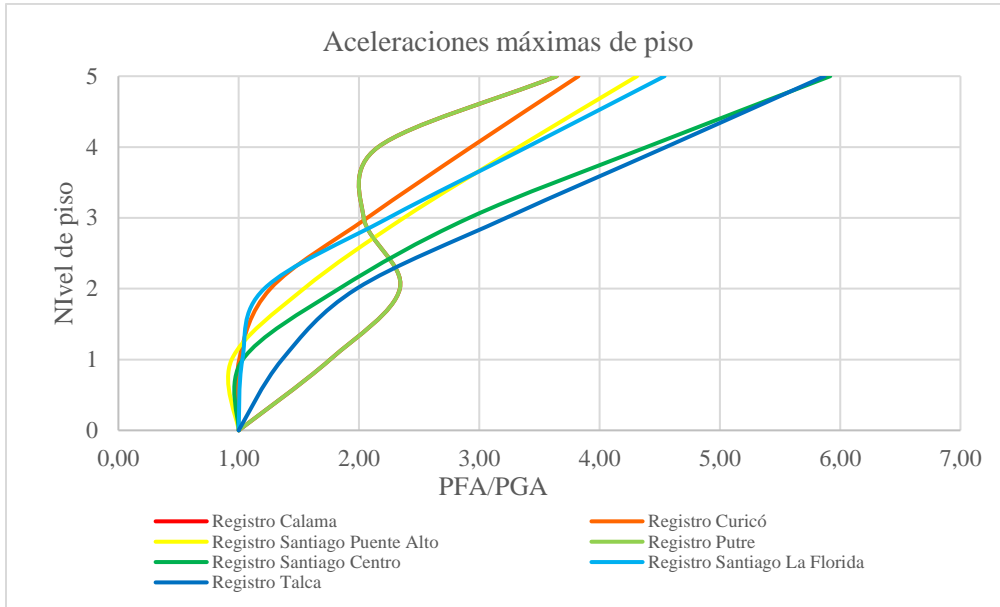


Figura 7.24. Aceleraciones máximas por piso en dirección X, modelo empotrado en zona sísmica II.

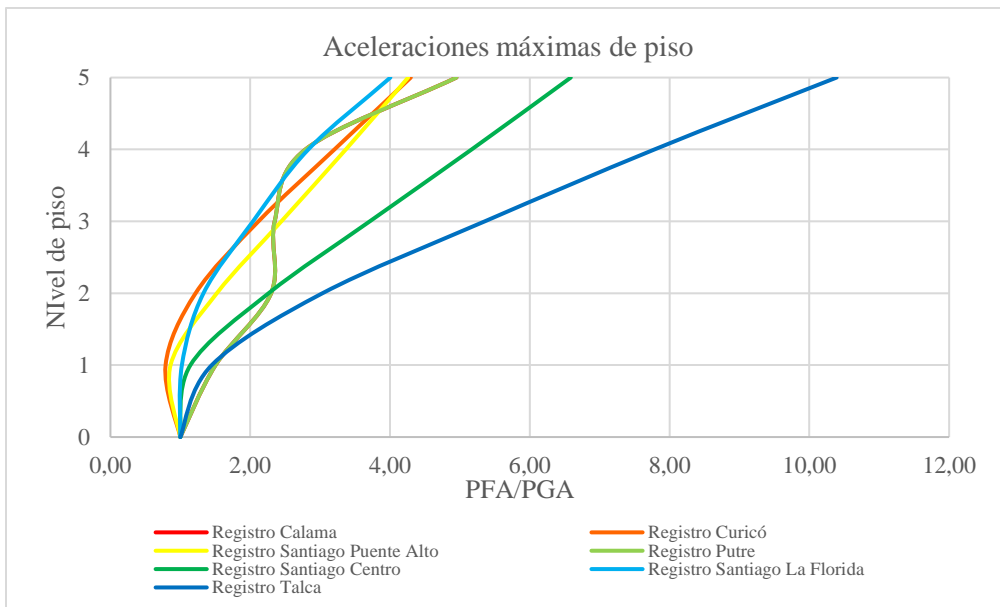


Figura 7.25. Aceleraciones máximas por piso en dirección Y, modelo empotrado en zona sísmica II.

### 7.3.3.2. Edificio con aislación basal.

Las Figura 7.26, Figura 7.27 y Figura 7.28 siguientes muestran la aceleración máxima de piso normalizada por la aceleración máxima del suelo para el modelo en la zona sísmica III.

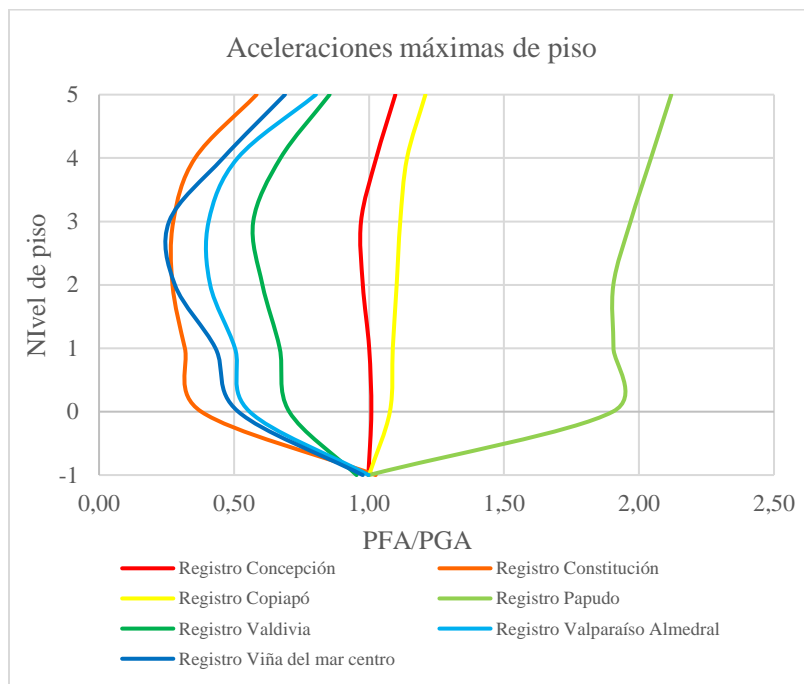


Figura 7.26. Aceleraciones máximas por piso en dirección X, opción 1 (zona sísmica III).

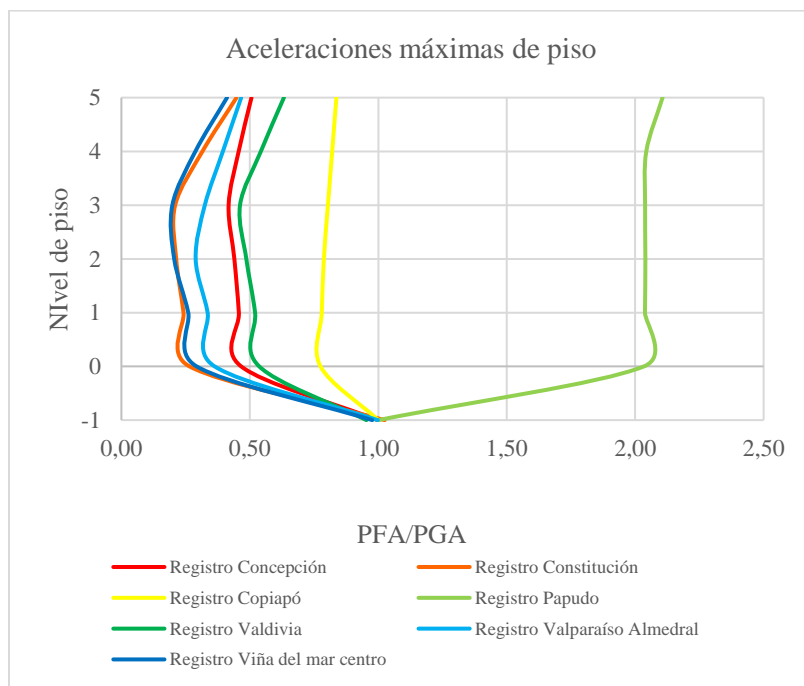


Figura 7.27. Aceleraciones máximas por piso, opción 2 (zona sísmica III).

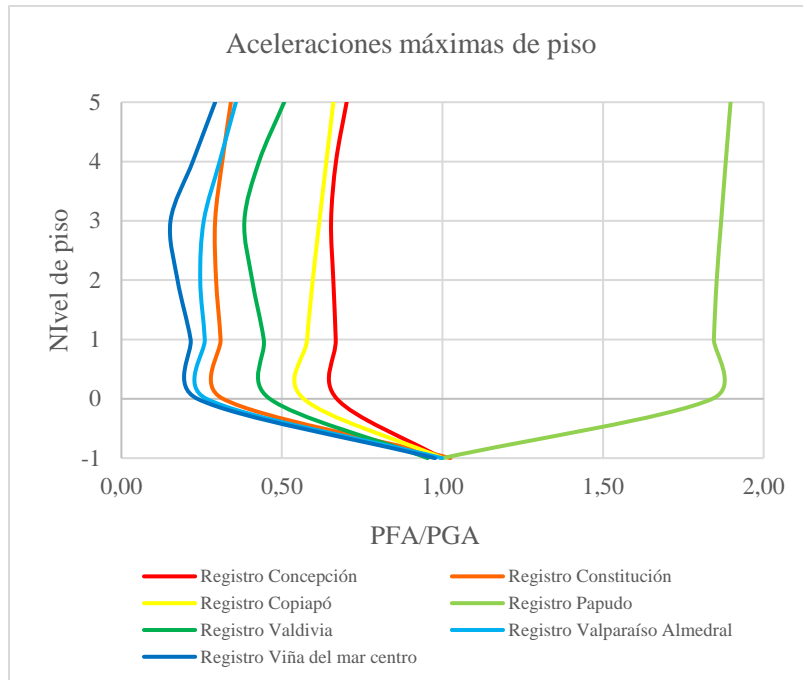


Figura 7.28. Aceleraciones máximas por piso, opción 3 (zona sísmica III).

Como se observa en las figuras anteriores, la aceleración máxima ocurre para todos los registros en la base y es absorbida por el sistema de aislación lo que provoca que no exista una variación significativa en la superestructura como sí pasa en el caso del edificio empotrado, donde las aceleraciones van creciendo a medida que aumenta la altura del edificio. También se puede notar que las aceleraciones máximas de piso para el registro de papudo se alejan en casi dos puntos del resto de las aceleraciones para los otros registros, lo que no quiere decir que es en esta estación donde ocurren las máximas aceleraciones.

Las Figura 7.29, Figura 7.30 y Figura 7.31 muestran la aceleración máxima de piso normalizada por la aceleración máxima del suelo para el modelo en la zona sísmica II.

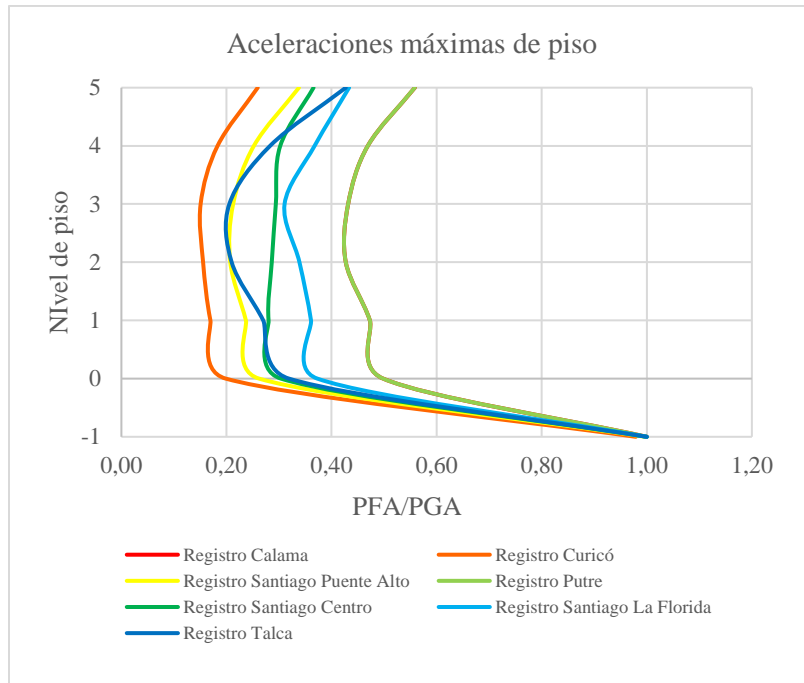


Figura 7.29. Aceleraciones máximas por piso, opción 1 (zona sísmica II).

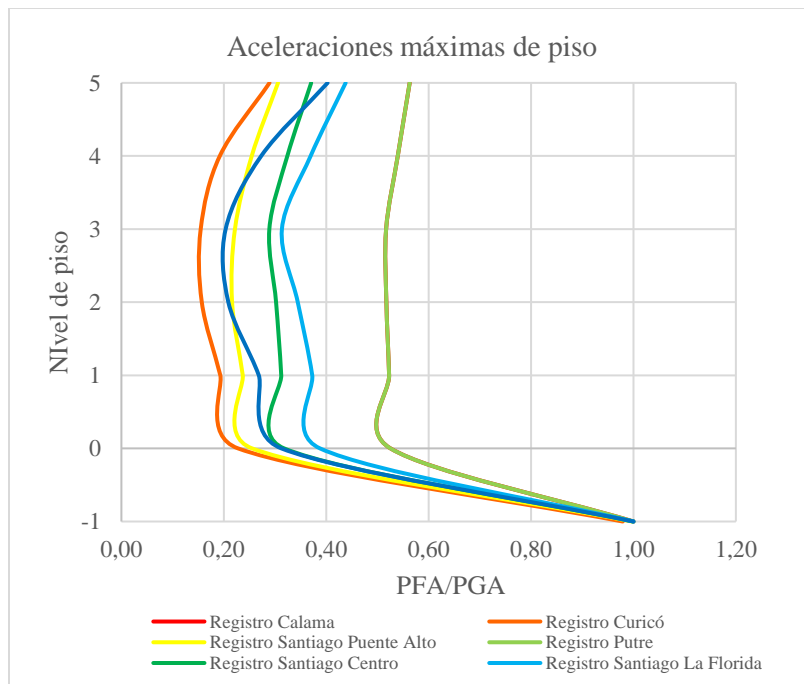


Figura 7.30. Aceleraciones máximas por piso, opción 2 (zona sísmica II).

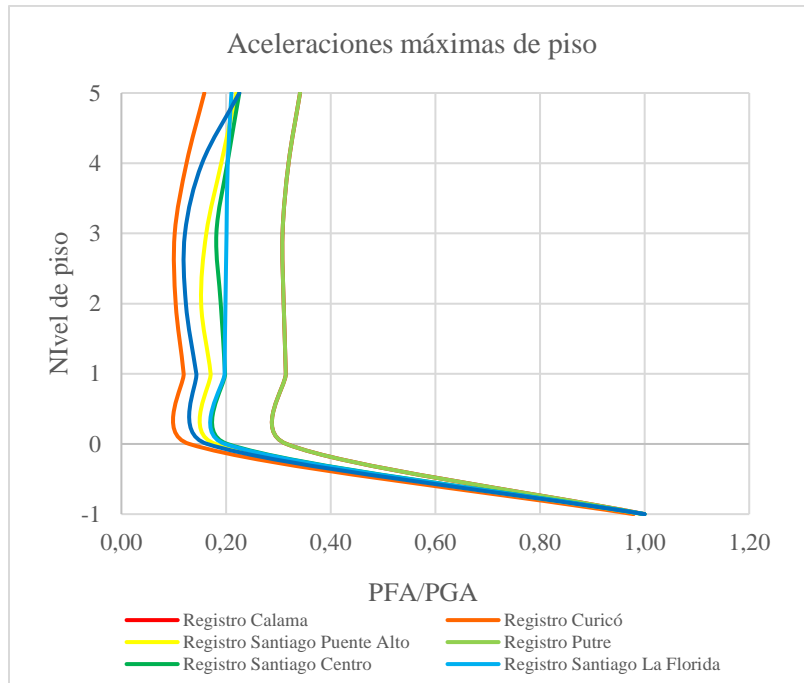


Figura 7.31. Aceleraciones máximas por piso, opción 3 (zona sísmica II).

En las aceleraciones en la zona sísmica II la curva de aceleraciones máximas tienen un comportamiento similar donde la aceleración máxima se produce justo arriba del sistema de aislación basal y no varía a lo largo de la altura del muro.

### 7.3.4. Verificación del comportamiento de los aisladores.

#### 7.3.4.1. Verificación del ciclo de histéresis.

Para verificar que el sistema de aislación funcione correctamente, se debe conocer el desplazamiento de los deslizados y considerar la curva bilineal de cada aislador presentada en la Figura 7.1 y los valores de las propiedades de los aisladores de la Tabla 7.1. ya que la curva de histéresis de los aisladores debido a los registros sísmicos debe seguir un comportamiento que se encuentre dentro del sistema bilineal.

La Tabla 7.12 y Tabla 7.13 muestran los cortes máximos en el ciclo de histéresis producidos en los aisladores del modelo realizado en la zona sísmica III.

Tabla 7.12. Deformación y esfuerzos de corte máximo dirección X.

Registro	LRB-S 750/154-160		LRB-SN 1000/180-200		LRB-S 850/168-150	
	d [m]	F [ton]	d [m]	F [ton]	d [m]	F [ton]
1	0,55	125,56	0,35	111,23	0,55	125,56
2	0,14	44,78	0,15	60,89	0,14	44,78
3	0,01	10,34	0,01	15,15	0,01	10,34
4	0,01	13,33	0,02	26,72	0,01	13,33
5	0,06	28,59	0,06	38,52	0,06	28,59
6	0,07	30,13	0,07	39,64	0,07	30,13
7	0,06	28,04	0,05	36,82	0,06	28,04

Tabla 7.13. Deformación y esfuerzos de corte máximo dirección Y.

Registro	LRB-S 750/154-160		LRB-SN 1000/180-200		LRB-S 850/168-150	
	d [m]	F [ton]	d [m]	F [ton]	d [m]	F [ton]
1	0,41	87,78	0,35	110,92	0,41	87,78
2	0,12	34,89	0,15	61,59	0,12	34,89
3	0,00	7,13	0,01	14,83	0,00	7,13
4	0,01	10,38	0,02	26,35	0,01	10,38
5	0,06	21,07	0,06	38,19	0,06	21,07
6	0,07	24,65	0,07	40,14	0,07	24,65
7	0,05	24,65	0,05	36,53	0,05	24,65

Como se puede observar en las tablas anteriores y en la Figura 7.32, considerando las propiedades de cada aislador, en el registro de Concepción ocurre que el desplazamiento sobrepasa al desplazamiento de diseño, además la incursión en el rango inelástico es mayor que la fuerza máxima que soporta el aislador.

Por otro lado, con el resto de los registros, la deformación máxima es menor al desplazamiento de diseño y la incursión inelástica está dentro de los límites que soportan los aisladores. La Figura 7.33 muestra la histéresis del aislador LRB-S 750/154-160 del registro de Valparaíso.

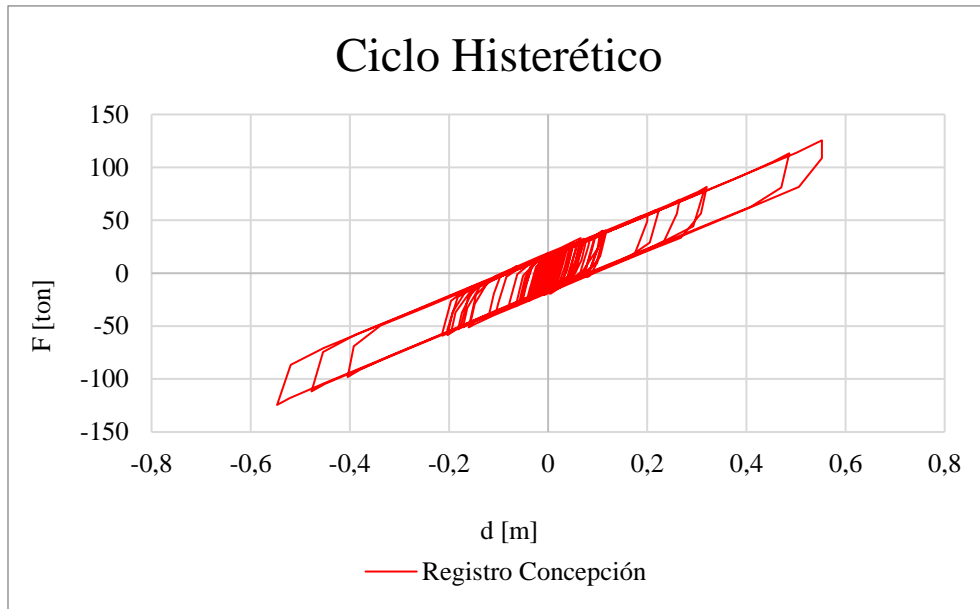


Figura 7.32.. Histéresis aislador LRB-S 750/154-160 ante registro de Concepción.

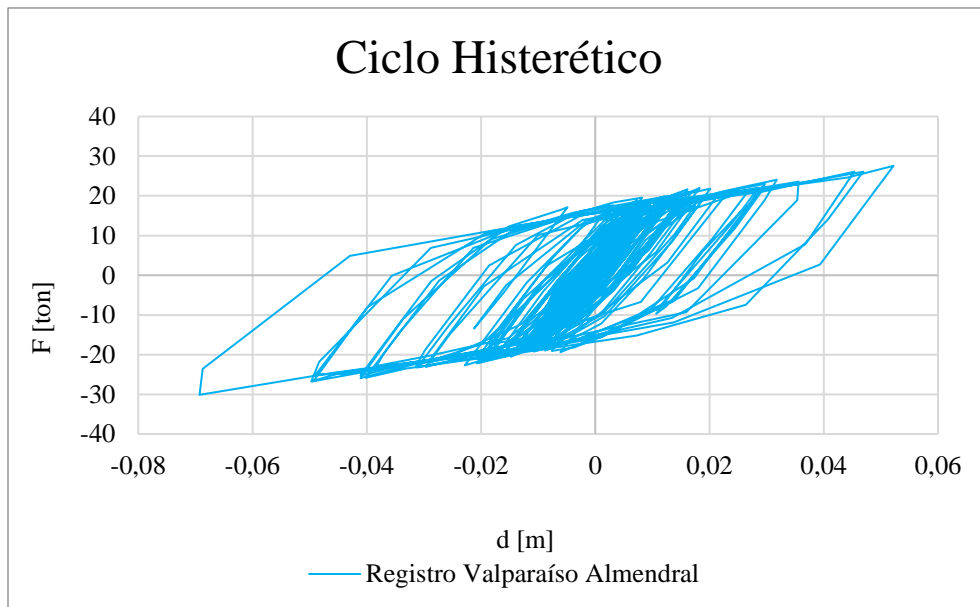


Figura 7.33. Histéresis aislador LRB-S 750/154-160 ante registro de Valparaíso Almendral.

La Tabla 7.14 y Tabla 7.15 muestran los cortes máximos en el ciclo de histéresis producidos en los aisladores del modelo realizado en la zona sísmica II.

Tabla 7.14. Deformación y esfuerzos de corte máximo dirección X.

Registro	LRB-S 600/126-125		LRB-SN 900/171-185		LRB-S 750/126-125	
	d [m]	F [ton]	d [m]	F [ton]	d [m]	F [ton]
1	0,01	10,96	0,01	24,43	0,02	12,18
2	0,11	25,41	0,11	48,27	0,11	12,62
3	0,07	19,10	0,07	37,36	0,09	12,55
4	0,01	10,96	0,01	24,43	0,02	12,18
5	0,09	21,82	0,09	43,01	0,08	12,53
6	0,08	21,06	0,08	40,75	0,07	12,86
7	0,08	19,45	0,08	37,61	0,07	12,28

Tabla 7.15. Deformación y esfuerzos de corte máximo dirección Y.

Registro	LRB-S 600/126-125		LRB-SN 900/171-185		LRB-S 750/126-125	
	d [m]	F [ton]	d [m]	F [ton]	d [m]	F [ton]
1	0,01	9,06	0,01	20,47	0,02	10,01
2	0,10	20,43	0,10	41,88	0,11	11,14
3	0,06	15,41	0,06	30,77	0,08	10,93
4	0,01	9,06	0,01	20,47	0,02	10,01
5	0,07	16,42	0,07	32,88	0,07	11,39
6	0,07	16,89	0,07	34,67	0,06	11,19
7	0,07	16,89	0,07	34,67	0,06	11,19

Se observa de las tablas que el ciclo de histéresis de los aisladores en la zona sísmica II no exceden el límite del desplazamiento de diseño ni tampoco superan el esfuerzo máximo que soporta el aislador. La Figura 7.34 muestra la histéresis ante el registro de Curicó del aislador LRB-S 600/126-125.

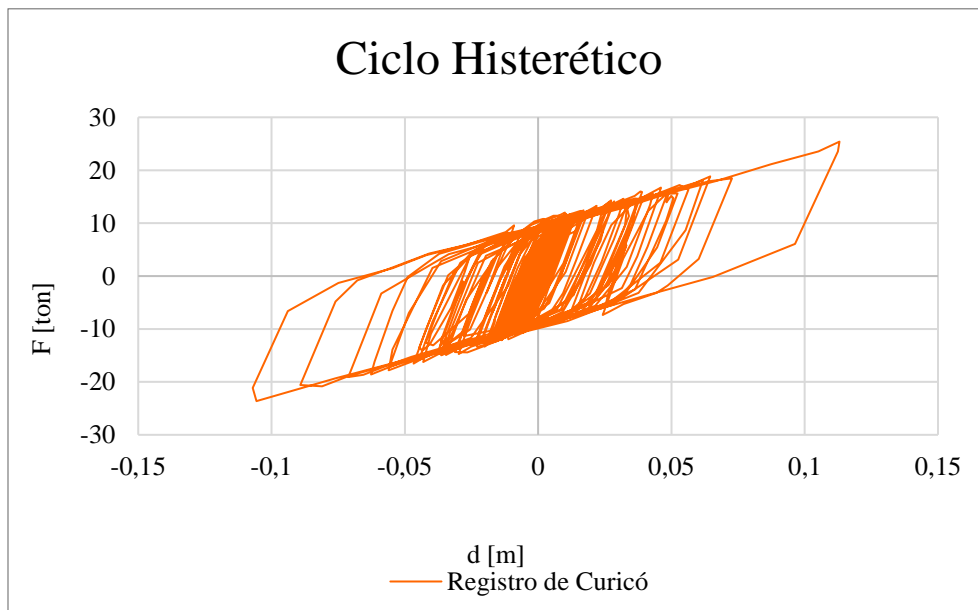


Figura 7.34. Histéresis aislador LRB-S 600/126-125 ante registro de Curicó.

### 7.3.4.2. Verificación de estabilidad.

La Tabla 7.16 muestra la carga axial máxima que se produce en el sistema de aislación para la edificación en la zona sísmica III.

Tabla 7.16. Carga axial maxima, modelo zona sismica III.

Registro	Sistema de aislación basal (opción 1)		Sistema de aislación basal (opción 2)		Sistema de aislación basal (opción 3)	
	Tracción Máxima	Compresión Máxima	Tracción Máxima	Compresión Máxima	Tracción Máxima	Compresión Máxima
1	139,3	146,0	47,9	47,8	85,2	85,7
2	50,4	45,0	31,0	30,9	43,4	43,9
3	10,9	11,0	6,4	6,4	5,5	5,4
4	13,2	14,1	9,9	10,0	9,4	9,2
5	33,1	31,6	17,7	17,7	17,0	16,9
6	35,9	30,6	19,2	20,2	17,6	17,7
7	36,1	35,6	20,5	20,5	16,5	16,5

La tabla Tabla 7.17 muestra la carga axial máxima que se produce en el sistema de aislación para la edificación en la zona sísmica II.

Tabla 7.17. Carga axial maxima, modelo zona sismica II.

Registro	Sistema de aislación basal (opción 1)		Sistema de aislación basal (opción 2)		Sistema de aislación basal (opción 3)	
	Tracción Máxima	Compresión Máxima	Tracción Máxima	Compresión Máxima	Tracción Máxima	Compresión Máxima
1	21,6	19,7	9,9	9,9	7,0	6,2
2	27,8	28,3	22,1	22,1	15,7	15,5
3	21,6	19,7	17,6	17,6	13,3	12,4
4	11,7	11,8	9,9	9,9	7,0	6,2
5	23,8	20,3	17,5	17,5	13,6	12,1
6	22,8	19,4	17,9	17,9	11,6	11,8
7	21,6	22,7	20,4	20,4	11,7	12,3

En ambos casos, para la compresión máxima, los aisladores seleccionados son capaces de soportarla ya que son menores que la carga vertical admisible de estos dada por el fabricante. Por otro lado, en el caso de la tracción, el fabricante no especifica una capacidad admisible a la tracción de los aisladores, ni la norma NCh 2745 no especifica una tracción admisible para estos. Cabe recalcar que los aisladores se conforman además por placas metálicas que confinan al elastómero y las cuales conectan al aislador con la estructura, por lo que deben tener una resistencia a la tracción adecuada.

# Capítulo VIII

## 8. Cubicación y Costos.

El análisis de precios unitario en un proyecto de construcción determina el precio unitario de cada actividad o partida a realizar en una obra, se toman en cuenta no solo el costo directo que incluye el precio de los materiales, el equipo a utilizar y la mano de obra, sino también costos indirectos y costos administrativos. Considerando las ventajas del uso de prefabricados en el ítem 2.2, la comparación de precios se realizó solo del costo directo del material, siendo más específico, del hormigón. Al ser un proceso industrializado, se externaliza la mano de obra por lo que no se toma en cuenta el costo de esta, ni tampoco se toma en consideración el costo de los equipos de construcción.

### 8.1. Cubicación de edificio de base fija.

Se calcula el volumen de hormigón de todos los elementos que componen la estructura.

#### 8.1.1. Cubicación de muros.

Los muros se resumen en muros exteriores y muros interiores como se muestra en la Figura 8.1.

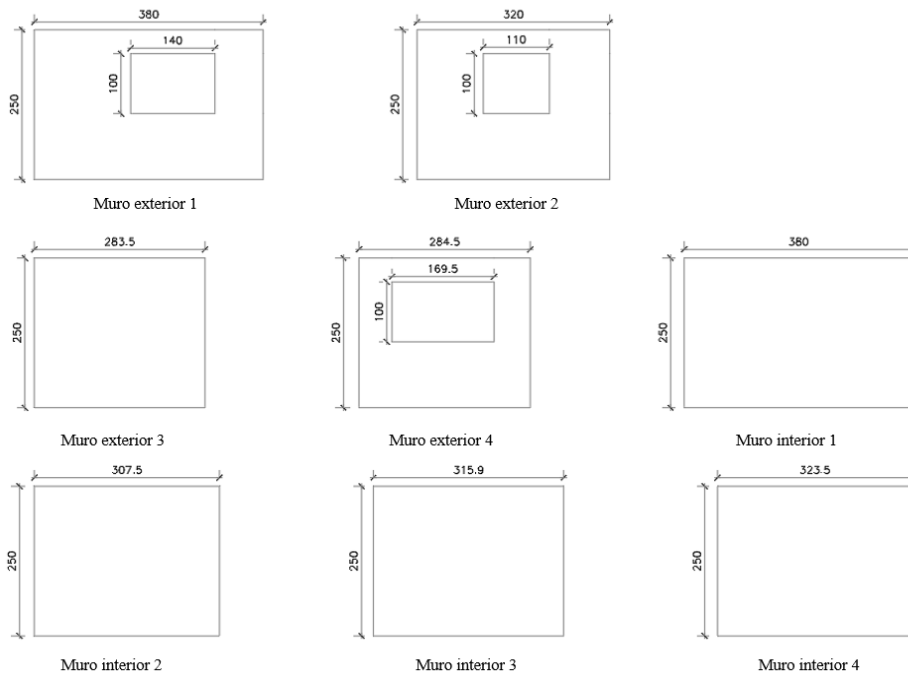


Figura 8.1. Muros que componen la estructura con sus dimensiones en centímetros.

Tabla 8.1. Cubicación de muros.

Muro	Área [m <sup>2</sup> ]	e [m]	Cantidad	V [m <sup>3</sup> ]
Muro exterior 1	8,10	0,12	20	19,44
Muro exterior 2	6,90	0,12	20	16,56
Muro exterior 3	7,09	0,12	20	17,01
Muro exterior 4	5,42	0,12	20	13,00
Muro interior 1	9,50	0,12	20	22,80
Muro interior 2	7,69	0,12	10	9,23
Muro interior 3	7,90	0,12	10	9,48
Muro interior 4	8,09	0,12	10	9,71
<b>total</b>				<b>117,22</b>

### 8.1.2. Cubicación de vigas.

Las vigas se resumen en las vigas mostradas en la Figura 4.5.

Tabla 8.2. Cubicación de vigas.

Vigas	L [m]	h [m]	e [m]	Cantidad	V [m <sup>3</sup> ]
V1-V2-V3-V4	3,80	0,40	0,15	4	0,91
	3,80	1,30	0,15	20	14,82
	3,80	0,90	0,15	4	2,05
V2-V5	3,25	0,40	0,15	2	0,39
	3,25	1,30	0,15	10	6,34
V7-V8-V9-V10	3,20	0,40	0,15	20	3,84
V11	3,25	0,40	0,15	5	0,98
V12	3,80	0,40	0,15	4	0,91
V13	1,63	0,40	0,15	4	0,39
<b>total</b>					<b>30,63</b>

### 8.1.3. Cubicación losas.

Tabla 8.3. Cubicación de losas.

Losa	Área [m <sup>2</sup> ]	e [m]	Cantidad	V [m <sup>3</sup> ]
Losa piso 5	311,50	0,15	1	43,73
Losa piso 4-1	305,33	0,15	4	183,20
<b>total</b>				<b>229,22</b>

### 8.1.4. Cubicación de fundación.

Tabla 8.4. Cubicación de fundación.

Fundación	Área [m <sup>2</sup> ]	L total [m]	V [m <sup>3</sup> ]
Zapata corrida	0,46	90,20	41,49
Viga de fundación	0,06	22,28	1,34
<b>total</b>			<b>42,83</b>

### 8.1.5. Volumen total del edificio con base fija.

La Tabla 8.5 muestra la cubicación total de la superestructura

Tabla 8.5. Cubicación total

Volumen superestructura	377,77	[m <sup>3</sup> ]
Volumen total de la fundación	42,83	[m <sup>3</sup> ]
<b>total</b>	<b>420,60</b>	<b>[m<sup>3</sup>]</b>

## 8.2. Cubicación de edificio con aislación basal.

Al implementare la aislación basal, a la estructura con base fija se le agrega un sistema de vigas y losa que soportan al edificio para agregar los aisladores y deslizadores en su base.

Se realiza los mismos cálculos del ítem 8.1 pero con el cambio de espesor de los muros. La tabla muestra el valor total del volumen de hormigón

Tabla 8.6. Cubicación de hormigón de la superestructura aislada.

Volumen		
Volumen de la superestructura	377,77	[m <sup>3</sup> ]

### 8.2.1. Cubicación de la subestructura.

La subestructura suma a la cubicación la losa y las vigas que van sobre el sistema de aislación.

Tabla 8.7. Cubicación losa sobre el sistema de aislación.

Losa	Área [m <sup>2</sup> ]	e [m]	Cantidad	V [m <sup>3</sup> ]
Losa sobre sistema de aislación	311,50	0,14	1	46,73

Tabla 8.8. Cubicación vigas sobre sistema de aislación.

Vigas de la subestructura (50x70)	Área [m <sup>2</sup> ]	L total [m]	V [m <sup>3</sup> ]
	0,35	122,75	42,96

Tabla 8.9. Cubicación total del edificio aislado.

volúmenes totales		
Volumen total superestructura	377,77	[m <sup>3</sup> ]
Volumen total subestructura	89,69	[m <sup>3</sup> ]
<b>total</b>	<b>467,46</b>	<b>[m<sup>3</sup>]</b>

## 8.2.2. Cubicación de fundación.

Se calcula los volúmenes de la fundación de las zapatas aisladas.

Tabla 8.10. Cubicación de viga de fundación (60x30 [cm]).

Vigas de fundación	Área [m <sup>2</sup> ]	L total [m]	V [m <sup>3</sup> ]
	0,18	122,75	<b>22,10</b>

Tabla 8.11. cubicación de zapatas en zona sísmica III

Zapatas Aisladas (zona sísmica III)			
Opción 1	V [m <sup>3</sup> ]	Cantidad	V [m <sup>3</sup> ]
Zapata AE LRB	4,9	4	19,4
Zapata DF	3,3	8	26,4
<b>total</b>			45,9
Opción 2	V [m <sup>3</sup> ]	Cantidad	V [m <sup>3</sup> ]
Zapata AE LRB	8,9	2	17,7
Zapata DF	3,3	10	33,0
<b>total</b>			50,8
Opción 2	V [m <sup>3</sup> ]	Cantidad	V [m <sup>3</sup> ]
Zapata AE LRB	5,8	4	23,2
Zapata DF	3,0	2	6,1
Zapata AE	4,2	6	24,9
<b>total</b>			54,2

Tabla 8.12. cubicación en zapatas en zona sísmica II.

Zapatas Aisladas (zona sísmica II)			
Opción 1	V [m <sup>3</sup> ]	Cantidad	V [m <sup>3</sup> ]
Zapata AE LRB	4,5	4	17,8
Zapata DF	3,3	8	26,4
<b>total</b>			44,3
Opción 2	V [m <sup>3</sup> ]	Cantidad	V [m <sup>3</sup> ]
Zapata AE LRB	6,6	2	13,3
Zapata DF	3,4	10	33,9
<b>total</b>			47,1
Opción 2	V [m <sup>3</sup> ]	Cantidad	V [m <sup>3</sup> ]
Zapata AE LRB	5,8	2	11,6
Zapata DF	3,0	6	18,3
Zapata AE	3,3	4	13,2
<b>total</b>			43,1

### 8.2.3. Cubicación total del edificio aislado.

Las Tablas 8.13 y 8.14 muestra la cubicación total del edificio con aislación basal para las tres opciones de sistema de aislación.

Tabla 8.13. Cubicación total edificio con aislación basal en zona sísmica III.

Volumen total (zona sísmica III)	
Superestructura + sistema de aislación basal	V Total [m <sup>3</sup> ]
Opción 1	535,41
Opción 2	540,33
Opción 3	543,74

Tabla 8.14. Cubicación total edificio con aislación basal en zona sísmica II.

Volumen total (zona sísmica II)	
Superestructura + sistema de aislación basal	V Total [m <sup>3</sup> ]
Opción 1	533,81
Opción 2	536,69
Opción 3	532,64

### 8.3. Costos.

Ya cubicado el hormigón es posible obtener el valor del costo directos asociados al uso de hormigón en la construcción. Los precios unitarios son obtenidos del manual de precios de la empresa Ondac a la fecha del día 12 de diciembre de 2022 y su equivalencia en UF del mismo día. La tabla muestra la cantidad total del costo de la construcción.

Tabla 8.15. Precio unitario y costo total directo.

Ítem	Cantidad [m <sup>3</sup> ]	Precio unitario del hormigón [m <sup>3</sup> ]	Total [UF]
Hormigón G20	1	\$57.057	1,65 UF

En el caso de los aisladores y deslizadores el costo varía dependiendo de las características y propiedades que se requieran en el diseño. Se contactó de forma telefónica a la oficina “Sísmica” para obtener un valor aproximado del costo total de un aislador elastomérico y se indicó que un aislador sísmico tiene un valor aproximado de 2000 euros y un deslizador tiene un valor de 1000 euros. La Tabla 8.16 muestra el costo para las tres opciones de sistema de aislación.

Tabla 8.16. Costo en el sistema de aislación.

Costo del sistema de aislación				
Opción 1	Cantidad	Costo unitario	Total	Total [UF]
AE LRB	4	\$ 1.821.831	\$ 7.287.324	211
DF	8	\$ 910.915	\$ 7.287.320	211
<b>total</b>			<b>\$ 14.574.644</b>	<b>423</b>
Opción 2	Cantidad	Costo unitario	Total	Total [UF]
Zapata AE LRB	2	\$ 1.821.831	\$ 3.643.662	106
Zapata DF	10	\$ 910.915	\$ 9.109.150	264
<b>total</b>			<b>\$ 12.752.812</b>	<b>370</b>
Opción 2	Cantidad	Costo unitario	Total	Total [UF]
Zapata AE LRB	4	\$ 1.821.831	\$ 7.287.324	211
Zapata DF	2	\$ 910.915	\$ 1.821.830	53
Zapata AE	6	\$ 1.821.831	\$ 10.930.986	317
<b>total</b>			<b>\$ 20.040.140</b>	<b>581</b>

### 8.3.1. Costo total del hormigón

Las Tabla 8.17 muestran el costo total para el edificio en base fija y las Tabla 8.18 8.18 y 8.19 muestran el costo total del hormigón para el edificio con aislación basal en ambas zonas sísmicas para cada opción de sistema de aislación.

Tabla 8.17. Costo total del hormigón en edificio con base fija.

V total [m³]		Precio Unitario [m³]	Total [\$]	Total [UF]
Edificio con base fija	420,60	\$57.057	\$23.997.963,1	696

Tabla 8.18. Costo total del hormigón en edificio con aislación basal en zona sísmica III.

V total [m³] (zona sísmica III)		Precio Unitario [m³]	Total [\$]	Total [UF]
Edificio con aislación basal: Opción 1	535,41	\$57.057	\$30.549.116,6	886
Edificio con aislación basal: Opción 2	540,33	\$57.057	\$30.829.837,04	894
Edificio con aislación basal: Opción 3	532,64	\$57.057	\$31.024.287,3	900

Tabla 8.19. Costo total del hormigón en edificio con aislación basal en zona sísmica II.

V total [m³] (zona sísmica II)		Precio Unitario [m³]	Total [\$]	Total [UF]
Edificio con aislación basal: Opción 1	533,81	\$57.057	\$30.457.368,9	883
Edificio con aislación basal: Opción 2	536,69	\$57.057	\$30.621.693,1	888
Edificio con aislación basal: Opción 3	532,64	\$57.057	\$30.390.954,6	881

### 8.3.2. Costo total con sistema de aislación.

Las tablas muestran el valor en UF de la suma del costo total del hormigón más el costo de los aisladores.

Tabla 8.20. Costo total del edificio con aislación basal en zona sísmica III.

Edificio con aislación basal	Costo de hormigón [UF]	Costo del sistema de aislación [UF]	Total [UF]
Opción 1	886	423	1309
Opción 2	894	370	1264
Opción 3	900	581	1481

Tabla 8.21. Costo total del edificio con aislación basal en zona sísmica II.

Edificio con aislación basal	Costo de hormigón [UF]	Costo del sistema de aislación [UF]	Total [UF]
Opción 1	883	423	1306
Opción 2	888	370	1258
Opción 3	881	581	1463

## Capítulo IX

### 9. Conclusiones.

La geometría del edificio, considerando la cantidad de muros y su baja altura, resulta en una estructura muy rígida. La respuesta del análisis elástico realizado mediante la norma NCh433 Of. 96 Mod.2012 y el Decreto Supremo N°60 del edificio con base fija entrega resultados similares respecto al corte basal en el edificio modelado sobre dos zonas sísmicas, ya que en ambas zonas este corte representa un 14% en la zona III y un 11% en la zona II, del peso total del edificio.

Cuando se incorpora el aislamiento basal a la estructura el corte basal se reduce entre un 9 a un 12% del peso de la estructura (dependiendo de las opciones de aislamiento basal).

El desplazamiento sísmico entre pisos cumple el valor límite dado por la norma cuando el edificio está fijado en su base y de igual manera cuando se agrega el aislamiento basal. Ya que el *drift* entre piso cumple y está bajo el límite de ambas normas, se podría implicar que el edificio trabaje solo ante cargas gravitacionales ya que la deformación sísmica será absorbida por los aisladores, lo que podría permitir una reducción del espesores en muros ya que se asegura que la superestructura no se verá afectada ante las deformaciones sísmicas.

En cuanto a la respuesta no lineal de la estructura, los desplazamientos absolutos de la estructura con base fija se comportan de manera lineal, esto quiere decir, que la aceleración se va incrementando cada nivel, estando el máximo desplazamiento en el último piso de la estructura.

Los registros sísmicos asociados a la zona sísmica III, el desplazamiento máximo fue de 6 [cm] para el registro de Constitución en ambas direcciones de análisis. Por otro lado, el desplazamiento máximo ante los registros sísmicos de la zona sísmica II fue de 3,6 [cm] y 4,3 [cm] en la dirección X e Y respectivamente con el registro de Talca.

La respuesta no lineal del edificio con aislación basal nota un comportamiento diferente al edificio con la base fija ya que el mayor valor de la aceleración se produce en la base del edificio debido a la implementación de aisladores sísmicos, por sobre este peak en los pisos superiores se tienen diferentes aceleraciones menores al valor peak que, si bien no son constantes, presentan valores similares.

En la verificación de aisladores, los propuestos en el modelo en la zona sísmica II cumplen con el desplazamiento de diseño y la capacidad propia del aislador ya que en sus ciclo de histéresis no presentan deformaciones mayores a la del desplazamiento de diseño ni tampoco a las permitidas por el propio aislador.

Por otro lado, en el edificio en la zona sísmica III con el registro de Concepción en los tres casos propuestos el aislador falla ya que se supera el desplazamiento de diseño y la propia capacidad de deformación del aislador, una solución para esto es implementar aisladores más rígidos, pero se debe tener cuidado a que se cumplan los requisitos y disposiciones de la norma NCh 2745 de aislación sísmica para alcanzar el periodo objetivo y el corte basal mínimo.

En el caso de las conexiones, el uso de una losa prefabricadas con un *topping* de hormigón permite materializar un diafragma rígido compatibilizando las deformaciones y la estructura actúe en conjunto tal como un edificio construido de manera monolítica. Para las conexiones entre los paneles de hormigón entre sí y con otros elementos estructurales, como por ejemplo la fundación, se consideran conexiones húmedas conectadas mediante refuerzos de acero. En el caso de este trabajo, al realizar estas consideraciones, no afectan en el diseño ya que hay seguir el mismo proceso que para el diseño de una estructura de hormigón armado tradicional ya que con este tipo de conexión se espera que el edificio se comporte como un edificio monolítico. Es distinto el caso si se considerara otro tipo de conexión dado que para el diseño habría que seguir requisitos específicos para transferir los esfuerzos y lograr que la estructura se comporte como una estructura tradicional.

En este estudio se evaluó el costo directo del hormigón a utilizar mediante el cálculo del volumen necesario a utilizar en el edificio. Según la cubicación realizada, el volumen total del edificio aumentó entre un 27% a un 29% al incorporar la aislación basal, ya que hay que incorporar la subestructura para soportar el edificio sobre los aisladores sísmicos.

Por otro lado, el uso de aisladores sísmicos y deslizadores friccionales aumenta el valor de la estructura y depende de la cantidad de estos elementos a utilizar. Con respecto al costo del edificio con base fija, el valor del costo aumenta entre un 81% a un 100% lo que encarece la construcción.

Finalmente, considerando que el edificio analizado es un edificio de baja altura y con un sistema de muros rígidos destinado a ser una vivienda social como solución habitacional se debe reconocer que la estructura podría ser construida sin aislación en la base y reducir los costos asociados a las ventajas de la construcción con prefabricado como lo son la reducción de contaminación y la optimización tiempo de construcción, se debe reconocer que si bien la aislación basal es más cara, permite proteger el contenido del edificio y que se reducen las aceleraciones por piso y las deformaciones en los pisos superiores que podrían ocurrir ante un sismo si la base fuera una fija.

## Bibliografía

- [1] X. Greene, “Déficit habitacional en Chile: un desafío urgente”, *Revista En Concreto*, 2022. [Online]. [www.revistaenconcreto.cl/tema-a-fondo-cchc/deficit-habitacional-en-chile-un-desafio-urgente/](http://www.revistaenconcreto.cl/tema-a-fondo-cchc/deficit-habitacional-en-chile-un-desafio-urgente/)
- [2] R. Sciaraffia, “Uso de prefabricados de hormigón en construcción de viviendas”, *Revista EMB Construcción*, 2019. [Online]. [www.emb.cl/construcción/articulo.mvc?](http://www.emb.cl/construcción/articulo.mvc?)
- [3] Y.C. Kurama, S. Sritharan, R.B. Reischman, J.I. Restrepo, R.S. Henry, N.M. Cleland, S.K. Ghosh y P. Bonelli. “Seismic-Resistant Precast Concrete Structures: State of the Art”. *Journal of Structural Engineering*. vol. 144, no. 4, 2018.
- [4] Biblioteca Nacional de Chile. “Casa Prefabricada”, en: *Cada Chilena: imágenes domésticas. Memoria Chilena*. Disponible en <https://www.memoriachilena.gob.cl/602/w3-article-619439.html>.
- [5] Instituto del Cemento y el Hormigón (ICH), “Nuevo Diseño Para La vivienda Social de Media Altura y su Entorno”, primera edición, Chile, 2013,
- [6] F. Watanabe, S. Okamoto, y H. Hiraishi, “Development of the Structural and Construction Guideline for High-Rise PC Buildings - Japanese PC Project,” 2000.
- [7] F. Mancini, “Análisis Crítico de la Aplicación de la Norma NCh 2369 Of. 2003 en las Estructuras Prefabricadas de Hormigón y el Comportamiento Observado en el terremoto del 27 de Febrero de 2010”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2016.
- [8] H. do Yun, H. R. Kim, and W. C. Choi, “Hysteretic response of tilt-up concrete precast walls with embedded steel plate connections,” *Sustainability (Switzerland)*, vol. 12, no. 19, Oct. 2020, doi: 10.3390/SU12197907.
- [9] I. Garrido, “Estudio de Daños en Estructuras Industriales Prefabricadas de Hormigón Armado a Consecuencia del Terremoto del 27 de Febrero de 2010”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Santiago de Chile, 2011.
- [10] Instituto Nacional de Normalización (INN), NCh 2745 Of. 2003.
- [11] M. O. Moroni, M. Sarrazin y R. Boroschek, “Experiments on a base-isolated building in Santiago, Chile”, *Engineering Structures*, Vol 20, Issue 8, 1998. P720-725.
- [12] D. Mellado, “Arquitectura e Industrialización Proyecto OCHOALCUBO-Etapa 5”, Webinar, 30, julio, 2020.
- [13] M. Brunet, C. López, and M. Muñoz, “Elementos de hormigón industrializado en edificaciones - ventajas,” Corporación de Desarrollo Tecnológico, 2020.
- [14] R. Valenzuela, “Evaluación de Sistemas Constructivos para Edificios de Mediana Altura de Hormigón Prefabricado”, Memoria para optar al título de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2018.
- [15] M.J. Morales. “Conjuntos habitacionales KPD, V Región”, 2014. [Online] [https://wiki.ead.pucv.cl/Conjuntos\\_Habitacionales\\_KPD,\\_V\\_Región](https://wiki.ead.pucv.cl/Conjuntos_Habitacionales_KPD,_V_Región)
- [16] P. Avaria, “Condominio Lomas de Javiera Montaje Prefabricado,” *Revista BIT*, 2017.
- [17] ACI Committee 551. and American Concrete Institute., *Tilt-up concrete construction guide*. American Concrete Institute, 2014.
- [18] M. P. Bono, “Tilt-up Concrete Panels: an Investigation of Flexural Stresses and Punching Shear during Lifting”, Tesis para obtener la Maestría en Ingeniería Civil e Ingeniería Ambiental, Massachusetts Intitute of Technology, Massachusetts, 2011.
- [19] R. Henry and J. Ingham, “Behaviour of tilt-up precast concrete buildings during the 2010/2011 Christchurch earthquakes” *Structural Concrete*, vol. 12, no. 4, 2011. p234–240.
- [20] Precast/Prestressed Concrete Institute, “PCI Desing Handbook: Precast and Prestressed Concrete”, 7th edition, 2010.
- [21] PCI Committee Report, “State of the Art of Precast/Prestressed Concrete Sandwich Wall Panels”, 2nd edition. 2011.
- [22] American Concrete Institute., *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario (versión en español y en sistema métrico)*. American Concrete Institute, 2008.

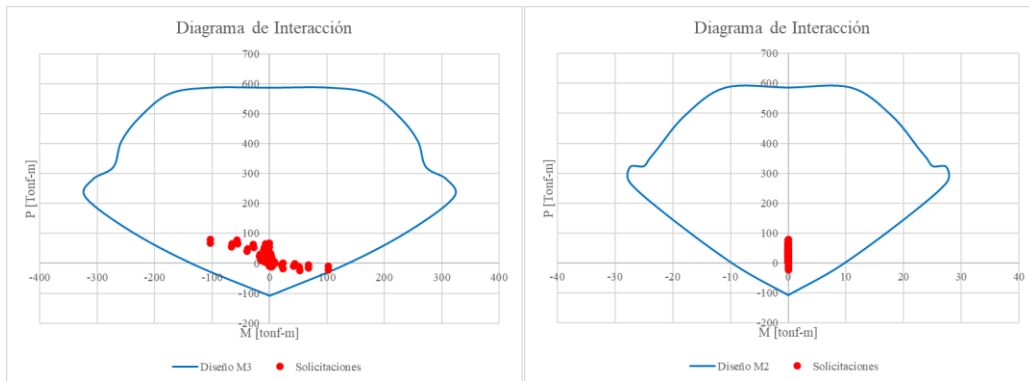
- [23] K. B. Choi, W. C. Choi, L. Feo, S. J. Jang, and H. do Yun, “In-plane shear behavior of insulated precast concrete sandwich panels reinforced with corrugated GFRP shear connectors,” *Compos B Eng*, vol. 79, 2015. pp. 419–429.
- [24] R. O’Hegarty and O. Kinnane, “Review of precast concrete sandwich panels and their innovations,” *Construction and Building Materials*, vol. 233, 2020.
- [25] R. O’Hegarty, O. Kinnane, M. Grimes, J. Newell, M. Clifford, and R. West, “Development of thin precast concrete sandwich panels: Challenges and outcomes,” *Constr Build Mater*, vol. 267, 2021.
- [26] D. Campusano and A. Cortés, “Experiencia y lecciones del comportamiento de las estructuras prefabricadas de hormigón en el sismo del 27 de febrero de 2010,” 2011.
- [27] P. Seifi, R. S. Henry, and J. M. Ingham, “Panel connection details in existing New Zealand precast concrete buildings,” *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 49, no. 2. New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2016, pp. 190–199.
- [28] G. Xu *et al.*, “Seismic performance of precast shear wall with sleeves connection based on experimental and numerical studies,” *Eng Struct*, vol. 150, . pp. 346–358.
- [29] A. Holmberg, “Muros Prefabricados en ACI 318, Seminario virtual, Prefabricados para Edificación en Altura”, 2022.
- [30] Bauman, “Proceso de Montaje Basico-V02”, 2010.
- [31] L. Aguirre, “Lineamientos de Diseño para Edificios de Muros de Hormigón Prefabricado en Chile”, tesis para optar al grado de Magister en Ciencia de la Ingeniería, Mención Ingeniería Estructural, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2021.
- [32] S.-D. Shen, Y. Cui, P. Pan, R.-H. Gong, Q.-S. Miao, and W.-F. Li, “Experimental Study of RC Prefabricated Shear Walls with Shear Keys Affected by a Slotted Floor Slab,” *J Aerosp Eng*, vol. 32, no. 3, 2019.
- [33] Ministerio de Vivienda y Urbanismo, “Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones”, 2020.
- [34] C. Cares. “Estructura prefabricada con aislación sísmica,” *Hormigón al Día*, Universidad Autónoma Sede Talca, 2018.
- [35] FIP Industriale SpA, “Elastomeric Isolators series SI”, 2012.
- [36] FIP Industriale SpA, “Lead Rubber Bearings series LRB”, 2012.
- [37] Instituto Nacional de Normalización (INN), NCh 433 Of. 1996. Mod. 2012.

# Anexos

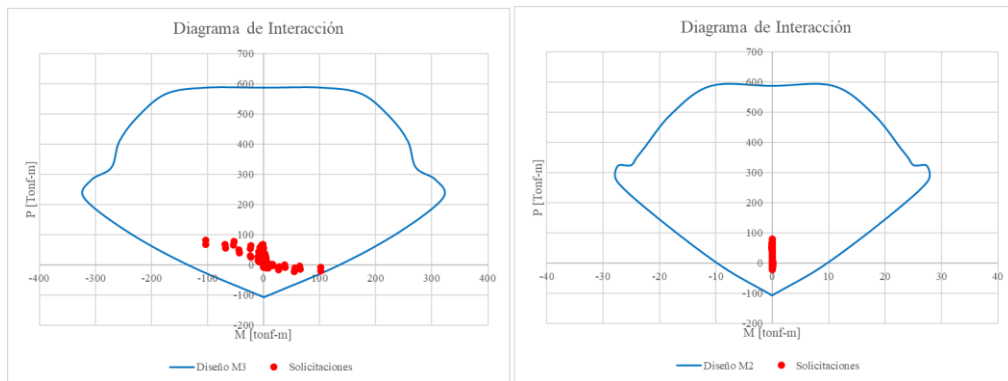
## Anexo A

En este anexo se muestran los diagramas de interacción de los muros sándwich para el edificio de base fija en la zona sísmica III que componen la estructura, se construyeron con la herramienta *section designer* de ETABS considerando las dos capas de hormigón con un espacio entre ellas.

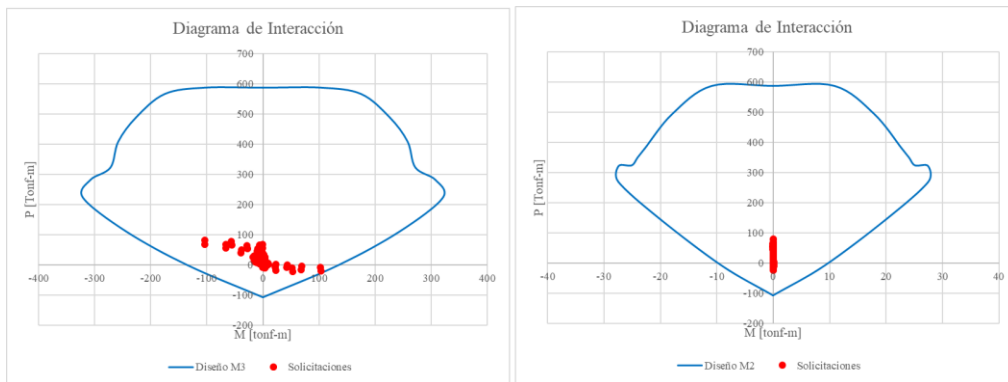
Diagramas de interacción muro M1



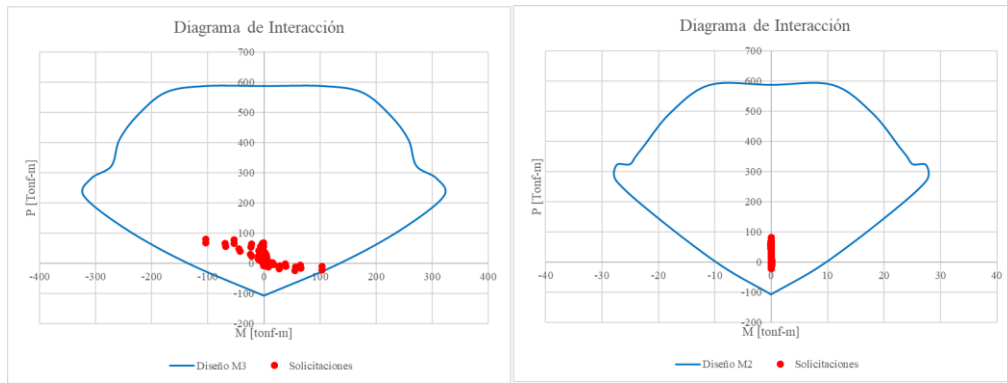
Diagramas de interacción muro M2



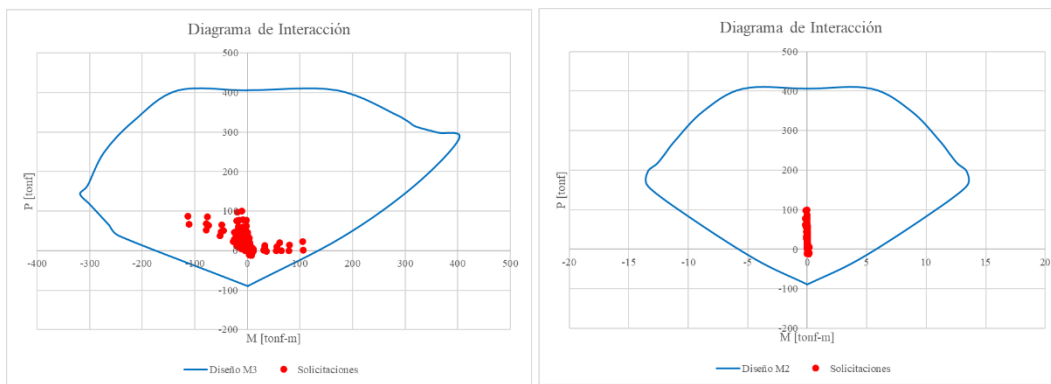
Diagramas de interacción muro M3



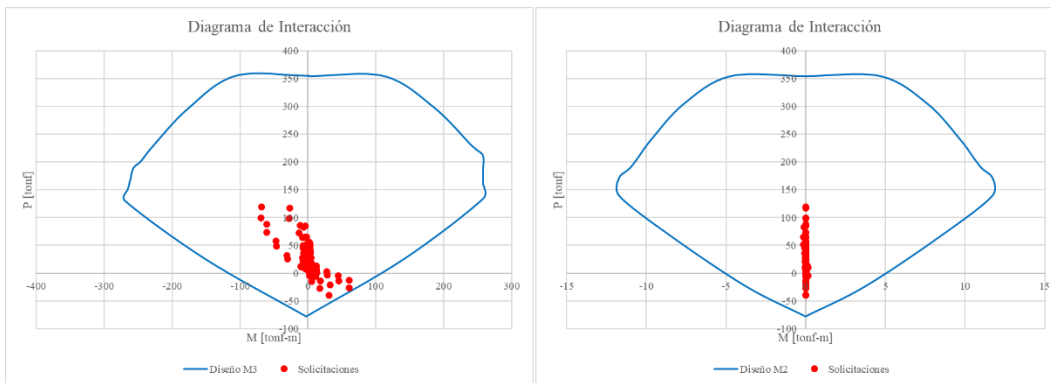
### Diagramas de interacción muro M4



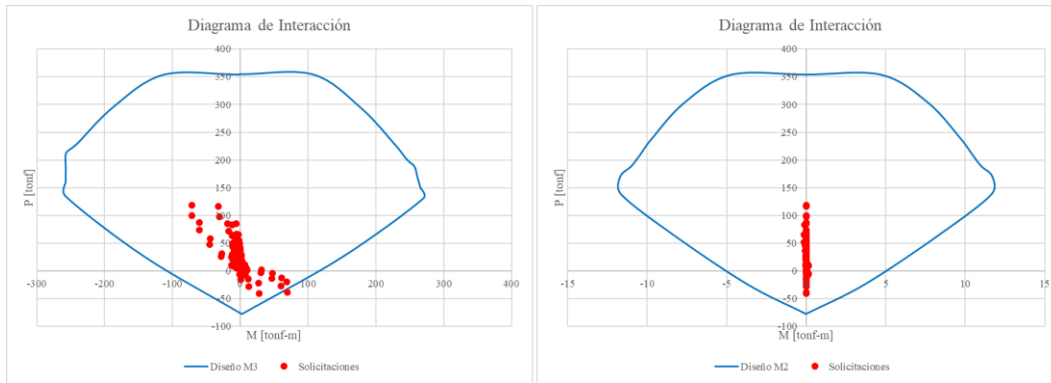
### Diagramas de interacción muro M5 conjunto M6



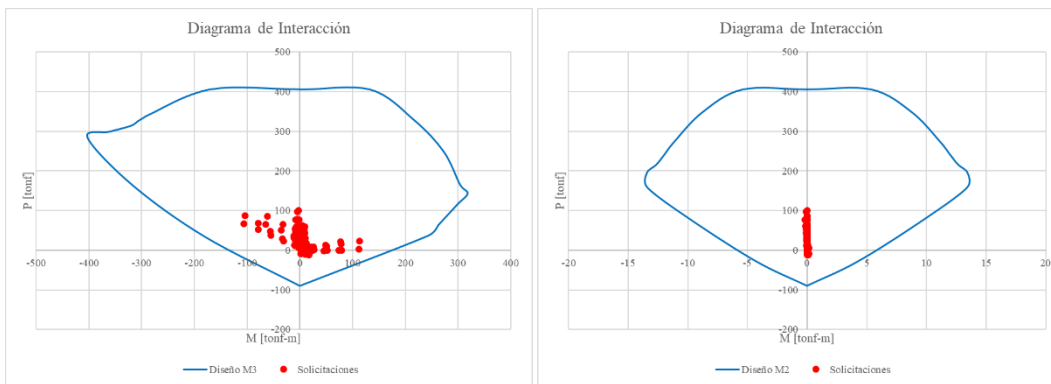
### Diagramas de interacción muro M7 conjunto a M8



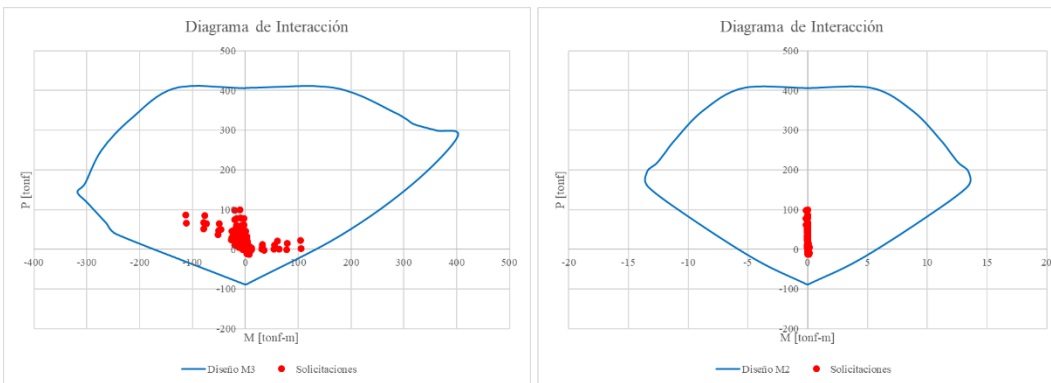
### Diagramas de interacción muro M9 conjunto a M10



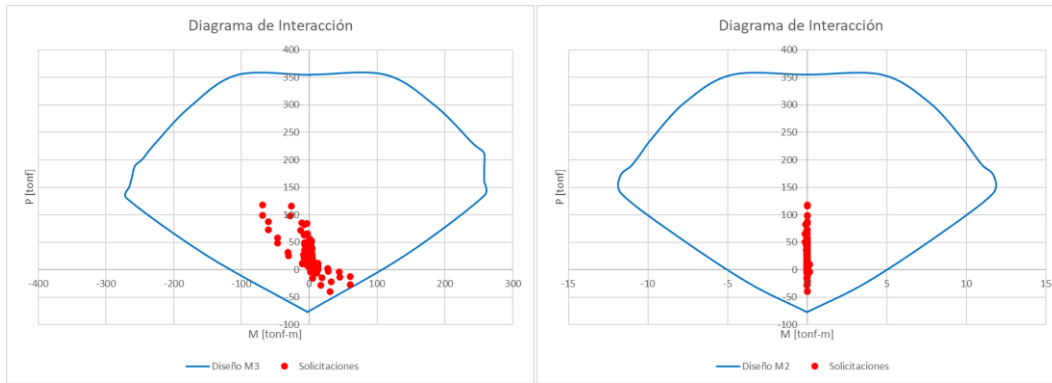
### Diagramas de interacción muro M11 conjunto a M12



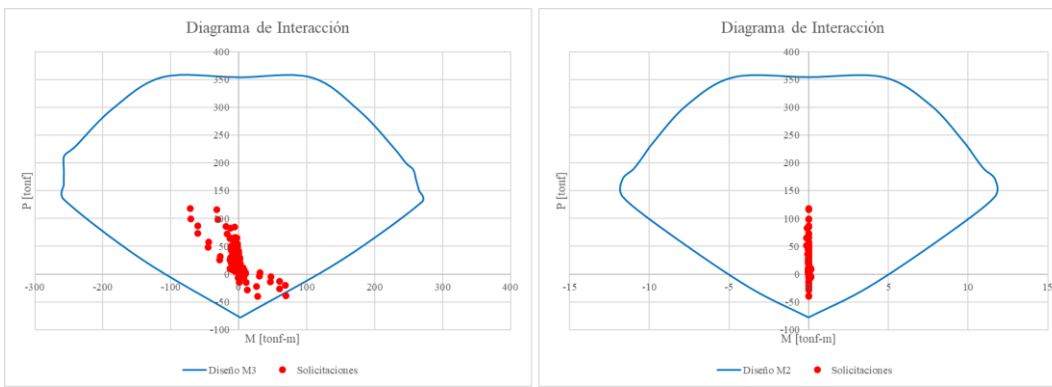
### Diagramas de interacción muro M13 conjunto a M14



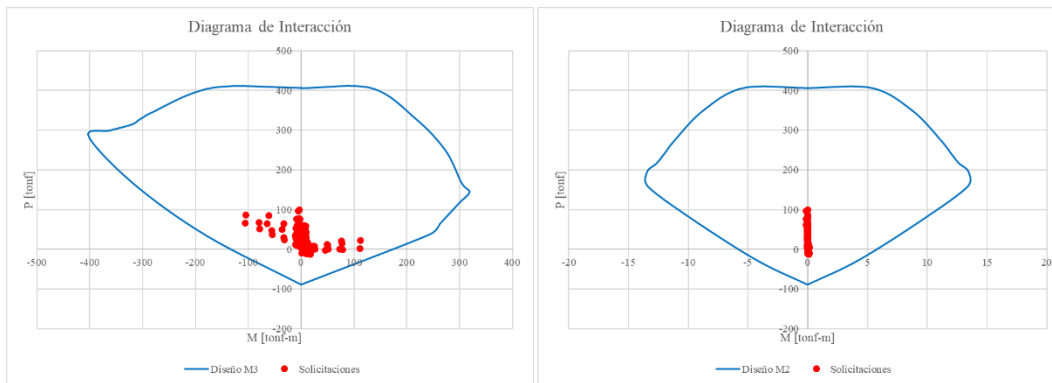
### Diagrama de interacción M15 conjunto a M16



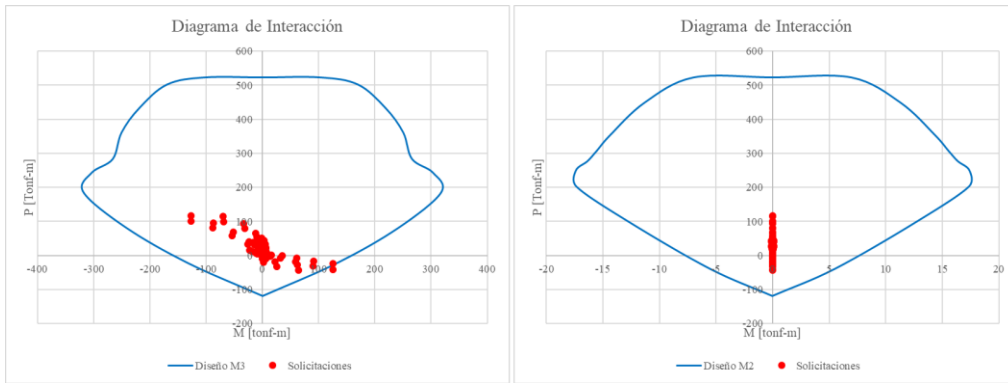
### Diagramas de interacción muro M17 conjunto a M18



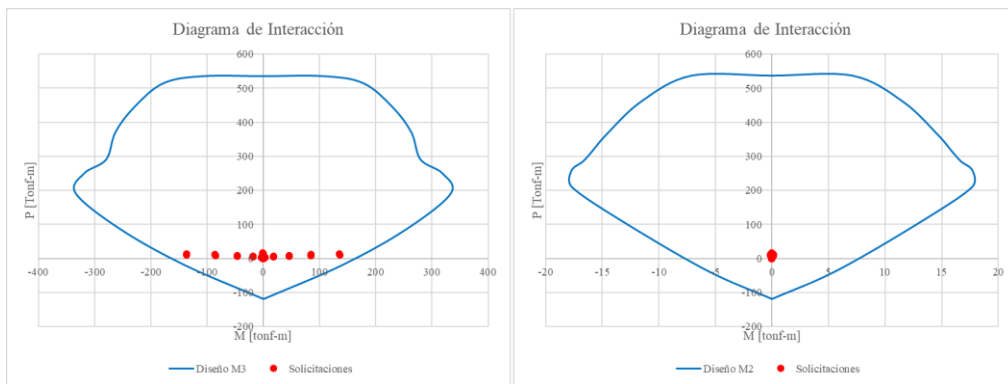
### Diagrama de Interacción M19 conjunto a M20



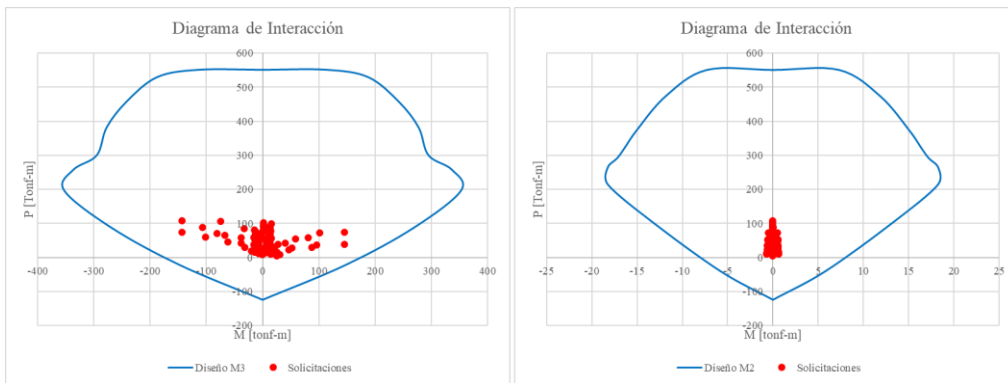
### Diagrama de interacción Muro M21



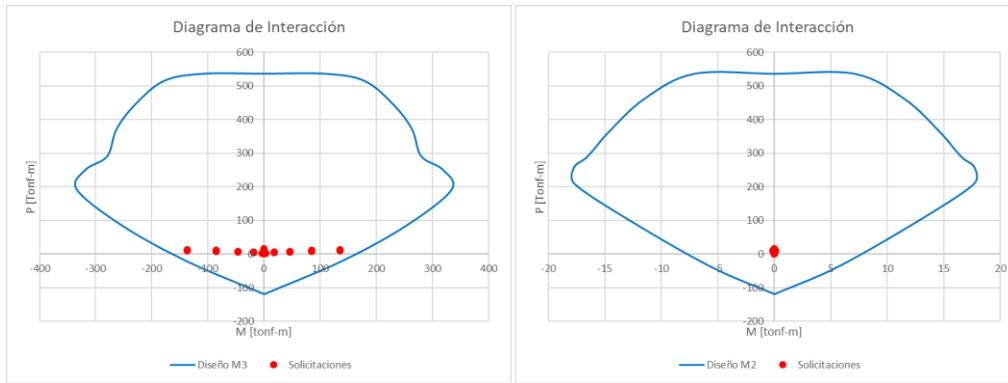
### Diagrama de interacción Muro M22



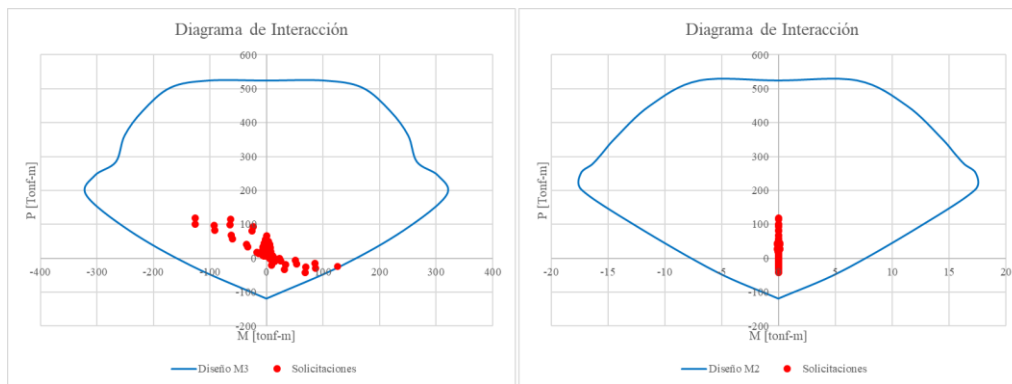
### Diagrama de interacción Muro M23



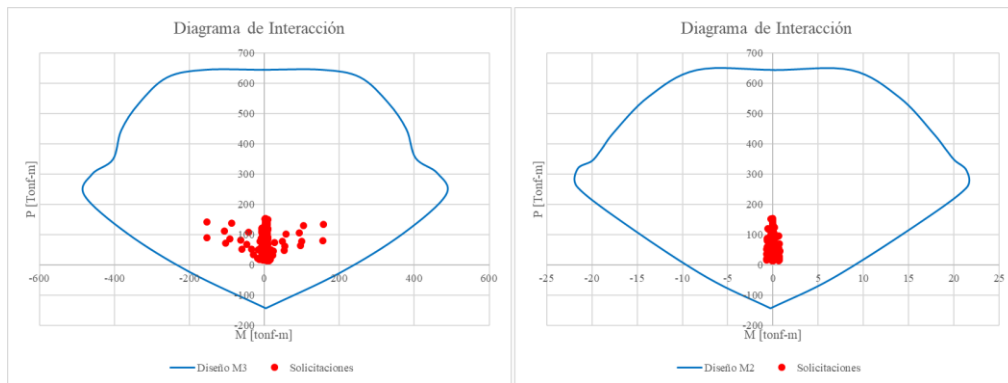
### Diagrama de interacción Muro M25



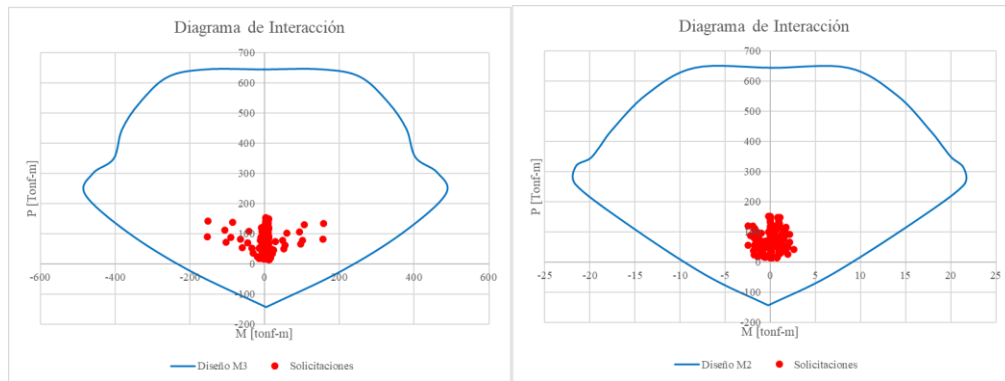
### Diagrama de interacción Muro M26



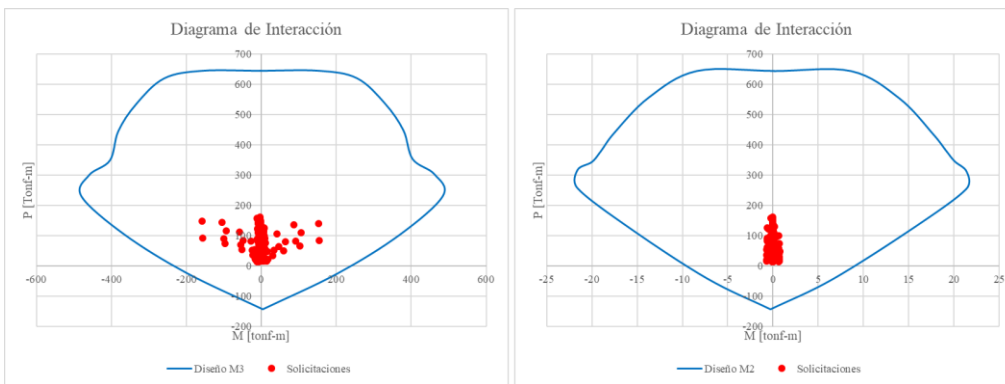
### Diagrama de interacción Muro M27



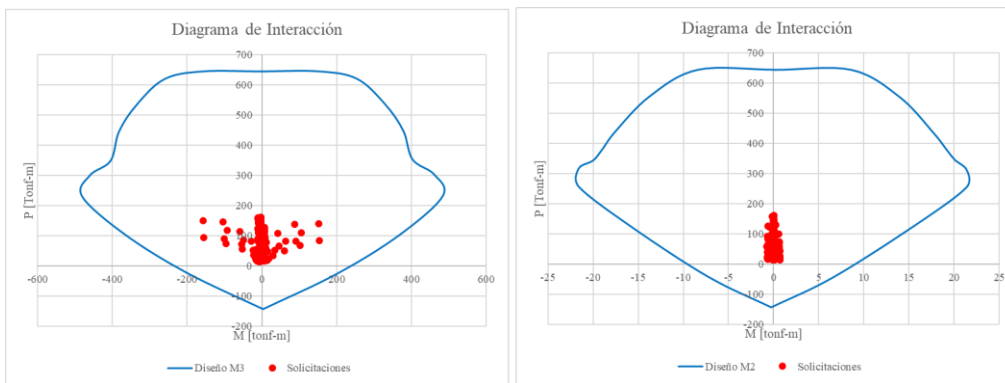
### Diagrama de interacción Muro M28



### Diagrama de interacción Muro M29



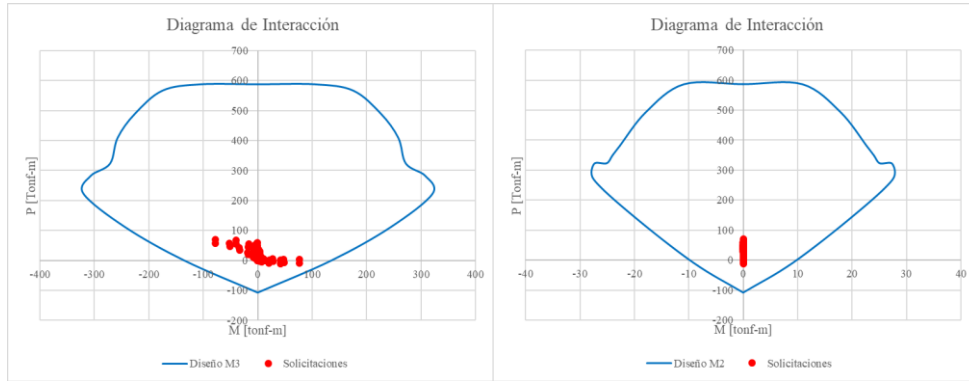
### Diagrama de interacción Muro M30



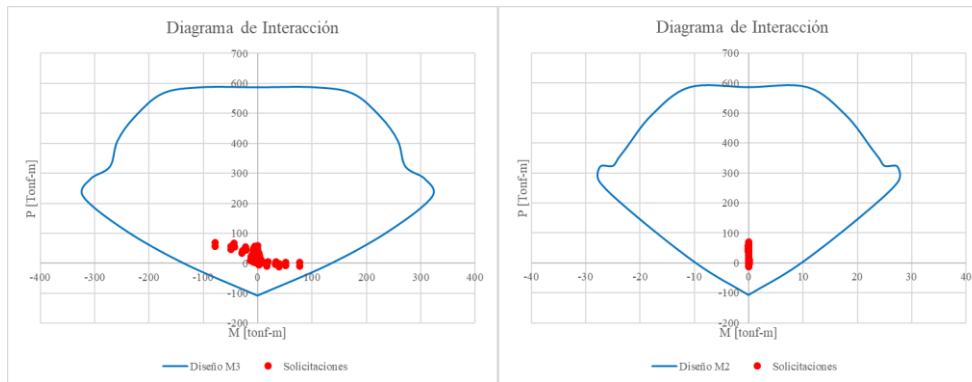
## Anexo B

En este anexo se muestran los diagramas de interacción de los muros sándwich para el edificio de base fija en la zona sísmica III que componen la estructura, se construyeron con la herramienta *section designer* de ETABS considerando las dos capas de hormigón con un espacio entre ellas.

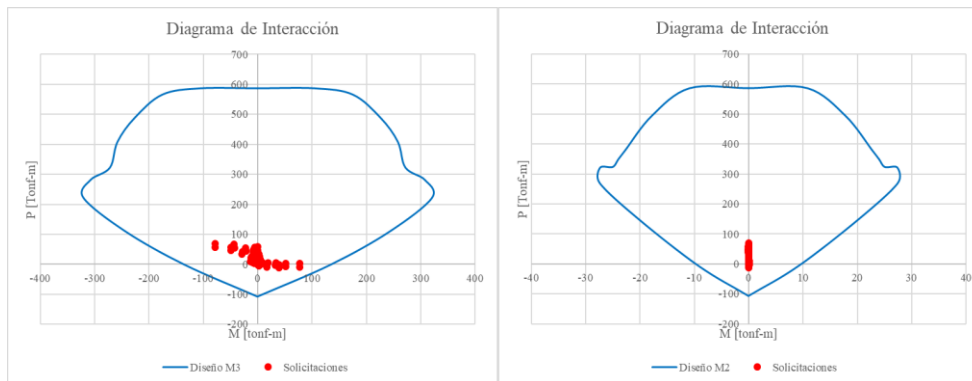
Diagramas de interacción muro M1



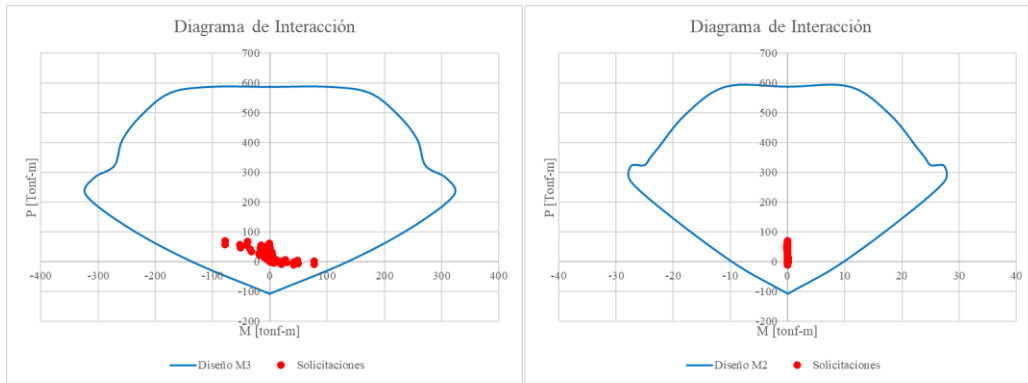
Diagramas de interacción muro M2



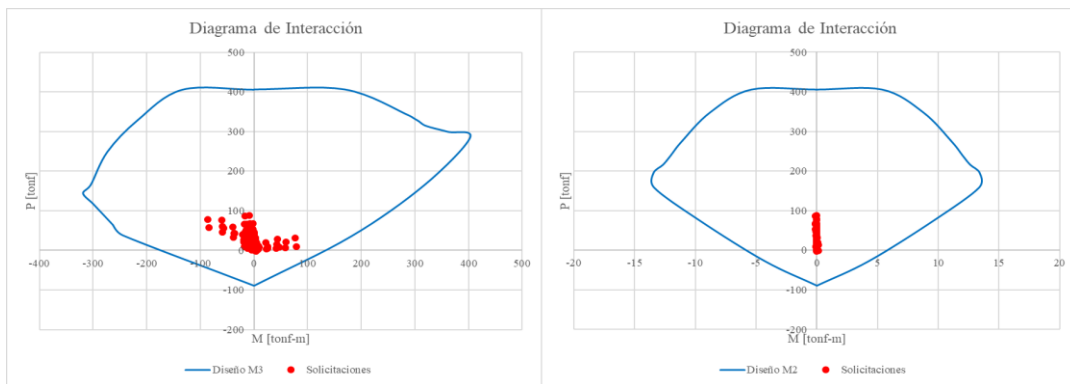
Diagramas de interacción muro M3



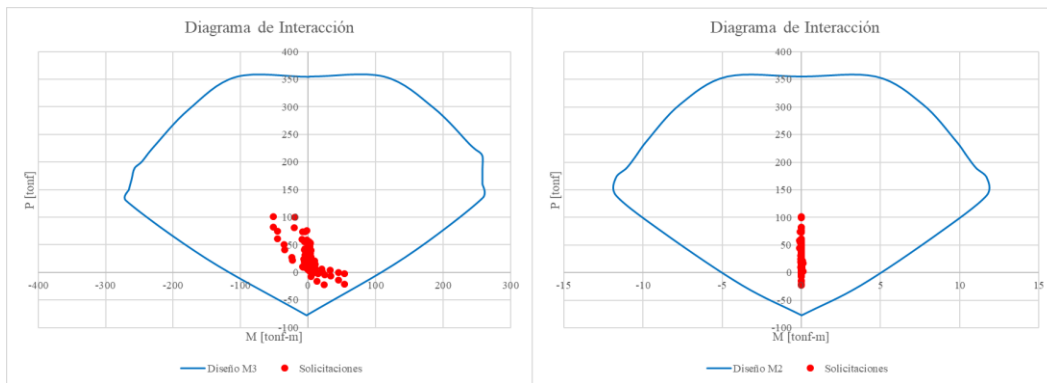
### Diagramas de interacción muro M4



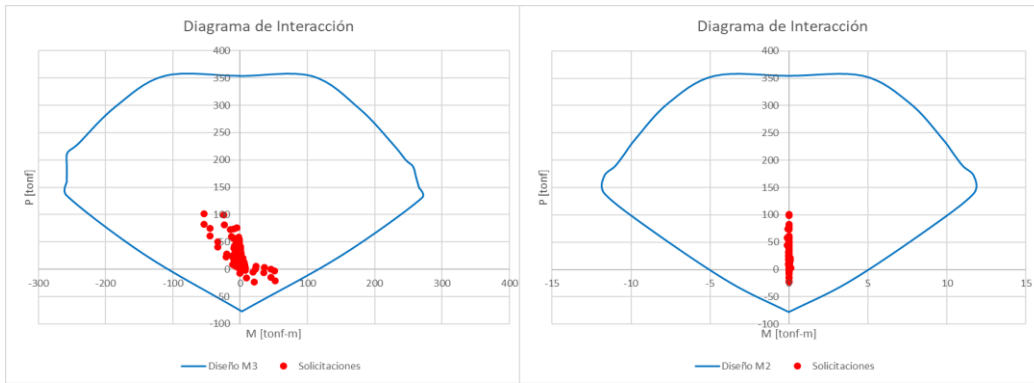
### Diagramas de interacción muro M5 conjunto M6



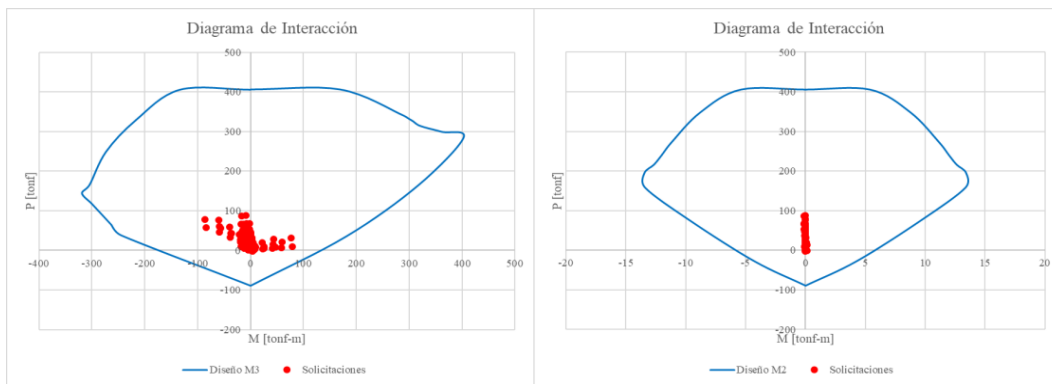
### Diagramas de interacción muro M7 conjunto a M8



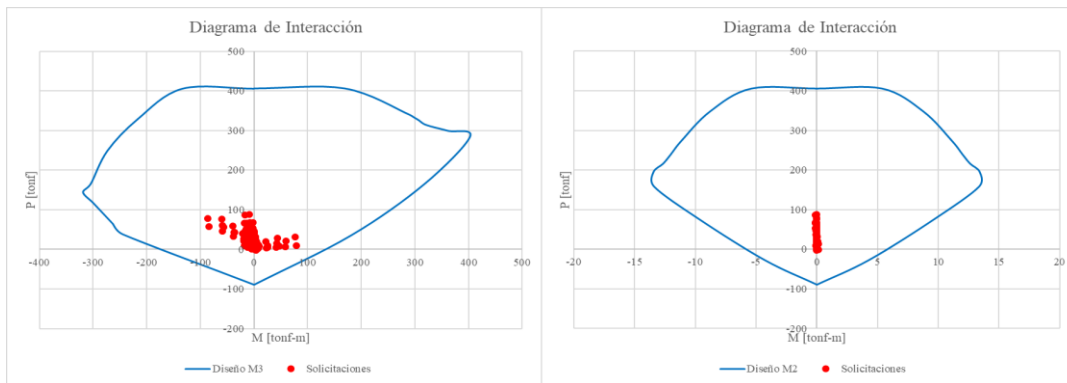
### Diagramas de interacción muro M9 conjunto a M10



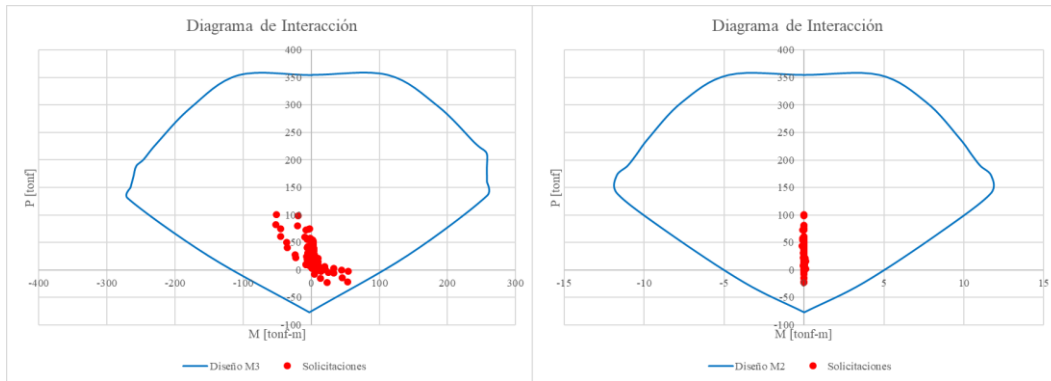
### Diagramas de interacción muro M11 conjunto a M12



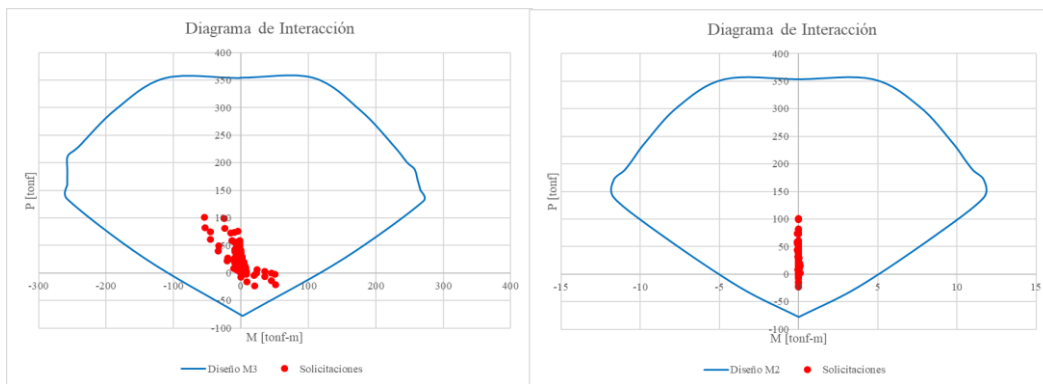
### Diagramas de interacción muro M13 conjunto a M14



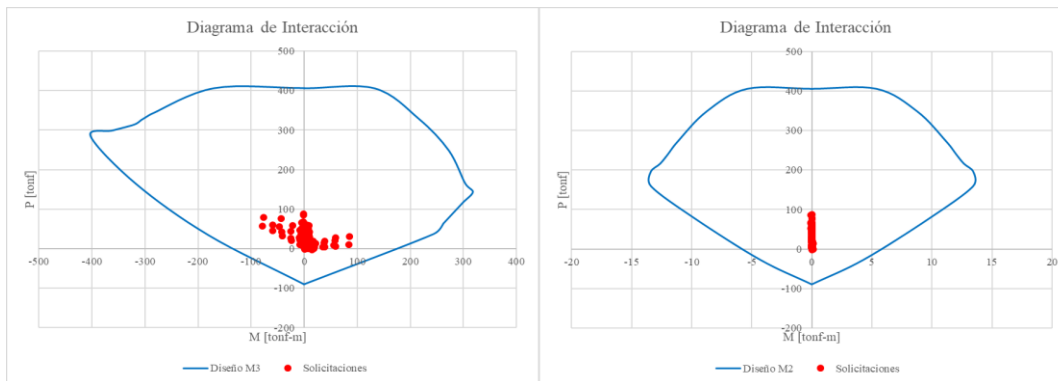
### Diagrama de interacción muro M15 conjunto a M16



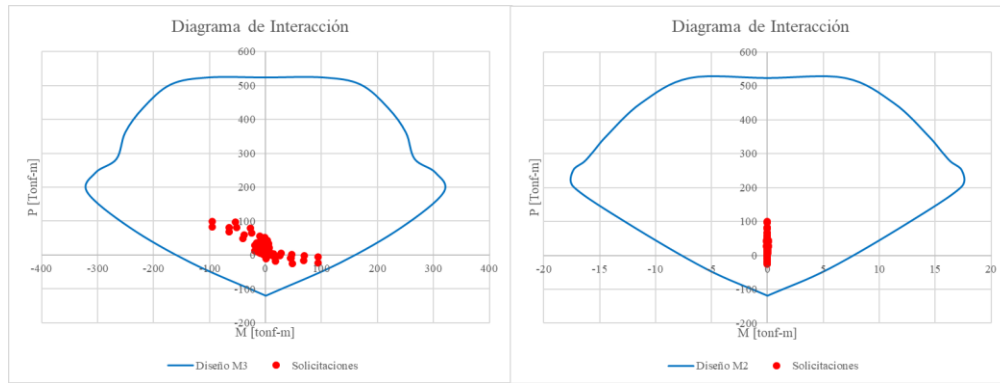
### Diagramas de interacción muro M17 conjunto a M18



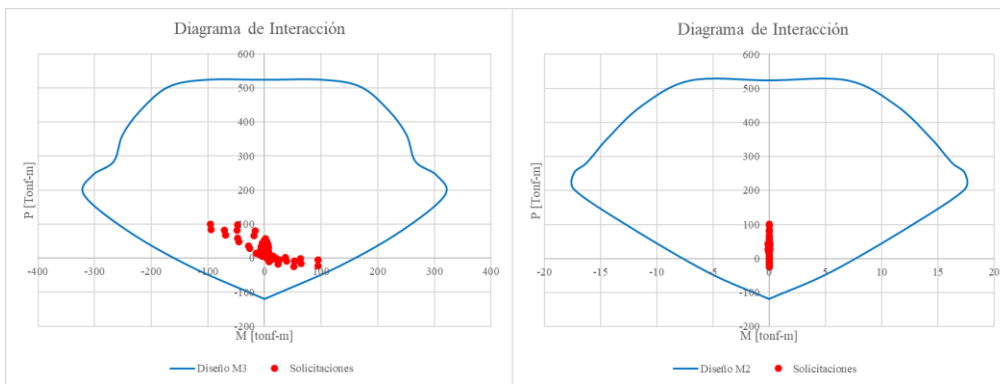
### Diagrama de Interacción M19 conjunto a M20



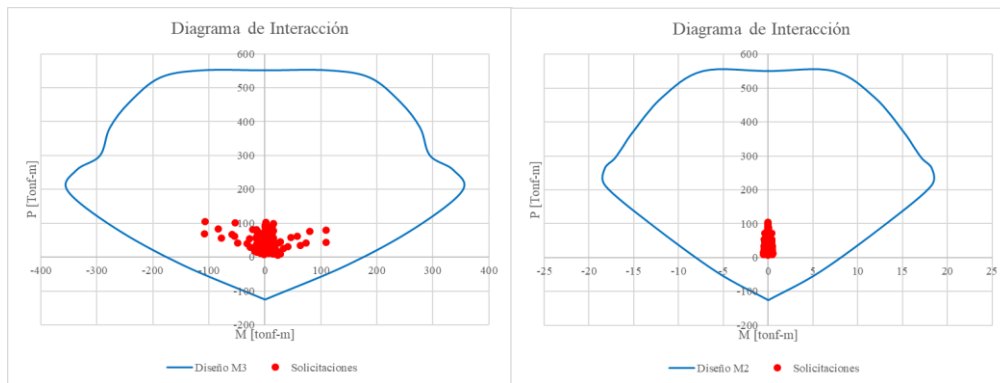
### Diagrama de interacción Muro M21



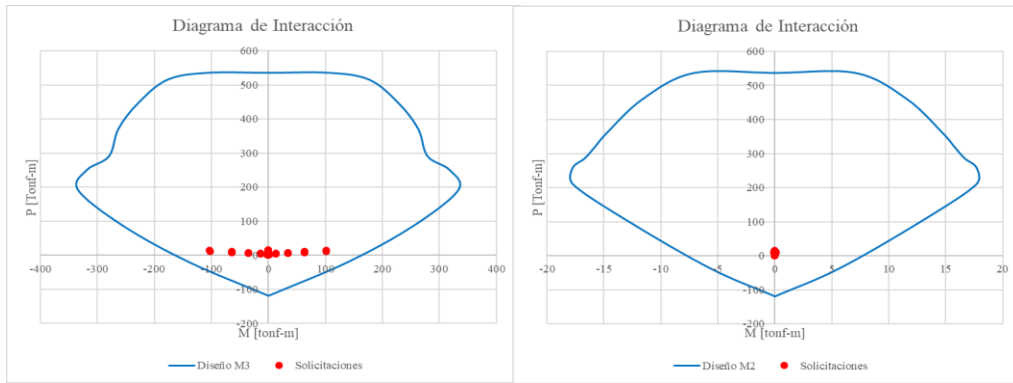
### Diagrama de interacción Muro M22



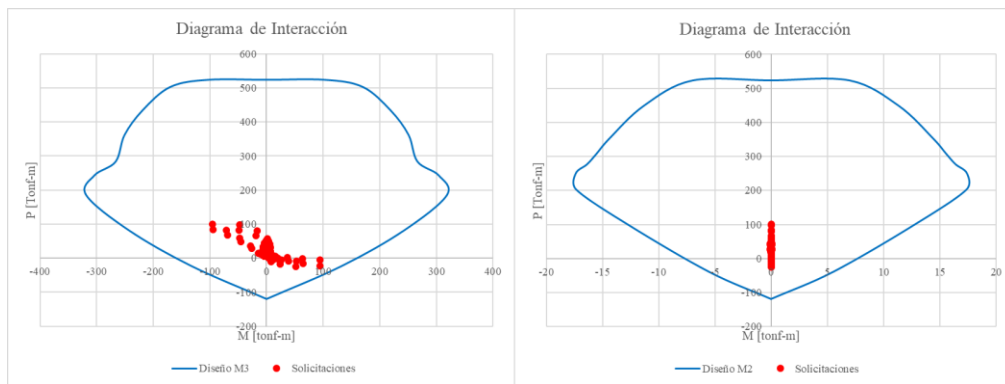
### Diagrama de interacción Muro M23



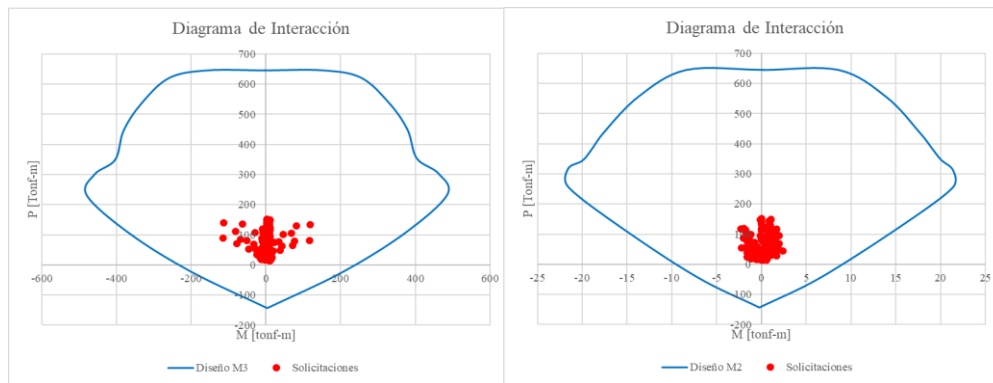
### Diagrama de interacción Muro M25



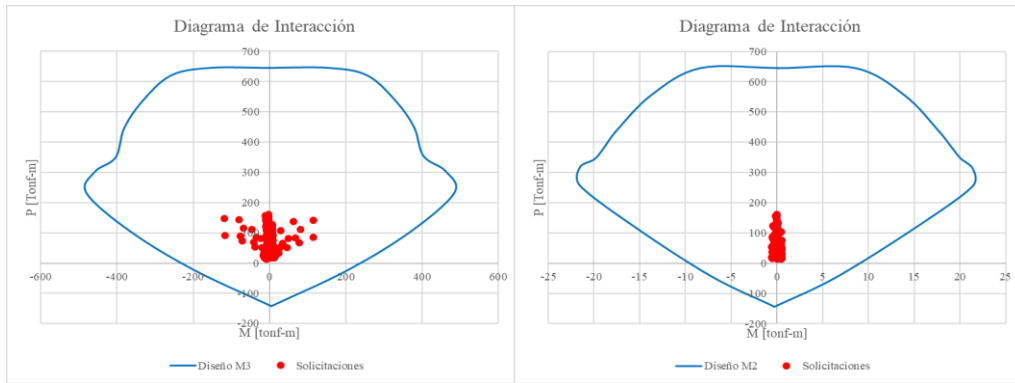
### Diagrama de interacción Muro M26



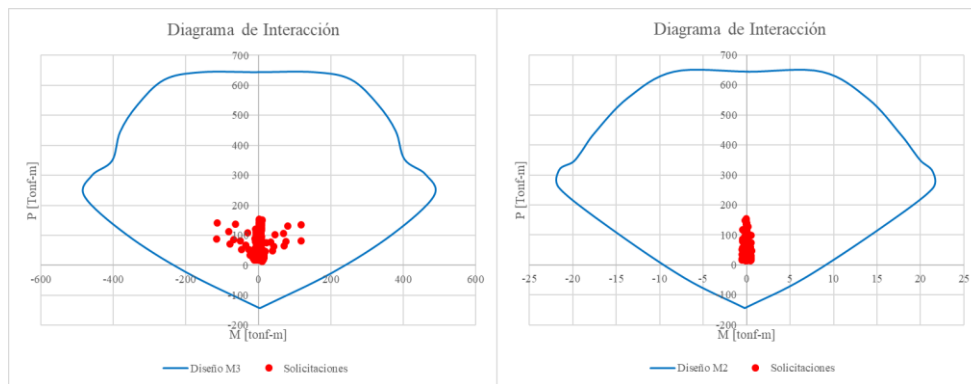
### Diagrama de interacción Muro M27



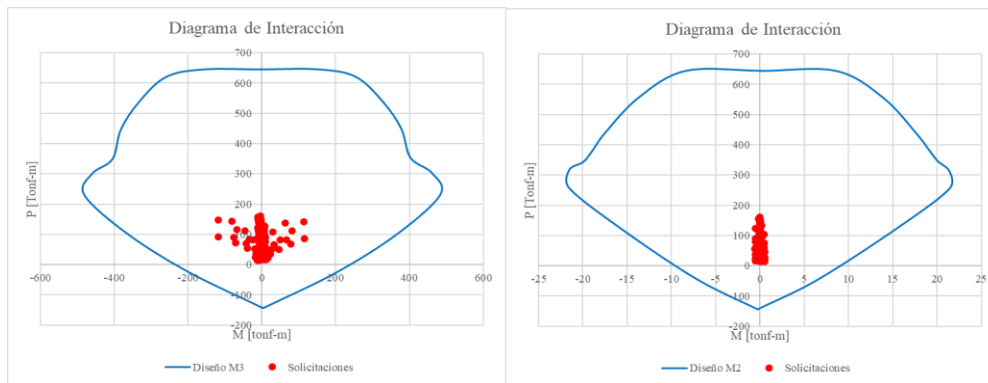
### Diagrama de interacción Muro M28



### Diagrama de interacción Muro M29



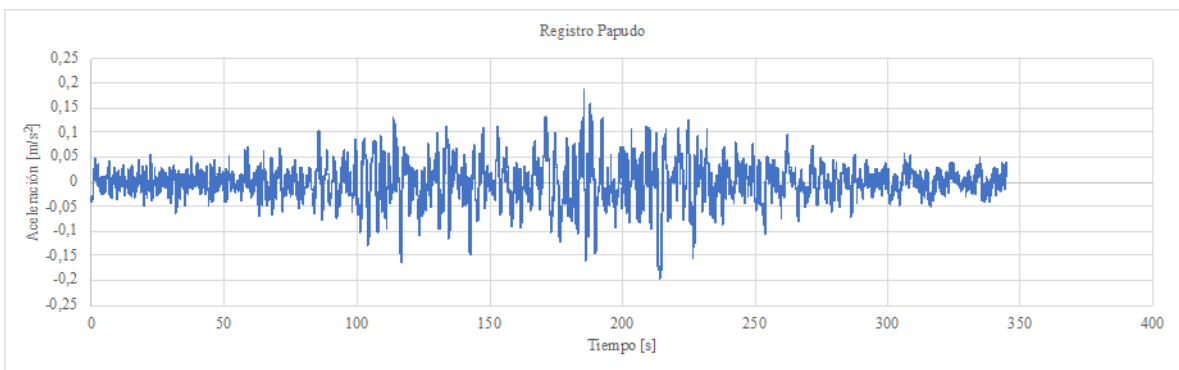
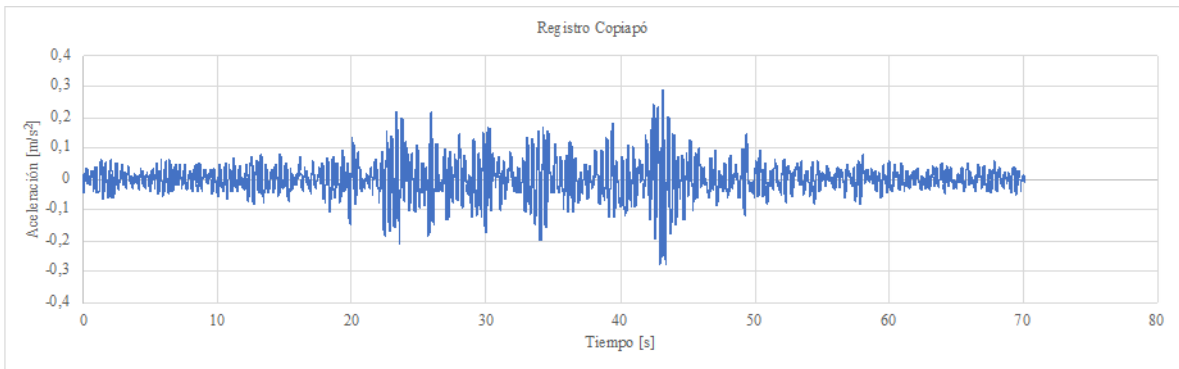
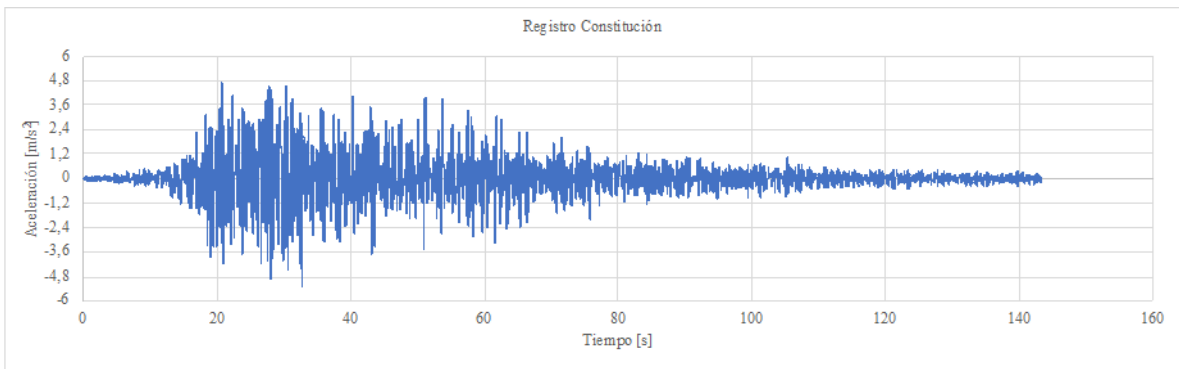
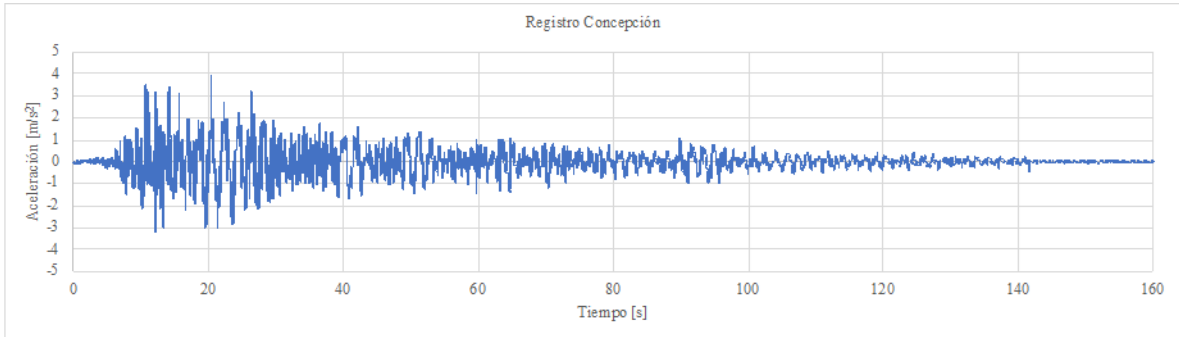
### Diagrama de interacción Muro M30

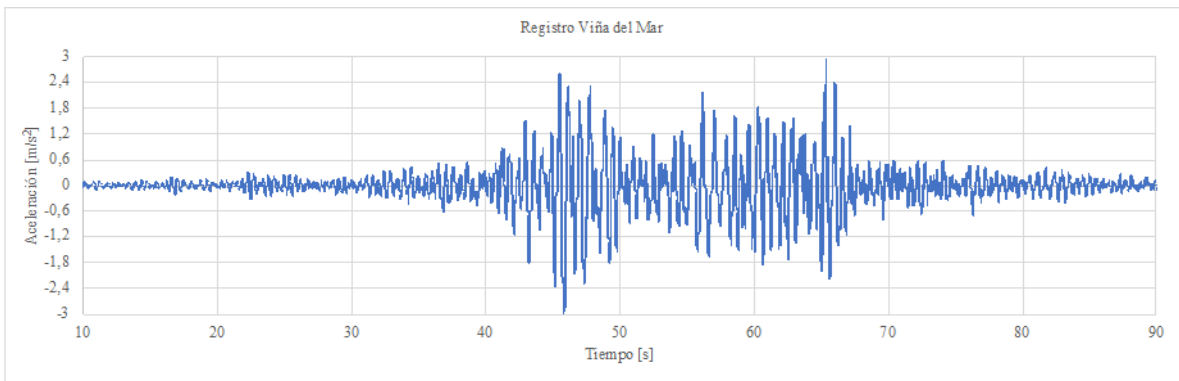
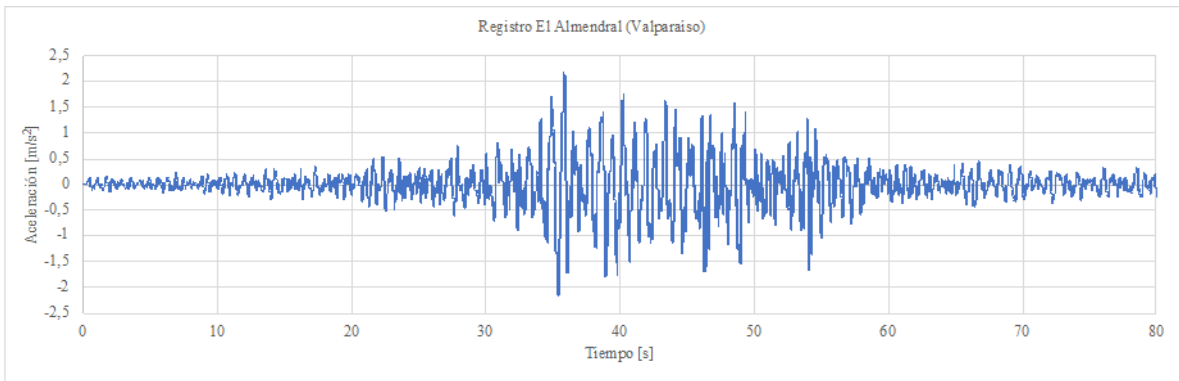
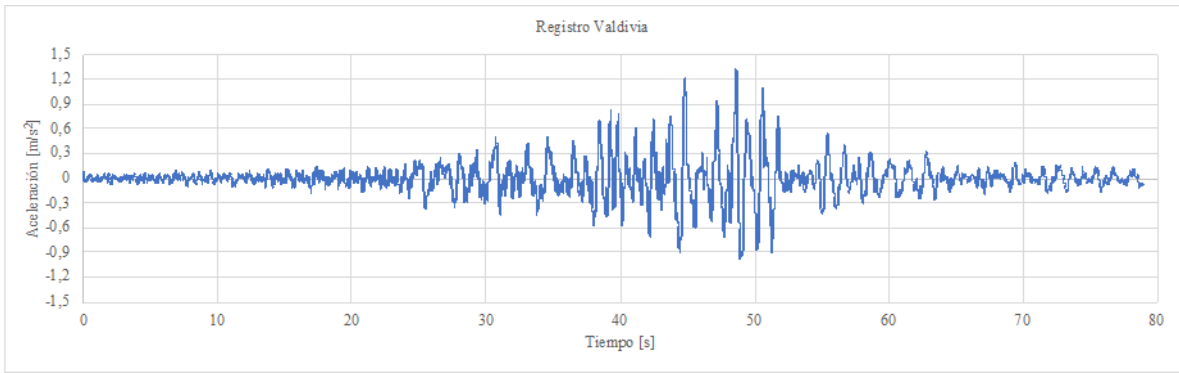


## Anexo C

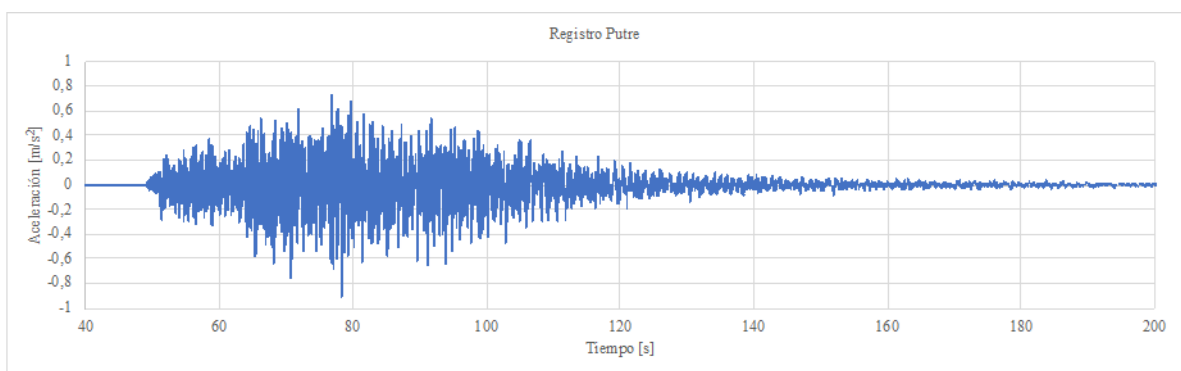
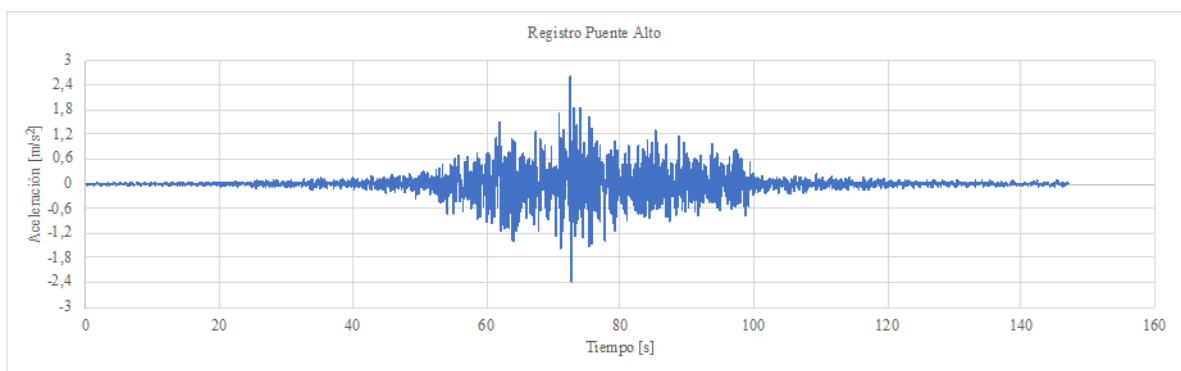
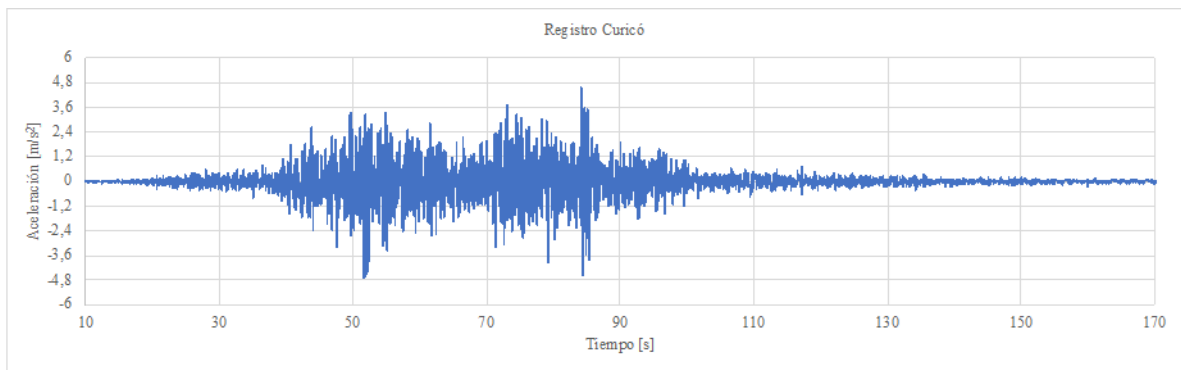
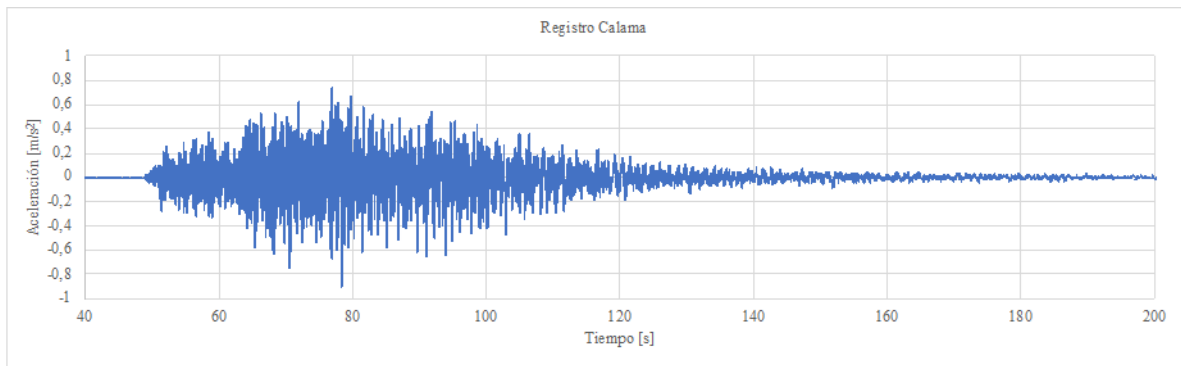
En este anexo se muestran los registros sísmicos asociados a cada zona sísmica:

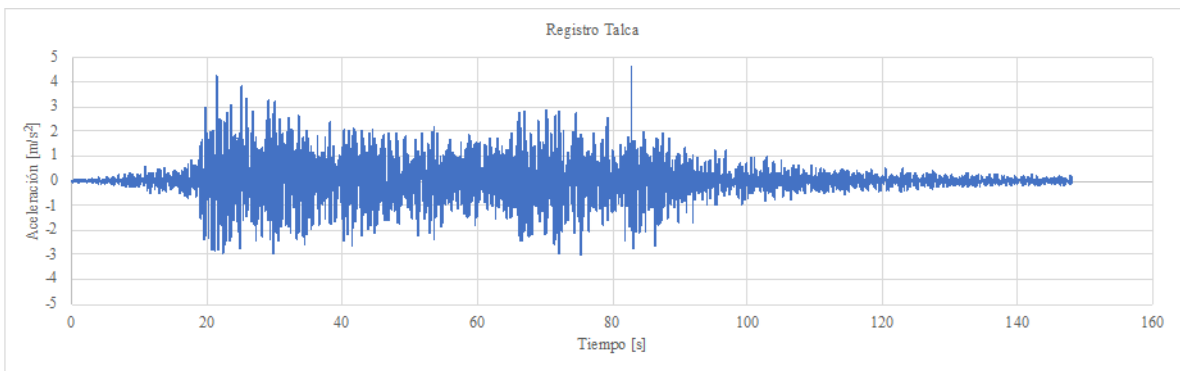
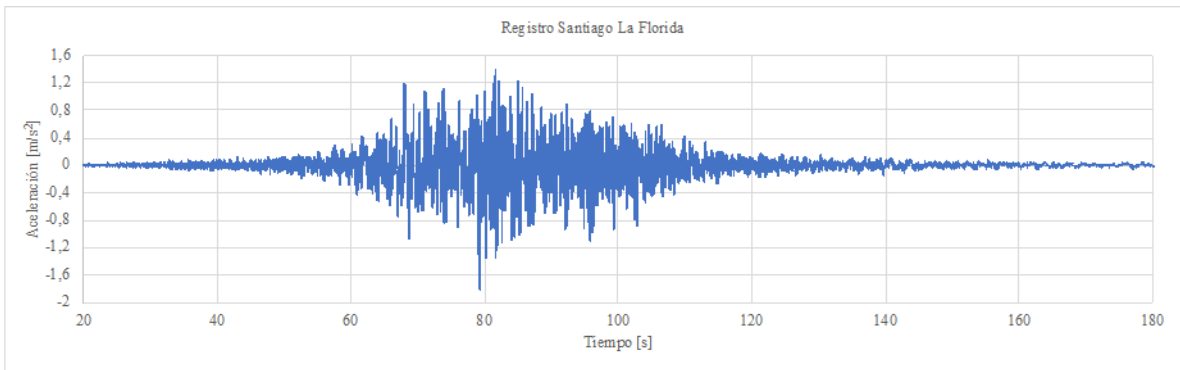
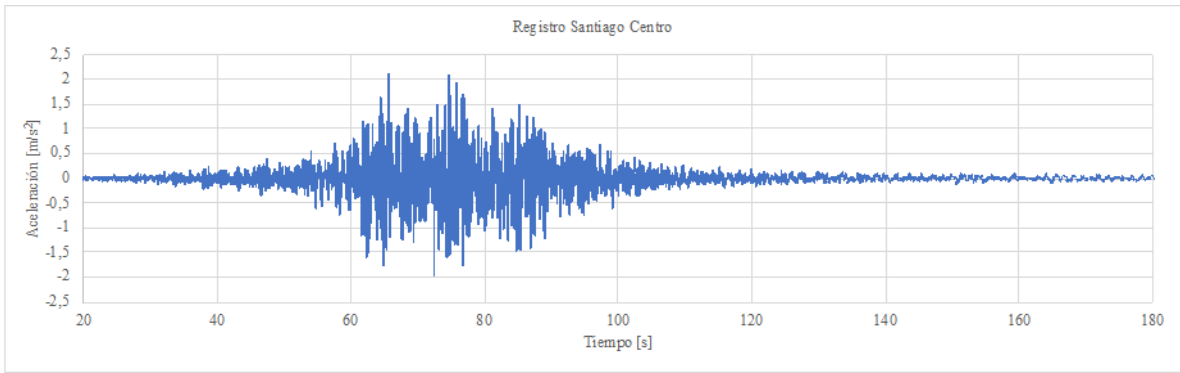
Asociados a la zona sísmica III:





Asociados a la zona sísmica II:

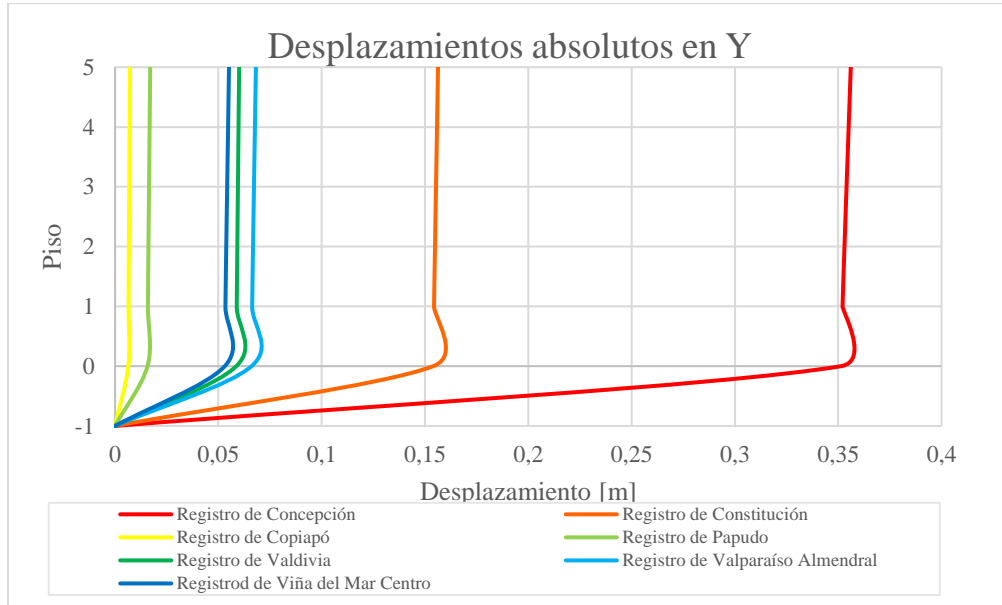




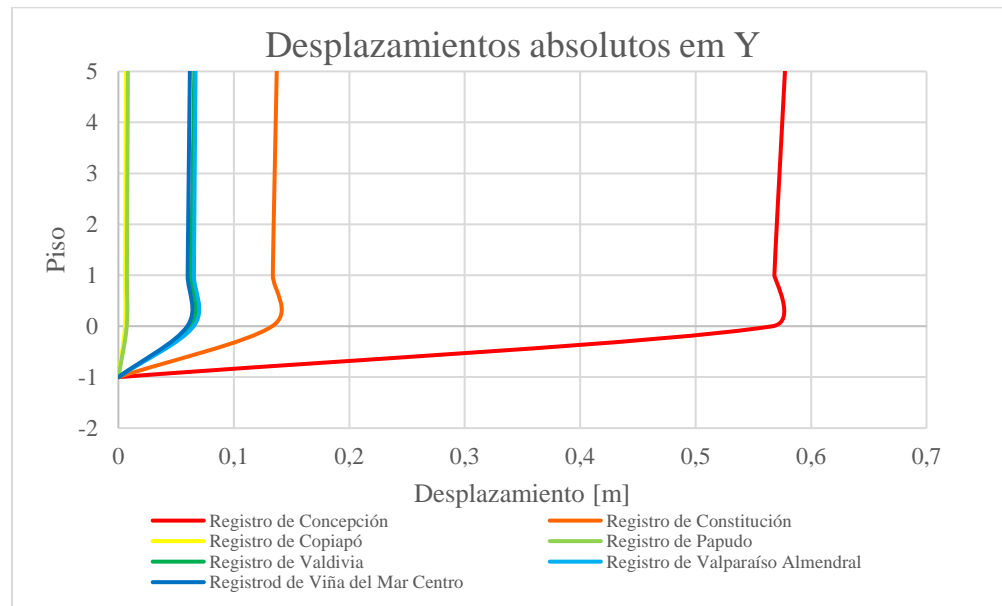
## Anexo D

En el siguiente anexo se muestran los desplazamientos máximos por piso de la estructura en dirección Y.

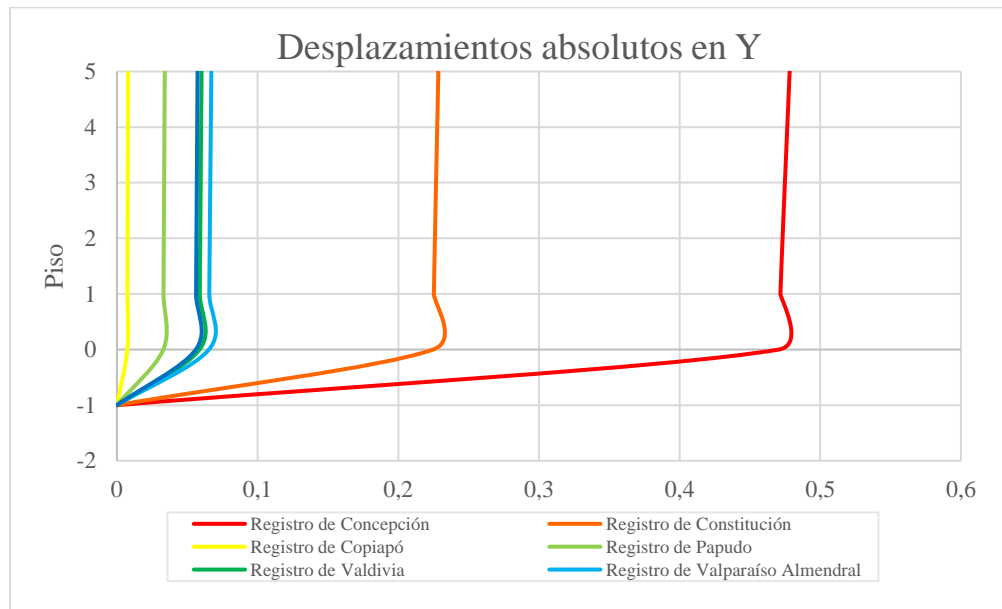
Desplazamientos máximos en dirección Y, sistema de aislación sísmica opción 1, zona sísmica III:



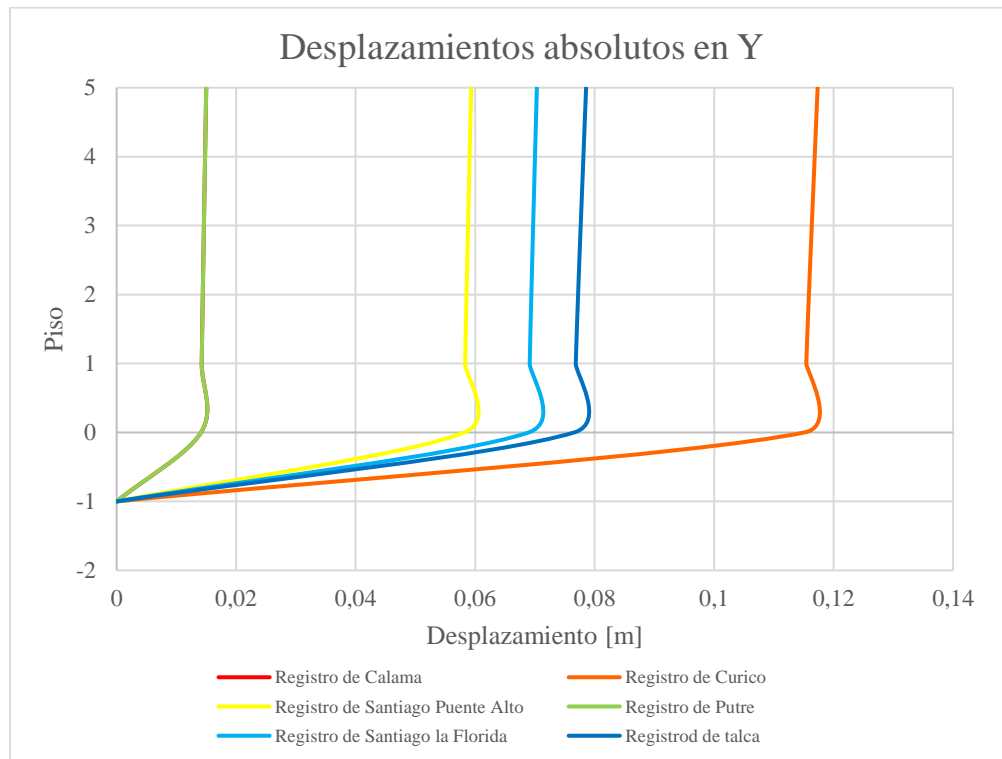
Desplazamientos máximos en dirección Y, sistema de aislación sísmica opción 2, zona sísmica III:



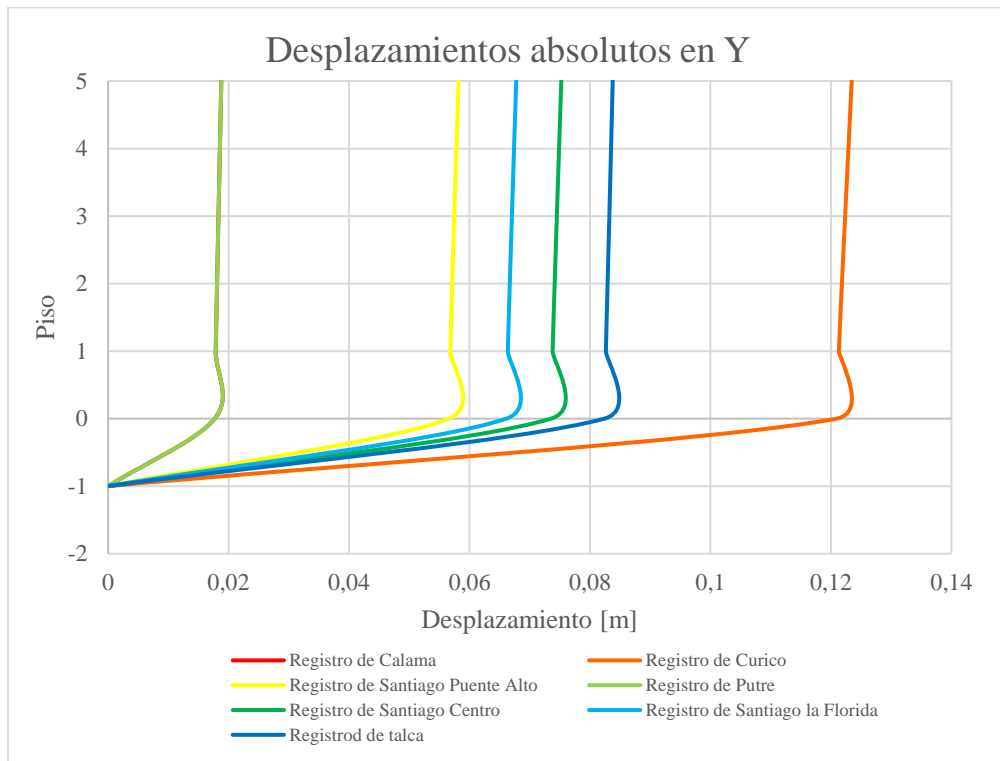
Desplazamientos máximos en dirección Y, sistema de aislación sísmica opción 3, zona sísmica III:



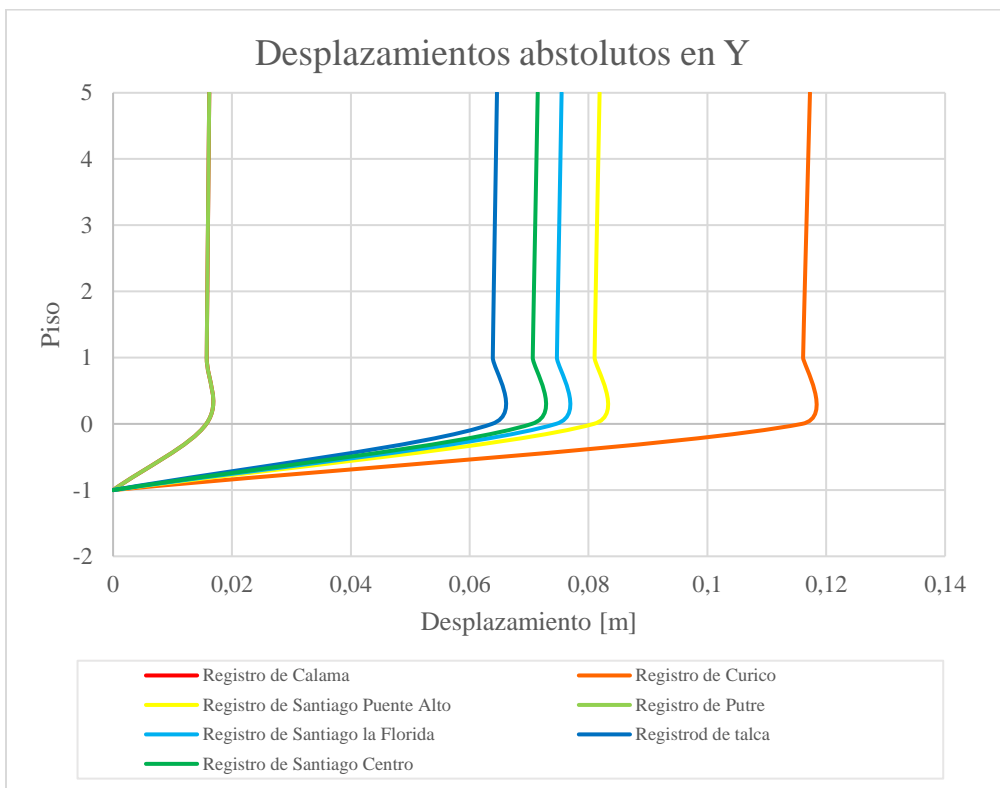
Desplazamientos máximos en dirección Y, sistema de aislación sísmica opción 1, zona sísmica II:



Desplazamientos máximos en dirección Y, sistema de aislación sísmica opción 2, zona sísmica II:



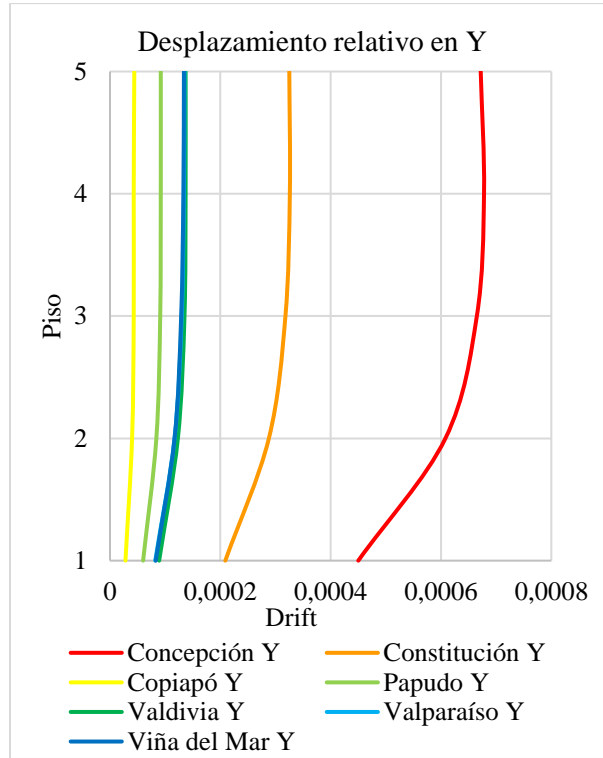
Desplazamientos máximos en dirección Y, sistema de aislación sísmica opción 3, zona sísmica II:



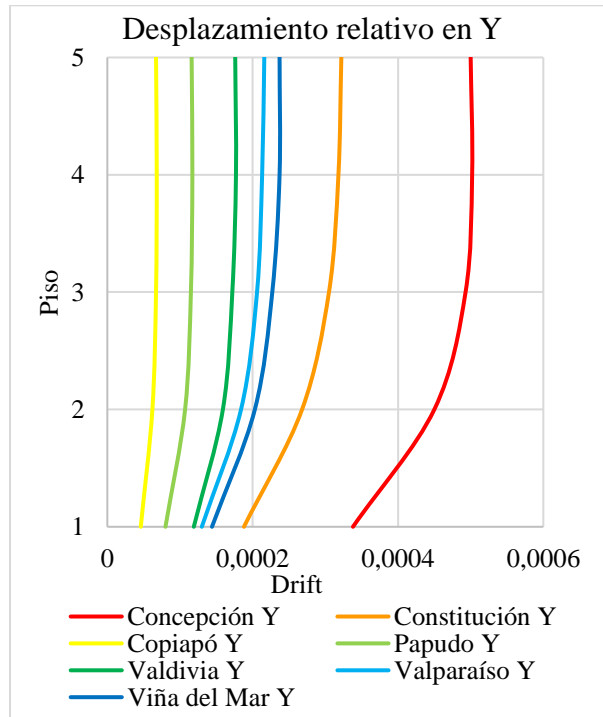
## Anexo E

En el siguiente anexo se muestran los desplazamientos relativos de la estructura en dirección Y.

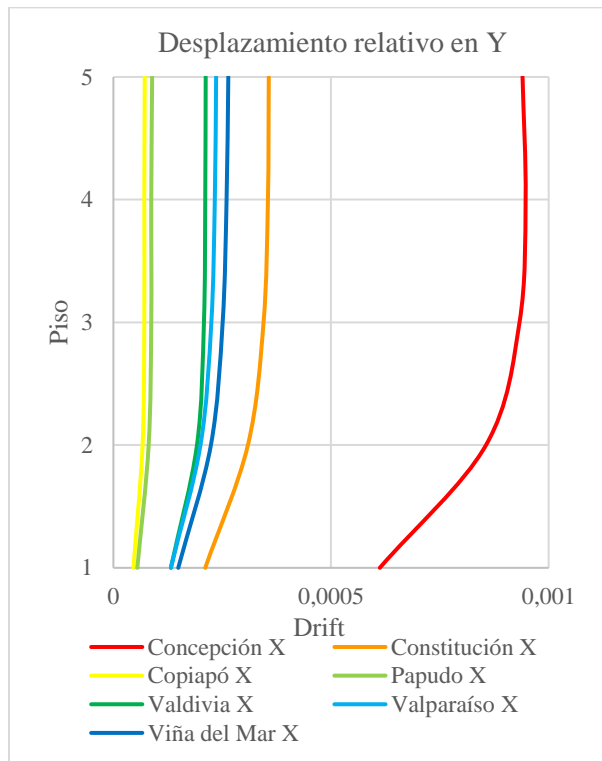
Desplazamiento relativo entre piso en dirección Y, opción 1 (zona sísmica III).



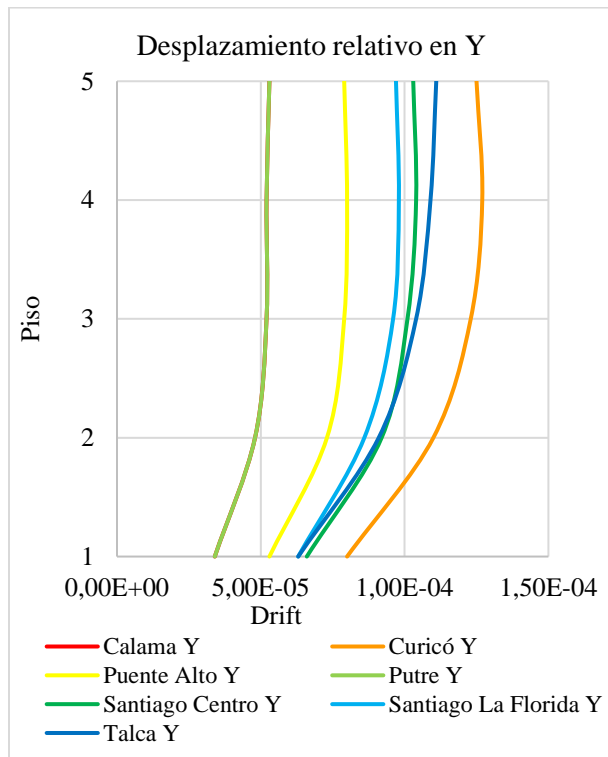
Desplazamiento relativo entre piso en dirección Y, opción 2 (zona sísmica III).



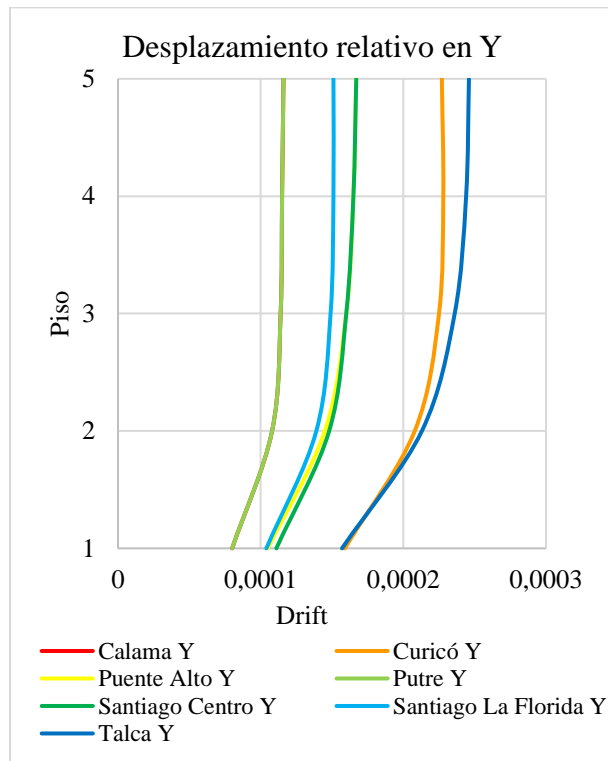
Desplazamiento relativo entre piso en dirección Y, opción 3 (zona sísmica III).



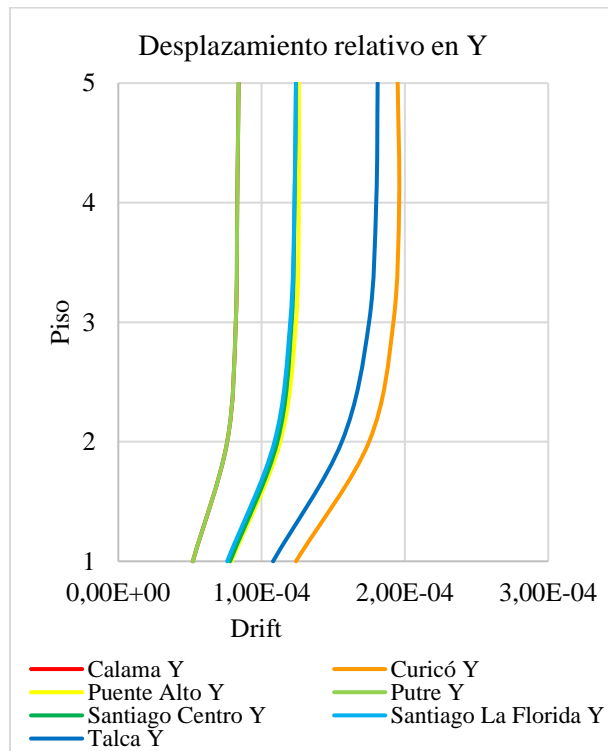
Desplazamiento relativo entre piso en dirección Y, opción 1 (zona sísmica II).



Desplazamiento relativo entre piso en dirección Y, opción 2 (zona sísmica II).



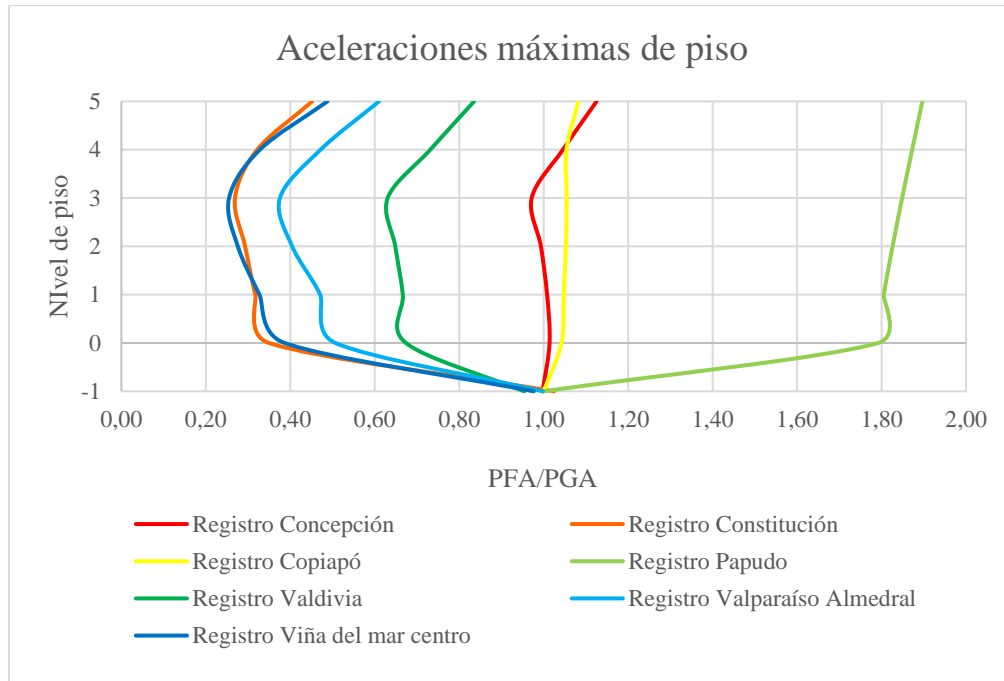
Desplazamiento relativo entre piso en dirección Y, opción 3 (zona sísmica II).



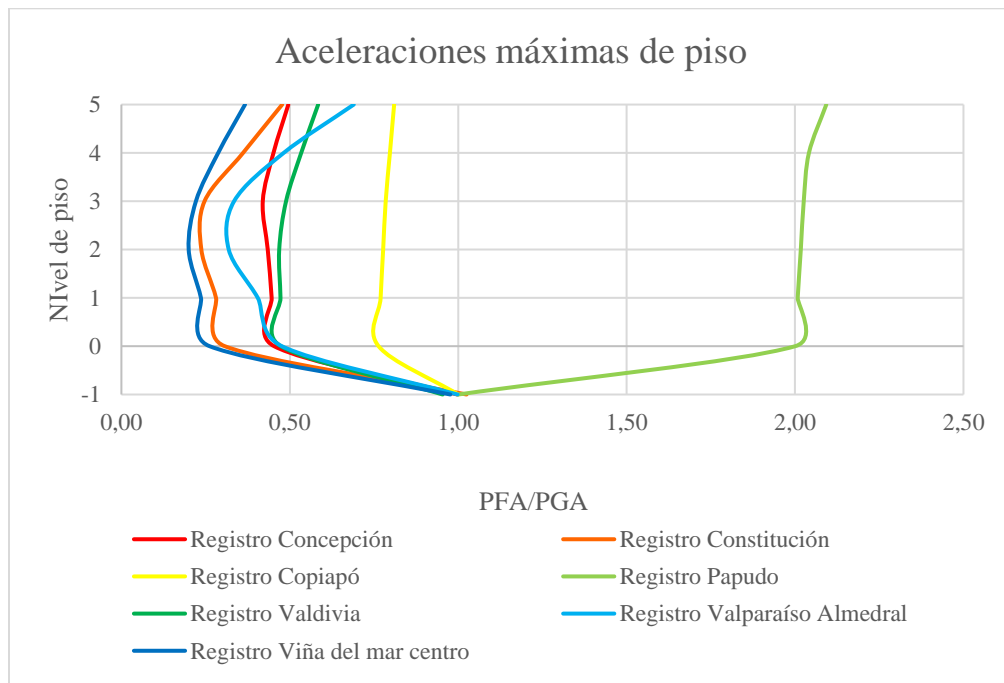
## Anexo F

En este anexo se muestran las aceleraciones máximas de piso en dirección Y.

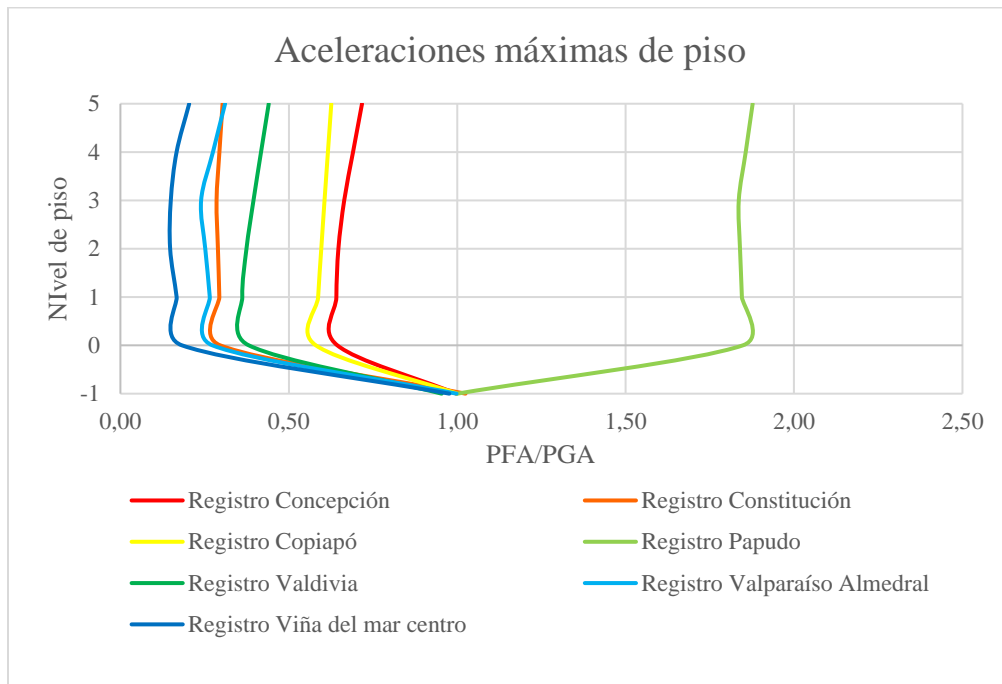
Aceleraciones máximas de piso, opción 1 zona sísmica III:



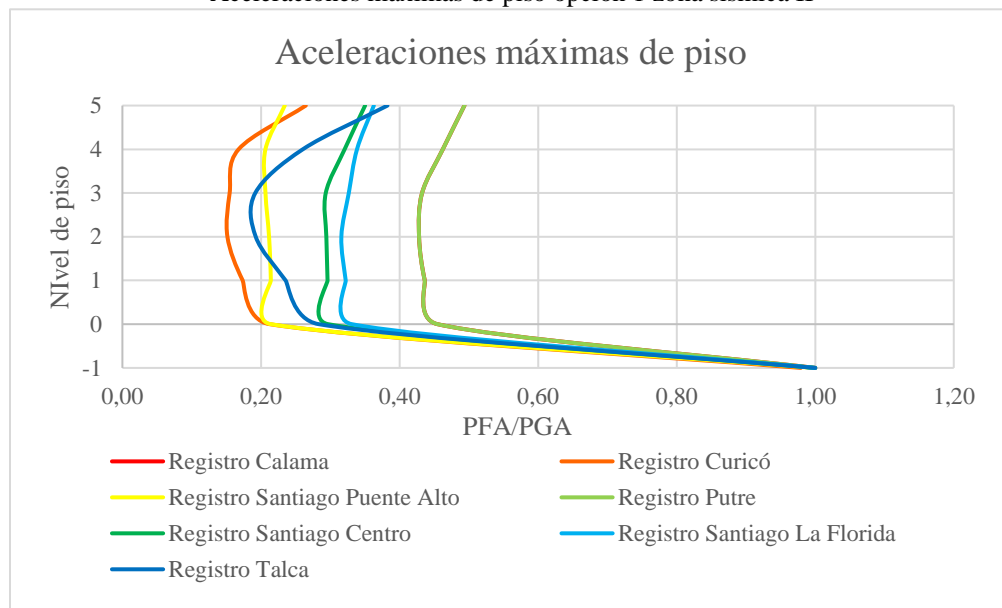
Aceleraciones máximas de piso opción 2 zona sísmica III:



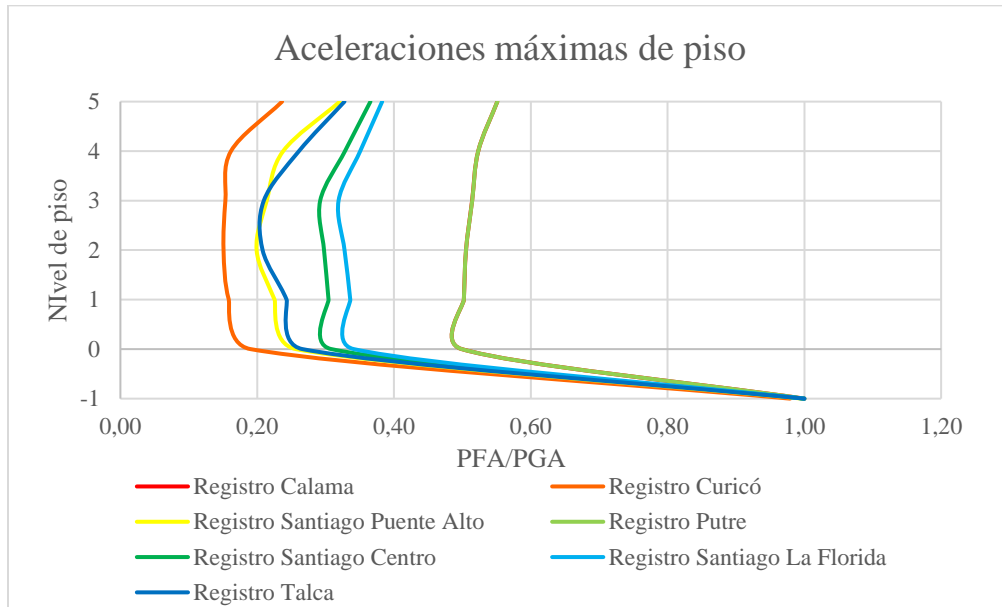
Aceleraciones máximas de piso opción 3 zona sísmica III



Aceleraciones máximas de piso opción 1 zona sísmica II



### Aceleraciones máximas de piso opción 2 zona sísmica II



### Aceleraciones máximas de piso opción 3 zona sísmica II

