UNIVERSIDAD SAN SEBASTIAN

FACULTAD DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

SEDE SANTIAGO

AISLACION SÍSMICA BASAL ELASTOMERICA DE EDIFICIO HABITACIONAL DE 13 NIVELES

Tesis para optar al título de Ingeniero Civil en Estructuras

Profesor Guía: Jorge Cristian Flores Acuña

Alumnos: Tomas Ignacio Reveco Ayub

David Vicente Silva Cavieres

Santiago de Chile

2015

© (Tomas Ignacio Reveco Ayub - David Vicente Silva Cavieres)

Queda prohibida la reproducción parcial o total de esta obra en cualquier forma, medio o procedimiento sin permisos por escrito de los autores.

UNIVERSIDAD SAN SEBASTIAN

FACULTAD DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

SEDE SANTIAGO

AISLACION SÍSMICA BASAL ELASTOMERICA DE EDIFICIO HABITACIONAL DE 13 NIVELES

Tesis para optar al título de Ingeniero Civil en Estructuras

Santiago de Chile

2015

HOJA DE CALIFICACIÓN

En Santiago, el… de... de…, los abajo firmantes dejan constancia que los alumnos ……, …… de la carrera Ingeniería Civil han aprobado la tesis para optar al título de ……., con una nota de ……

Profesor:…… Profesor:……

Firma:…… Firma:……..……

Profesor:……

Firma:…….

Santiago de Chile

2015

Dedicatoria

Este trabajo, así como todos los logros en mi vida,

se los dedico por completo a mis padres,

quienes siempre me han dado su apoyo incondicional

permitiéndome así crecer y madurar como persona.

David Silva.

El fruto de esos meses de trabajo se lo dedico a mi familia,

que me apoyo a pesar de mi ausencia,

de las noches en vela y de los malos ratos,

por mostrarme que era importante

cuando todo parecía urgente

Tomas Reveco.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a nuestras familias por apoyarnos en cada momento y bridarnos el cariño, comprensión y acogida en los instantes que más los necesitábamos.

Al profesor Jorge Flores por su infinito apoyo y paciencia con nosotros, por todo el apoyo teórico y moral que nos aportó antes y durante el desarrollo de éste trabajo.

A nuestras parejas, que supieron soportarnos durante este proceso, aguantando nuestro mal humor y nos brindaron ánimo en esos instantes en que todo se veía oscuro.

A nuestros amigos, quienes nos ayudaron a distraernos y continuar adelante con este y otros proyectos.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO I 1
INTRODUCCIÓN 1
1.1. Antecedentes generales 1
1.2. Objetivos generales 3
1.3. Objetivos específicos 4
1.4. Alcances 4
1.5. Metodología 5
CAPÍTULO II 9
BASES DE INGENIERÍA SÍSMICA Y AISLACIÓN 9
2.1. Antecedentes generales 9
2.2. Ingeniería Sísmica 11
2.3. Resumen histórico de la aislación sísmica en el mundo 17
2.4. Ejemplos y aplicaciones de aislación sísmica en Chile 18
2.5. Preguntas Frecuentes de aislación sísmica 22
2.6. Sistemas de protección sísmica 25
2.6.1. Aisladores Elastoméricos 26
2.6.1.1. Aspectos arquitectónicos 31
2.6.1.2. Requisitos normativos 32
2.6.1.3. Consideraciones para la evaluación económica 33
CAPÍTULO III 35
CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL 35
3.1. Identificación del proyecto 35
3.2. Identificación de materialidad 36
3.3. Identificación de estructura 36
CAPÍTULO IV 42
ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA CONVENCIONAL 42
4.1. Procedimiento de diseño conforme NCh433 y DS61 42
4.1.1. Hipótesis básicas y requerimientos 42
4.1.2. Consideraciones de modelamiento 43
4.2. Revisión de resultados de parámetros de análisis modal 43
4.3. Revisión de resultados de parámetros de diseño 45

4.4. Diseño de elementos de Hormigón armado 50
CAPÍTULO V..... 51
NORMA DE DISEÑO DE AISLACIÓN..... 51
5.1. Antecedentes generales..... 51
5.2. Filosofía de los requisitos de diseño para estructuras aisladas 52
5.3. Procedimiento de análisis 54
CAPÍTULO VI..... 58
SISTEMA DE AISLACIÓN BASAL 58
6.1. Características de la estructura con aislación 58
6.2. Condiciones generales en el diseño de la aislación basal 59
6.3. Distribución de los aisladores..... 60
6.4. Modelación de la estructura aislada 63
CAPÍTULO VII..... 67
ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA CON AISLACIÓN 67
7.1. Antecedentes generales 67
7.2. Criterio de selección de los aisladores 67
7.3. Procedimiento de diseño conforme NCh2745of2013 y utilizando el código UBC-97 y el código ASCE/SEI7-10 68
7.3.1. Prediseño 68
7.3.2. Diseño 73
7.3.3. Verificación del Pandeo..... 81
7.3.4. Verificación del Volcamiento 83
7.4. Diseño del sistema de aislación 85
7.5. Modelamiento 86
7.6. Revisión de resultados de parámetros de análisis modal..... 87
7.7. Revisión de resultados de parámetros de diseño..... 89
7.8. Diseño de elementos estructura aislada..... 94
7.9. Verificación de diseño elementos de interfaz de aislación 94
7.9.1. Verificación vigas de amarre 94
7.9.2. Verificación de capiteles..... 95
CAPÍTULO VIII..... 97
ESTUDIO COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS 97
8.1. Antecedentes 97

8.2. Razón de periodos y porcentajes de participación modal 98
8.3. Desplazamientos de entre piso 99
8.4. Aceleraciones por nivel 102
8.5. Corte basal y por piso 105
8.6. Elementos de hormigón armado 108
8.7. Comparación frente a sismo real..... 109
8.8. Estimación económica 114
CAPÍTULO IX..... 116
CONCLUSIONES..... 116
BIBLIOGRAFÍA..... 123
ANEXOS..... 125
A.I. Método de análisis conforme a NCh433 y DS61 125
A.II. Prediseño 131
A.III. Modelamiento..... 131
B.I. Diseño de elementos de Hormigón armado 133
B.II. Diseño de Vigas 135
B.III. Diseño de Muros 141
C.I. Diseño de Aisladores..... 146
C.II. Verificación del Pandeo..... 149
C.III. Verificación del Volcamiento 150
D.I. Diseño de Elementos estructura aislada 151
D.II. Diseño de vigas..... 151
D.III. Diseño de Muros 157

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Ranking de terremotos más destructivos a nivel mundial desde 1900. 10
Tabla 4.1 Periodos naturales de vibración de la estructura convencional. 44
Tabla 4.2 Porcentajes de participación modal de la estructura convencional. 45
Tabla 4.3 Desplazamiento de entrepiso, centro de masa de la estructura convencional. 46
Tabla 4.4 Desplazamiento de entrepiso, punto más desfavorable de la estructura convencional. 47
Tabla.4.5 Aceleraciones en [m/s^2] por piso, por sismo en X, estructura convencional. 48
Tabla.4.6 Aceleraciones en [m/s^2] por piso, por sismo en Y, estructura convencional. 48
Tabla 4.7 Corte por piso para ambas direcciones, estructura convencional. 50
Tabla 7.1 - Factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433, NCh2745. 70
Tabla 7.2 - Definición del espectro de diseño, NCh2745. 70
Tabla 7.3 - Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento, βD y BD, NCh2745. 71
Tabla 7.4 - Factor de reducción para el diseño de la superestructura, NCh2745. 72
Tabla 7.5 - Factor de amplificación para el sismo máximo posible, NCh2745. 72
Tabla 7.6 Parámetros de diseño para cada grupo de aisladores. 85
Tabla 7.7 Características finales para cada grupo de aisladores. 85
Tabla 7.8 Periodos naturales de vibración de la estructura aislada. 87
Tabla 7.9 Porcentajes de participación modal de la estructura aislada. 88
Tabla 7.10 Desplazamiento de entrepiso, centro de masa en la estructura aislada. 90
Tabla 7.11 Desplazamiento de entrepiso, punto más desfavorable en la estructura aislada. 90
Tabla 7.12 Aceleraciones en [m/s^2] por piso, por sismo en X para la estructura aislada. 91
Tabla 7.13 Aceleraciones en [m/s^2] por piso, por sismo en Y para la estructura aislada. 91
Tabla 7.14 Corte por piso para ambas direcciones en la estructura aislada. 93
Tabla 7.15 Resumen tracción y compresión para vigas de amarre. 95
Tabla 7.16 Resumen corte para viga de amarre. 95
Tabla 7.17 Resumen armadura longitudinal de capiteles. 96

Tabla 7.18 Resumen armadura de corte de capiteles. 96
Tabla 8.1 Razones entre los periodos fundamentales de ambas estructuras. 98
Tabla 8.2 Porcentajes de participación modal de los periodos fundamentales de ambas estructuras. 99
Tabla 8.3 Disminución porcentual para desplazamientos de entre piso en la dirección X. 101
Tabla 8.4 Disminución porcentual para desplazamientos de entre piso en la dirección Y. 101
Tabla 8.5 Disminución porcentual para aceleraciones por nivel en la dirección X. 104
Tabla 8.6 Disminución porcentual para aceleraciones por nivel en la dirección Y. 104
Tabla 8.7 Disminución porcentual para el corte basal por piso en la dirección X. 107
Tabla 8.8 Disminución porcentual para el corte basal por piso en la dirección Y. 107
Tabla 8.9 Disminución porcentual para cuantías requeridas en vigas. 108
Tabla 8.10 Tabla 8.10 Disminución porcentual para cuantías requeridas en muros. 109
Tabla 8.11 Desplazamiento de entrepiso, centro de masa para ambas estructuras. 110
Tabla 8.12 Disminución porcentual para desplazamientos de entre piso en ambas direcciones. 111
Tabla 8.13 Aceleraciones en [m/s^2] por piso, en ambas direcciones para ambas estructuras. 112
Tabla 8.14 Disminución porcentual para aceleraciones por nivel en ambas direcciones. 114
Tabla 8.15 Resumen económico del costo de la estructura convencional. 115
Tabla 8.16 Resumen económico del costo de la estructura aislada. 115
Tabla A.1. Valor coeficiente I, NCh433. 127
Tabla A.2. Valor coeficiente I, NCh433. 127
Tabla A.3. Valores de los parámetros dependientes del tipo de suelo, NCh 433. 128
Tabla A.4. Valores máximos del coeficiente sísmico C, NCh 433. 128
Tabla A.5. Valores del parámetro Cd', NCh 433. 130
Tabla B.1. Viga B-1, esfuerzos y diseño a flexión. 136
Tabla B.2. Viga B-2, esfuerzos y diseño a flexión. 136
Tabla B.3. Viga B-13, esfuerzos y diseño a flexión. 137
Tabla B.4. Viga B-19, esfuerzos y diseño a flexión. 137
Tabla B.5. Viga B-20, esfuerzos y diseño a flexión. 138
Tabla B.6. Tabla resumen Corte Viga B-1. 139
Tabla B.7. Tabla resumen Corte Viga B-2. 139
Tabla B.8. Tabla resumen Corte Viga B-13. 140
Tabla B.9. Tabla resumen Corte Viga B-19. 140

Tabla B.10. Tabla resumen Corte Viga B-20. 141
Tabla B.11. Muro 2-10, esfuerzos y diseño a flexión compuesta. 141
Tabla B.12. Muro 4-1, esfuerzos y diseño a flexión compuesta. 142
Tabla B.13. Muro 4-2, esfuerzos y diseño a flexión compuesta. 142
Tabla B.14. Muro 9-2, esfuerzos y diseño a flexión compuesta. 142
Tabla B.15. Muro T-1, esfuerzos y diseño a flexión compuesta. 143
Tabla B.16. Muro T-2, esfuerzos y diseño a flexión compuesta. 143
Tabla B.17. Tabla resumen Corte Muro 2-10. 143
Tabla B.18. Tabla resumen Corte Muro 4-1. 144
Tabla B.19. Tabla resumen Corte Muro 4-2. 144
Tabla B.20. Tabla resumen Corte Muro 9-2. 144
Tabla B.21. Tabla resumen Corte Muro T-1. 145
Tabla B.22. Tabla resumen Corte Muro T-2. 145
Tabla D.1. Viga B-1, esfuerzos y diseño a flexión para la estructura aislada. 152
Tabla D.2. Viga B-2, esfuerzos y diseño a flexión para la estructura aislada. 152
Tabla D.3. Viga B-13, esfuerzos y diseño a flexión para la estructura aislada. 153
Tabla D.4. Viga B-19, esfuerzos y diseño a flexión para la estructura aislada. 153
Tabla D.5. Viga B-20, esfuerzos y diseño a flexión para la estructura aislada. 154
Tabla D.6. Tabla resumen Corte Viga B-1 para la estructura aislada. 155
Tabla D.7. Tabla resumen Corte Viga B-2 para la estructura aislada. 155
Tabla D.8. Tabla resumen Corte Viga B-13 para la estructura aislada. 156
Tabla D.9. Tabla resumen Corte Viga B-19 para la estructura aislada. 156
Tabla D.10. Tabla resumen Corte Viga B-20 para la estructura aislada. 157
Tabla D.11. Muro 2-10, esfuerzos y diseño a flexión compuesta para la estructura aislada. 157
Tabla D.12. Muro 4-1, esfuerzos y diseño a flexión compuesta para la estructura aislada. 158
Tabla D.13. Muro 4-2, esfuerzos y diseño a flexión compuesta para la estructura aislada. 158
Tabla D.14. Muro 9-2, esfuerzos y diseño a flexión compuesta para la estructura aislada. 158
Tabla D.15. Muro T-1, esfuerzos y diseño a flexión compuesta para la estructura aislada. 159
Tabla D.16. Muro T-2, esfuerzos y diseño a flexión compuesta para la estructura aislada. 159
Tabla D.17. Tabla resumen Corte Muro 2-10 para la estructura aislada. 159
Tabla D.18. Tabla resumen Corte Muro 4-1 para la estructura aislada. 160

Tabla D.19. Tabla resumen Corte Muro 4-2 para la estructura aislada. 160
Tabla D.20. Tabla resumen Corte Muro 9-1 para la estructura aislada. 160
Tabla D.21. Tabla resumen Corte Muro T-1 para la estructura aislada. 161
Tabla D.22. Tabla resumen Corte Muro T-2 para la estructura aislada. 161

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Aislamiento sísmico. 14
Figura 2.2. Sistema de aislamiento sísmico Clínica UC San Carlos de Apoquindo. 18
Figura 2.3. Sistema de aislamiento sísmico Hospital Militar. 19
Figura 2.4. Sistema de aislamiento sísmico Viaducto Marga-Marga. 19
Figura 2.5. Sistema de aislamiento sísmico Edificio de consultas de la ACHS Viña del Mar. 20
Figura 2.6. Sistema de aislamiento sísmico Edificio Vulco. 20
Figura 2.7. Sistema de aislamiento sísmico Muelle del Puerto Coronel. 21
Figura 2.8. Sistema de aislamiento sísmico Edificio Marina Paihue en Pucón. 21
Figura 2.9. Sistema de aislamiento sísmico Vivienda Unifamiliar en Chicureo. 22
Figura 2.10. Aislador de goma con núcleo de plomo (LRB). 28
Figura 2.11. Ciclo fuerza deformación de una pareja de aisladores LRB, NCh2745. 29
Figura 2.12. Modelo bilineal de aislador con núcleo de plomo. 30
Figura 3.1. Planta de Estructura Cielo 1° Piso. 36
Figura 3.2. Planta de Estructura Cielo 2° Piso. 37
Figura 3.3. Planta de Estructura Cielo 3° a 13° Piso. 37
Figura 3.4. Corte Esquemático A-A. 38
Figura 3.5. Corte Esquemático B-B. 39
Figura 3.6. Planta estructuración primer piso. 40
Figura 3.7. Planta estructuración segundo piso. 41
Figura 3.8. Planta estructuración pisos 3 a 13. 41
Figura 6.1. Distribución en planta de los aisladores. 62
Figura 6.2. Distribución de los aisladores bajo las vigas de amarre. 63
Figura 6.3. Ventana para ingresar datos de aisladores, Etabs. 64
Figura 6.4. Espectro de respuesta con su respectiva discontinuidad, Etabs. 65
Figura 6.5. Estructura Aislada, vista frontal, Etabs. 66
Figura 6.6. Estructura Aislada, vista de costado, Etabs. 66
Figura 7.1 Espectro de base de diseño, NCh2745. 70
Figura 8.1 Desplazamiento de entre piso en la dirección X. 100
Figura 8.2 Desplazamiento de entre piso en la dirección Y. 100
Figura 8.3 Aceleraciones por nivel en la dirección X. 103
Figura 8.4 Aceleraciones por nivel en la dirección Y. 103
Figura 8.5 Corte basal por piso en la dirección X. 106
Figura 8.6 Corte basal por piso en la dirección Y. 106
Figura 8.7 Desplazamiento de entre piso real en la dirección X. 110
Figura 8.8 Desplazamiento de entre piso real en la dirección Y. 111
Figura 8.9 Aceleraciones reales por nivel en la dirección X. 113

Figura 8.10 Aceleraciones reales por nivel en la dirección Y. 113
Figura A.1. Espectro de Pseudo-aceleraciones en X e Y. 129
Figura A.2 Espectro elástico de desplazamientos. 130
Figura A.3. Mass Source, Etabs. 132
Figura B.1. Elementos escogidos para su diseño. 134

RESUMEN

El presente estudio se realiza para analizar los beneficios técnicos, otorgados por la implementación de aislación sísmica basal elastomérica, en un edificio habitacional de 13 niveles y adicionalmente realizar una estimación económica basada en los cambios generados en la estructura, involucrando los costos directos de construcción de acero y hormigón.

La aislación de la estructura se realiza implementando aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB) en su base, los cuales son diseñados de acuerdo a las leyes constitutivas que definen las propiedades de los mismos.

El trabajo se desglosa en cuatro etapas: 1) análisis y diseño de la estructura convencional de acuerdo a la normativa vigente NCh433of2009DS61, 2) análisis de la estructura aislada y diseño del sistema de aislación, 3) diseño de la estructura aislada de acuerdo a la normativa vigente NCh2745of2013 y 4) análisis comparativo entre la estructura aislada y la convencional.

Para la comparación de la estructura en estudio con y sin aislación basal, se consideran los parámetros de análisis modal, parámetros de diseño y la reducción en la geometría y/o cuantía de elementos de hormigón armado, previamente seleccionados y diseñados para cada uno de los dos casos. Además se realiza un análisis tiempo-historia a ambas estructuras y se compararan sus desplazamientos y aceleraciones.

Luego del desarrollo del trabajo, se diseñaron tres grupos de aisladores LRB que forman parte del sistema de aislación, el cual se compone de 16 aisladores, las vigas de amarre entre estos y sus respectivos capiteles. Al realizar el análisis comparativo entre las estructuras aplicando sus respectivos espectros a cada una según las normas, se obtuvieron los resultados esperados, logrando reducir un 52,45% los desplazamientos de entre piso para la estructura aislada versus la estructura convencional, de la misma manera las aceleraciones por nivel se redujeron un 62,9% y el corte por piso un 70,45%, lo que demuestra los beneficios estructurales y para el usuario final que se logran mediante la implementación de aislación basal elastomérica en el edificio en estudio.

Finalmente frente al análisis comparativo ante un sismo real correspondiente al acelerograma del terremoto de Antofagasta de 1995 ya que este evento sísmico es el de mayor magnitud en la región donde se ubica el proyecto, la estructura aislada presenta reducciones de un 93% en sus desplazamientos de entre piso y un 87,5% en las aceleraciones por nivel, demostrando el buen comportamiento y respuesta de la estructura aislada frente a la convencional, reduciendo o evitando los daños estructurales y a sus contenidos a la hora de enfrentarse a un sismo. Por otro lado, la estimación económica presenta un aumento de 1,53% en el costo de la estructura aislada frente a la convencional, lo que deja en evidencia que la estructura aislada es una opción totalmente competitiva económicamente.

SUMMARY

The present study was made to analyze the technical benefits, given by the implementation of elastomeric basal isolation, of a 13 story structure, additionally generate an economical projection based on the modifications of the structure, considering structural concrete and steel construction cost.

The base isolation system will be implemented on the structure, using lead-plug rubber bearing (LRB), which will be designed according to the constitutive laws that define its properties.

This study can be divided into 4 steps: 1) analysis and design of the conventional structure, according to the existing norm NCh433of2009DS61, 2) analysis of the base isolated structure and design of the base isolation system, 3) design of the base isolated structure according to existing norm NCh2745of2013 y 4) comparative analysis between the base isolated structure and the conventional one.

To compare the structure, both the base isolated structure and the conventional structure, this study considers: modal analysis parameters, design parameters and geometrical or reinforcement reduction of structural concrete, for previously selected structural elements, designed for both cases. Additionally a time-history analysis will be run on both structures to compare their, displacements and accelererations.

Following the development of this study, three types of LRB isolators are designed forming the isolation interface which is composed of 16 isolators, tie beams and their respective column caps. When performing a comparative analysis between the structures, applying their respective spectra, according to national standards, the expected results were obtained, achieving a reductions of 52,45% of the drift in the isolated structure versus the conventional structure, the same way, the story accelerations were reduced by 62,9% and reducing 70,45% the story shear, demonstrating the structural and end-user benefits achieved by implementing elastomeric insulation in the studied building.

Finally a comparative analysis against a real seismic event, corresponding to an accelerogram of the 1995 Antofagasta earthquake which is the biggest seismic event of the region on which the structure is projected, is run between the two structures, the isolated structure shows a reduction of 93% of the drift and 87,5% of the story acceleration, proving the improvement in performance and reactions of the isolated structure when compared against the conventional structure, reducing and avoiding structural and property damage, when confronted with real seismic events. On the other hand, the economic projection presents an increase of 1,53% in the cost of the isolated structure versus the conventional one, proving that building isolation is a competitive option when compared with standard construction methods.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes generales

En el presente trabajo de tesis se realizará un análisis comparativo de un edificio habitacional de 13 niveles, éste se realizará entre dos modelos del edificio; el primero corresponde a la estructura convencional, la cual posee base fija y el segundo a la estructura aislada, la cual trae incorporada en su base aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB).

El trabajo surge debido a que nuestro país, Chile, es el más sísmico del mundo. En él se ha liberado el 46,5% de la energía sísmica mundial del siglo XX, registra el evento de mayor liberación de energía (9,5 Magnitud Richter en el año 1960) y, adicionalmente, posee una frecuencia de terremotos 3 veces mayor que la de Japón (país que le sigue en frecuencia) [3].

Durante un sismo, la energía liberada en la fuente se propaga a través del suelo en forma de ondas, la cual se transmite luego a las estructuras y sus contenidos, manifestándose fundamentalmente como movimiento, aceleración y deformación de los componentes y sistemas estructurales y no estructurales, disipándose a través del daño de dichos componentes. En el caso de edificios, la disipación de energía se produce típicamente en la interacción entre el suelo y las fundaciones, dado que los sismos son inevitables, es responsabilidad de los ingenieros reducir sus consecuencias a límites aceptables mediante el diseño y control del medio construido, debido a esto, se han adaptado las estructuras para enfrentar la eventualidad de sismos.

Convencionalmente el diseño sismorresistente se basa en la capacidad propia de la estructura para disipar la energía que le entrega el sismo mediante deformaciones elásticas y en menor grado deformaciones inelásticas, las que implican un daño controlado de la estructura. Para alcanzar niveles de deformación compatibles con las demandas sísmicas, las estructuras deben cumplir con los requisitos de detallamiento sísmico indicados en las normativas correspondientes, en el caso de Chile corresponde a la NCh433.

La filosofía de diseño sismorresistente establecida en la Norma NCh433 permite que se produzcan daños en las estructuras y sus contenidos, los que en casos extremos, pueden incluso limitar o imposibilitar el uso de una estructura con posterioridad a un sismo, siempre y cuando se privilegie el bienestar de los usuarios. En el caso de estructuras críticas, esenciales, estratégicas y/o con contenidos de gran valor, el objetivo de desempeño de la norma de prevenir el colapso estructural durante sismo no es suficiente, ya que se requiere proteger los contenidos y/o que la estructura continúe operando durante o inmediatamente después de ocurrido un sismo. En algunos casos, puede ser un requerimiento del propietario o inversionista alcanzar un objetivo de desempeño superior al de la normativa, dichos objetivos pueden alcanzarse implementando sistemas de protección sísmica en las estructuras, tales como aislación sísmica.

En las últimas dos décadas ha ganado aceptación entre la comunidad profesional el uso de sistemas de protección sísmica que se incorporan a las estructuras, entre ellos, los sistemas de aislación sísmica han sido los más utilizados. Dichos sistemas de aislación sísmica limitan la energía que el sismo trasfiere a la superestructura, reduciendo considerablemente los esfuerzos y deformaciones de la estructura aislada, previniendo el daño estructural y no estructural.

La finalidad por la cual se realiza este trabajo es lograr demostrar los beneficios de la aislación sísmica basal elastomérica para la estructura en estudio. Los beneficios de la aislación se pueden agrupar en tres grupos, el primero corresponde a los beneficios estructurales que son la reducción de

esfuerzos, deformaciones y aceleraciones para la superestructura, el segundo grupo corresponde a los beneficios económicos que son el ahorro de materiales al disminuir secciones y/o cuantías de los elementos de hormigón armado y menor o nula inversión en reparaciones de la estructura posterior a un sismo, el tercer grupo corresponde a los beneficios para los usuarios finales los cuales son disminución de la sensación sísmica y disminución o nula perdida de bienes debido al movimiento de la estructura durante el sismo.

Los elementos sismo-resistentes son aquellos que reciben, disipan o absorben los efectos de un movimiento telúrico, reduciendo los efectos de sismos en el resto de la estructura. Los elementos sismo-resistentes incorporados a la estructura más utilizados y con mayor desarrollo, son los aisladores sísmicos y dentro de esta categoría los más comunes son los LDR (Low Damping Rubber) o goma de baja amortiguación y los HDR (High Damping Rubber) o goma de alta amortiguación, ambos tipos de aisladores se diseñan con una cantidad determinada de placas de acero superpuestas entre capas de goma, esta geometría permite gran deformación horizontal en todos los sentidos por lo que pueden absorber una gran cantidad de energía en forma de desplazamiento y además poseen una baja y/o nula deformación vertical debido a su rigidez vertical, además pueden tener un centro de plomo u otro metal suave para obtener una mayor viscosidad, es decir, reducir la velocidad de deformación.

1.2. Objetivos generales

Realizar un análisis comparativo entre los esfuerzos y reacciones generadas en la estructura en estudio con y sin aislación basal, además de la reducción en la geometría y/o cuantía de los elementos de hormigón armado, para concluir la conveniencia del sistema de aislación y su implementación en las estructuras de carácter habitacional.

1.3. Objetivos específicos

a) Presentar las cualidades de una estructura habitacional de 13 niveles cumpliendo y respaldándose con la normativa vigente NCh433of1996Mod2009DS61.

b) Cuantificar las leyes constitutivas que definen las propiedades del aislador.

c) Diseñar aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB).

d) Presentar distribución en planta de aisladores.

e) Presentar y analizar la estructura habitacional aislada acorde a la normativa de aislación sísmica vigente NCh2745of2013.

f) Realizar análisis comparativo de esfuerzos en elementos de ambas estructuras, mediante comparación cuantitativa.

g) Realizar análisis comparativo de aceleraciones en ambas estructuras, mediante comparación cualitativa (sensación sísmica).

h) Generar estimación económica en base a resultados.

1.4. Alcances

a) Exponer las cualidades y capacidades de los aisladores sísmicos elastoméricos, además dar a conocer la forma y condiciones de su uso, lo que permite masificar el conocimiento sobre estos dispositivos y al mismo tiempo presentarlos como una solución para las construcciones sismo-resistentes, cumpliendo y respaldándose con la respectiva Norma Chilena NCh2745of2013.

b) Analizar la eficiencia de los aisladores elastoméricos para absorber deformaciones y como consecuencia disminuir los esfuerzos que se producen en las estructuras.

c) Contrastar los beneficios que estos sistemas de aislación conceden a la estructura habitacional, mediante la comparación entre la estructura en estudio con y sin aislación basal.

d) Verificar la efectividad real de incluir el sistema de aislación elastomérico y presentar las conveniencias estructurales y no estructurales, para lo cual se analizarán los siguientes parámetros de interés:
   1.- Desplazamiento entre pisos (drift).
   2.- Aceleraciones por nivel.
   3.- Corte basal y por piso en la superestructura.

e) Analizar algunos elementos estructurales, para estimar el cambio de secciones y, de esta manera poder proyectar un análisis económico basado en las diferencias obtenidas para cantidad de fierro y hormigón en la estructura.

1.5. Metodología

El trabajo se puede describir en cuatro etapas, además en el desarrollo del proyecto se procederá de la siguiente forma:

I. Análisis y diseño de la estructura convencional:

   a. <u>Identificación del proyecto:</u> Consiste en caracterizar las condiciones con las que se trabaja en el proyecto, se pueden destacar: ubicación geográfica, altura, geometría de planta, geometría en altura, cercanía a fallas geológicas, condiciones de uso, entre otras.

b. Identificación de materialidad: Definir características de hormigones y acero, esto quiere decir sus cualidades, como el grado o denominación en el caso de aceros y resistencia en caso de hormigones.

c. Prediseño: Se realiza un prediseño del edificio en base a los planos de arquitectura y su posterior estructuración.

d. Modelamiento: Modelar la estructura convencional en ETABS.

e. Revisión de resultados de parámetros de análisis modal: Obtener los parámetros correspondientes a periodos, porcentaje de participación modal y peso sísmico.

f. Revisión de resultados de parámetros de diseño: Obtener los parámetros de desplazamiento entre pisos, aceleraciones por nivel, corte basal y por piso, luego verificar que se encuentren dentro del rango establecido por la Norma NCh433.

g. Diseño de elementos de Hormigón armado: Se seleccionan elementos críticos y representativos de la estructura para ser diseñados en detalle, obteniendo sus dimensiones y cuantías.

II. Análisis de la estructura aislada y diseño del sistema de aislación:

a. Pre-diseño de sistema de aislación: Definir constitutivas del aislador y una posible distribución de los aisladores.

b. Diseño de sistema de aislación: Proceso iterativo para obtener área del aislador, altura, cantidad de capas, rigidez y amortiguamiento.

c. Modelamiento: Modelar la estructura agregando los aisladores con las cualidades obtenidas.

d. Revisión de resultados de parámetros de análisis modal: Obtener los parámetros correspondientes a periodos, porcentaje de participación modal y peso sísmico, además se debe verificar que el periodo corresponda con el periodo objetivo propuesto en el diseño del sistema de aislación.

III. Diseño de la estructura aislada:

a. Revisión de resultados de parámetros de diseño: Obtener los parámetros de desplazamiento del sistema de aislación, desplazamiento entre pisos, aceleraciones por nivel, corte basal y por piso, luego verificar que se encuentren dentro del rango establecido por la Norma NCh2745.

b. Diseño de elementos de Hormigón armado: Dado los elementos representativos ya seleccionados en la estructura de base fija, se proceden a diseñar para la estructura aislada.

IV. Análisis comparativo, de acuerdo a los alcances, entre la estructura aislada y la convencional:

a. Comparación de resultados: Realizar una comparación entre ambas estructuras considerando los parámetros de análisis modal y los parámetros de diseño, además de los cambios en dimensiones y/o cuantías para los elementos de hormigón armado seleccionados.

b. Comparación frente a sismo real: Se aplica un registro real de sismo mediante análisis Tiempo-historia a ambas estructuras y se comparan sus desplazamientos y aceleraciones.

c. Estimación económica: Realizar una estimación económica basándose en los cambios de secciones de hormigón y armadura, lo cual se refleja en los costos directos de construcción de dichos elementos.

d. Conclusiones: Presentar los resultados de las comparaciones descritas, permitiendo establecer la factibilidad técnico económica del sistema de aislación basal dado la norma NCh2745, en contraste con el seguimiento de norma sísmica tradicional NCh433.

CAPÍTULO II

BASES DE INGENIERÍA SÍSMICA Y AISLACIÓN

2.1. Antecedentes generales

Los eventos sísmicos son un fenómeno natural, que resulta de la actividad e interacción de placas tectónicas que se encuentran distribuidas en la corteza terrestre, por lo que se pueden manifestar en todo el globo, pero la distribución de estos no es igualitaria, ya que hay lugares donde se concentran más que en otros ya sea en intensidad y/o cantidad. Debido a la ubicación geográfica de Chile, se ve enfrentado a los efectos del llamado “anillo del fuego del pacifico”, que se forma por grandes grupos de placas tectónicas que interactúan afectando principalmente la costa oeste del Norte y Sur de América y las islas y costas del Este asiático y de Australia, esta genera una proliferación de zonas volcánicas activas y una constante actividad sísmica, producida por la interacción entre las placas, la placa de Nazca y la placa Sudamericana en el centro y Norte del país y las placas Antártica y Escotia en el Sur, debido a esto en Chile han ocurrido 3 de los 15 terremotos más destructivos a nivel mundial como se muestra en la Tabla 2.1 y desde fines del siglo XVI a la fecha se han desarrollado sismos de magnitud 8 Richter, cada 20 años aproximadamente, los cuales han producido perdidas económicas y humanas considerables, en conjunto con generar inseguridad y miedo en la población.

Ubicación	Fecha	Magnitud (Richter)
1 Valdivia, Chile	22/05/1960	9,5
2 Prince William Sound, Alaska	28/03/1964	9,2
3 Costa Oeste de Sumatra Norte	26/12/2004	9,1
4 Costa Este de Honshu, Japón	11/03/2011	9,0
5 Kamchatka, Rusia	04/11/1952	9,0
6 Maule, Chile	27/02/2010	8,8
7 Costa de Ecuador	31/01/1906	8,8
8 Islas Rata, Alaska	04/02/1965	8,7
9 Sumatra Norte, Indonesia	28/03/2005	8,6
10 Assam, Tibet	15/08/1950	8,6
11 Islas Andreanof, Alaska	09/03/1957	8,6
12 Sumatra Sur, Indonesia	12/09/2007	8,5
13 Mar de Banda, Indonesia	01/02/1938	8,5
14 Kamchatka, Rusia	03/02/1923	8,5
15 Frontera Chile-Argentina	11/11/1922	8,5
16 Islas Kuril	13/10/1963	8,5

Tabla 2.1 Ranking de terremotos más destructivos a nivel mundial desde 1900 [3]

Los eventos sísmicos generan principalmente movimientos horizontales del suelo, a través de ondas que se propagan por él, dichos movimientos son la principal causa de los daños que se producen en las estructuras, ya que estas están conectadas al suelo a través de las fundaciones. Las ondas sísmicas poseen periodos propios que excitan a la estructura, provocando que en ésta se manifiesten sus propios periodos, generándose así aceleraciones y deformaciones que afectan directamente a la estructura así como a su contenido.

La filosofía de diseño sismorresistente en la mayoría de los países del mundo, se basa principalmente en dos aspectos: primero el elevado costo que implicaría construir estructuras que no sufran daños al momento de un evento sísmico de gran intensidad y segundo la baja probabilidad que mencionado evento ocurra. Por esta razón, dicha filosofía admite que la estructura se sacrifique deformándose elásticamente y en menor medida inelásticamente, con la condición que no colapse y de esta forma garantice la vida de sus ocupantes.

Sin embargo, a lo largo de la historia se ha visto que centenares de edificios no sólo se vieron afectados por daños graves durante fuertes sismos como el diseño convencional lo preveía, sino que colapsaron tomando la vida de

miles de personas en países donde se daba por dominadas las técnicas sismo-resistentes.

Los recientes terremotos ocurridos en Chile (Maule 2010), Japón (Fukushima 2011), Turquía (Van 2011) y Nueva Zelandia (Christchurch 2011) han dejado en evidencia la alta vulnerabilidad sísmica de las estructuras y de sus contenidos. En el caso de Chile, se han presentado múltiples casos de estructuras que si bien no presentan problemas estructurales de consideración, sufrieron daños no estructurales que causaron pérdidas parciales o totales de operación. Del mismo modo, la masificación de la construcción en altura en los últimos 20 años, sumado a la magnitud del terremoto 27F, tuvieron como efecto, que muchos propietarios sufrieran pánico durante el evento y posterior insatisfacción debido a los daños producidos a sus pertenencias. Si bien es preciso reconocer el excelente desempeño estructural de las edificaciones, no se puede concluir lo mismo en materia de protección de función, preservación de contenidos y percepción de la población.

2.2. Ingeniería Sísmica

La sísmica tradicional, estudia los movimientos telúricos desde el punto de vista de la tierra, es decir, cómo la interacción de placas genera vibraciones y las características de dichas vibraciones, estas vibraciones pueden dividirse en distintos tipos de ondas, que afectan de varias formas la superficie y la corteza terrestre, el estudio de dichas ondas se logra generando modelos matemáticos que se asemejen a estas vibraciones, la Ingeniería sísmica por otro lado, estudia la interacción de la infraestructura (el suelo) con la superestructura (la edificación), tomando datos y modelos de la sísmica tradicional para que, ya sea mediante calculo manual o software, generar un modelo que entregue una aproximación de los efectos en cuanto a: deformaciones, velocidades y aceleraciones, que son generados por un sismo en una estructura propuesta y luego así poder diseñar dicha estructura para mitigar estos efectos.

En Chile desde 1972 cuenta con normativas de diseño sísmico para estructuras habitacionales, la NCh433 y desde 1999 para estructuras e instalaciones industriales, la NCh2369. Estas dos normas con sus respectivas actualizaciones han sentado las bases de la filosofía de diseño sismorresistente en el país, generando un balance entre la resistencia y la deformación, permitiendo estructuras más seguras y económicas, pero que no colapsen en el caso de la NCh433 y que continúen siendo operativas después del sismo en el caso de la NCh2369, en países con economías más avanzadas ya se busca evitar de forma absoluta el daño de las estructuras, permitiendo su funcionamiento normal incluso después de un sismo de gran magnitud. Con los avances de la tecnología y el descubrimiento de nuevas técnicas y materiales, se ha desarrollado la idea de evitar que la estructura reciba toda la energía del sismo, disipándola en elementos objetivo (falla programada y disipadores), o separando la estructura del suelo (aisladores), siendo estos dispositivos los más estudiados y utilizados en las construcciones actuales.

Dentro de los objetivos fundamentales del diseño sísmico se encuentra minimizar el desplazamiento entre pisos y las aceleraciones de los pisos en la estructura. Los desplazamientos tienen como efectos causar daños a los componentes no estructurales, equipos y conexiones de los servicios. En una primera instancia, se podrían minimizar los desplazamientos entre pisos rigidizando la estructura, pero además de ser una solución que encarece la estructura, conlleva que se generen amplificaciones en los movimientos de la base, lo cual a su vez genera altas aceleraciones en los pisos, lo que se traduce en posibles daños al equipamiento interno de la estructura, a la vez si se desea disminuir las aceleraciones de los pisos, se puede utilizar un sistema más flexible, pero esto conlleva que aumenten los desplazamientos entre pisos y se vuelva al problema inicial.

Dado lo anterior, si fuese posible independizar en cierto grado a la estructura del suelo, se lograrían reducir notablemente los daños, ya que la estructura “no percibiría” el movimiento del suelo. Esta idea de aislación sísmica

proviene de un doctor de medicina de la ciudad de Scarborough en el Norte de Inglaterra, J.A. Calantarients, quien en Agosto de 1909 escribió una carta al Director del Servicio Sismológico de Chile en Santiago, dirigiendo su atención a un método de construcción, que él había desarrollado, al cual llamo “Diseño substancial de estructuras que puede ser utilizado en países sísmicos, donde se busca principalmente lograr seguridad por sobre la severidad del sismo, el cual pierde su importancia debido a la existencia de una un apoyo libre lubricado”, dicho método de construcción se basa en el principio de independencia suelo-estructura [16]. La metodología de diseño sismorresistente que permite generar en la actualidad ésta independencia suelo-estructura se denomina aislación basal, la cual es una técnica que se ha ido perfeccionando y desarrollando en el tiempo y se ha convertido en un sistema que otorga una gran protección sísmica, tanto a la estructura como a sus componentes.

El concepto de aislamiento sísmico, es una técnica que busca, independizar horizontalmente a la estructura del movimiento del suelo de fundación, de esta manera la estructura permanecerá idealmente inmóvil en un marco de referencia inercial, reduciendo así su daño durante un sismo y localizando la deformación relativa entre el suelo y la estructura en dispositivos especialmente diseñados denominados aisladores sísmicos, los cuales poseen una rigidez horizontal baja y son verticalmente rígidos. Esto permite reducir la respuesta sísmica de la estructura, ya que al introducir una alta flexibilidad horizontal, se aumenta el periodo de la estructura, lo cual la aleja de la zona de mayor energía sísmica. De esta forma, la aislación basal pasa a ser una de las soluciones más óptimas y prácticas para disminuir tanto el desplazamiento entre pisos y las aceleraciones de los pisos de la estructura, ya que concentra los desplazamientos en el nivel de aislamiento.

Dicho de otra forma, los principios de la aislación son dos: flexibilización y aumento de amortiguamiento. La flexibilización o alargamiento del periodo fundamental de la estructura se logra a través de la introducción de un piso blando entre el suelo de fundación y la superestructura. Si la rigidez lateral de

este piso blando es mucho menor que la rigidez lateral de la superestructura, el sistema tenderá a deformarse sólo en la interfaz de aislación, trasmitiendo bajos esfuerzos cortantes a la superestructura, la cual permanece prácticamente como un bloque rígido y por ende con pequeñas deformaciones y sin daños significativos durante la respuesta sísmica.

En una estructura aislada (Figura 2.1.) se distinguen tres componentes: la subestructura, la interfaz de aislación y la superestructura.

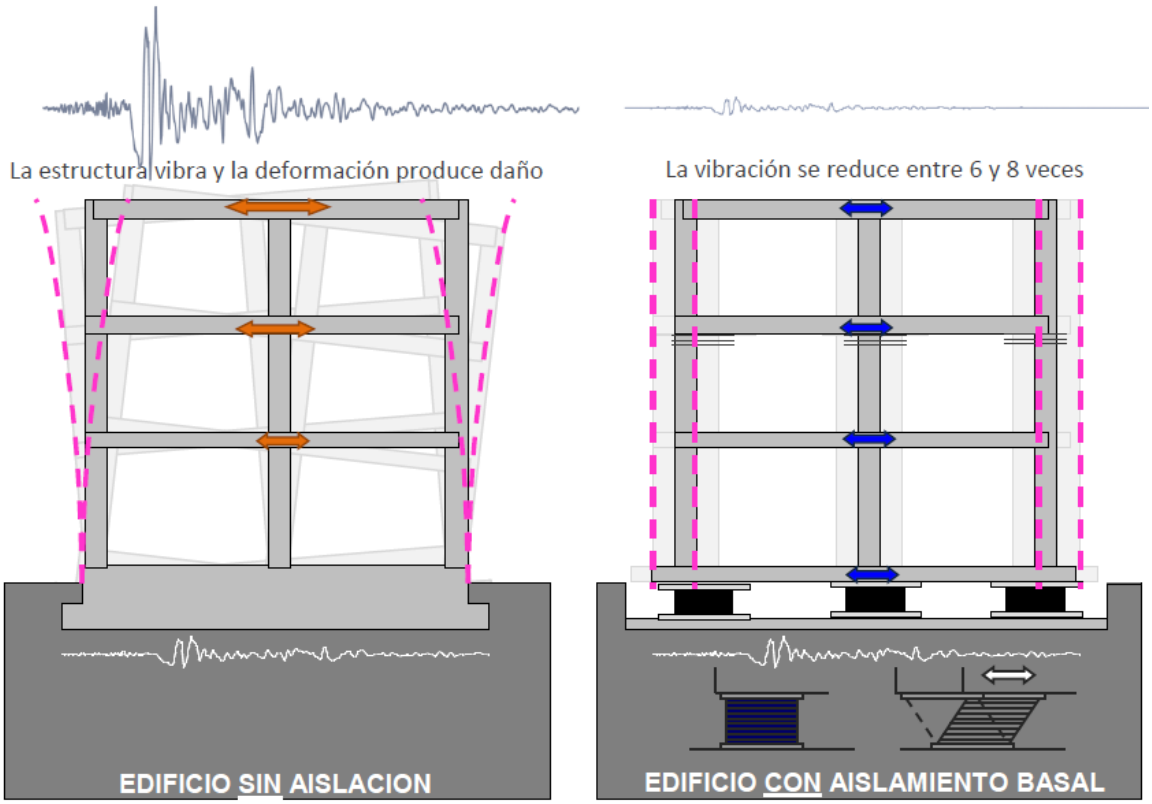

Figura 2.1. Aislamiento sísmico [13]

Subestructura: Porción de la estructura que se encuentra por debajo del nivel de aislación.

Superestructura: Porción de la estructura que se encuentra por sobre el nivel de aislación.

Interfaz de aislación: Espacio generado por el sistema de aislación que se encuentra limitado en su parte superior por la superestructura y en su parte inferior por la subestructura. Es el lugar donde se encuentran físicamente los aisladores.

Sistema de aislación: Conjunto de elementos estructurales que incluye a todos los aisladores individuales, todos los elementos estructurales que transfieren fuerza entre los elementos del sistema de aislación y la superestructura y subestructura, y todas las conexiones a otros elementos estructurales.

Entre las ventajas más llamativas del concepto de aislamiento sísmico está:

1. Reducir sustancialmente el daño estructural.
2. Disminuir el daño a los contenidos.
3. Aminorar el riesgo de detener la operación de la estructura.
4. Minimizar la incertidumbre en el comportamiento sísmico debido a la variabilidad en las propiedades de la estructura.
5. Reducir las restricciones estructurales sobre la arquitectura de la superestructura.
6. Aminorar las limitantes estructurales sobre nuevas técnicas constructivas y materiales.
7. Disminuir la percepción y miedo de los usuarios durante un sismo.

El aislamiento sísmico está intrínsecamente ligado al desarrollo de edificios y construcciones más seguras que tengan un desempeño controlado y predecible durante un sismo de alta intensidad.

El sistema de aislación debe satisfacer tres requisitos fundamentales:

1. Poseer una gran flexibilidad horizontal de modo que permita alargar el periodo fundamental de vibración de la estructura a una zona de menor aceleración espectral.

2. Introducir un nivel de amortiguamiento y disipación de energía de modo que permita reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación.

3. Proveer de una rigidez suficiente para cargas de servicio de la estructura de modo de evitar vibraciones molestas.

El incremento de amortiguamiento en el sistema de aislación conduce típicamente a una menor demanda de deformación sobre el sistema de aislación, lo que a su vez implica una reducción de la fuerza de corte que actúa sobre el sistema de aislación y la superestructura. El nivel óptimo de amortiguamiento del sistema depende del objetivo de diseño en lo referente a la demanda sobre la estructura (deformaciones) y sus contenidos (aceleraciones); de hecho, un aumento excesivo del amortiguamiento conduce a un aumento de las aceleraciones de piso, lo que puede inducir problemas con los contenidos de la estructura.

Los aisladores como ya se mencionó, son los dispositivos que se emplean para lograr el aislamiento sísmico. Estos, por lo general, combinan materiales como la goma, el acero y el plomo. El dispositivo más comúnmente utilizado en sistemas de aislamiento sísmico es el aislador elastomérico, el cual es generalmente de sección cuadrada o circular.

2.3. Resumen histórico de la aislación sísmica en el mundo

A continuación se presenta un resumen histórico del avance de la aislación símica a nivel mundial [11].

- En 1982 se realiza la primera aplicación de aislación sísmica en Japón (casa pequeña).
- En 1985 se realiza la primera aplicación de aislación sísmica en E.E.U.U. (San Bernardino).
- En 1992 se construye el primer edificio aislado en Chile (Comunidad Andalucía).
- Durante Northridge (1994), cinco estructuras aisladas fueron sometidas a movimientos significativo.
- Antes de 1995 existían 85 edificios aislados en Japón, 35 de los cuales eran de propiedad de constructoras, centros de investigación, o de fabricantes de aisladores.
- Durante Kobe (1995), dos estructuras aisladas soportaron el movimiento sísmico sin problemas.
- Posteriormente al terremoto de Kobe, el crecimiento de la aislación sísmica en Japón es abrupto llegando a 20 edificios por mes.
- Antes de 1995 el promedio de altura de edificios aislados era entre 4 y 5 pisos; actualmente el promedio es mayor a 8 pisos.
- Desde 1995 en Chile se incluye un curso optativo de aislación sísmica en los currículum de Ingeniería de varias universidades.
- Para 1998 hay aproximadamente 700 edificios aislados en Japón.
- Para 1998 hay aproximadamente 40 edificios aislados en E.E.U.U.
- En 2001 se construye el primer hospital aislado sísmicamente en Chile (Clínica UC).
- En 2001 se realiza la aislación del nuevo Edificio de la Facultad de Ingeniería de la U.C.
- En 2002 se construye y aísla el Hospital Militar.

2.4. Ejemplos y aplicaciones de aislación sísmica en Chile

En las Figuras 2.2 a 2.9 se presentan ejemplos y aplicaciones de dispositivos de aislación sísmica de estructuras en Chile [17].

Figura 2.2. Sistema de aislamiento sísmico Clínica UC San Carlos de Apoquindo.

Descripción: Edificio de 6 pisos con 8.000 m^2. El sistema de aislación está compuesto por 52 aisladores elastoméricos (22 con núcleo de plomo) a nivel del cielo subterráneo, evitando así la construcción de una losa adicional. Construido en 2001.

Figura 2.3. Sistema de aislamiento sísmico Hospital Militar.

Descripción: Edificio de 5 pisos con 50.000 m^2. El sistema de aislación está compuesto por 164 aisladores elastoméricos (50 con núcleo de plomo) a nivel del cielo subterráneo, evitando así la construcción de una losa adicional. Construido en 2002-2003.

Figura 2.4. Sistema de aislamiento sísmico Viaducto Marga-Marga.

Descripción: Puente de Hormigón armado de 515 [m] y 62 [m] de altura. El sistema de aislación está compuesto por 108 aisladores elastoméricos de sección rectangular. Construido en 2001-2002.

Figura 2.5. Sistema de aislamiento sísmico Edificio de consultas de la ACHS Viña del Mar.

Descripción: Edificio de 7 pisos con 32,5 metros de altura total, cuenta con 4.900 m^2. El sistema de aislación está compuesto por 18 aisladores elastoméricos y 7 deslizadores friccionales. Construido en 2005.

Figura 2.6. Sistema de aislamiento sísmico Edificio Vulco.

Descripción: El proyecto posee la particularidad de haber sido ejecutado en dos meses mediante un sistema de prefabricación, estructurado en base a marcos de hormigón armado, posee 2 pisos y 1.200 m^2. El sistema de aislación está compuesto por 12 aisladores elastoméricos y 3 deslizadores friccionales. Construido en 2005.

Figura 2.7. Sistema de aislamiento sísmico Muelle del Puerto Coronel.

Descripción: En la VIII Región de Chile, se diseñó un sistema de aislamiento sísmico compuesto por 2 módulos de 200 metros de largo por 36,5 metros de ancho, con 82 pilotes verticales y 42 inclinados para cada módulo. Para obtener un diseño más económico y seguro que la solución convencional, se adoptó una solución híbrida de 96 aisladores sísmicos elastoméricos y pilotes verticales. Construido en 2006-2007.

Figura 2.8. Sistema de aislamiento sísmico Edificio Marina Paihue en Pucón.

Descripción: Edificio residencial de 9 pisos con 3.000 m^2. Posee una estructura prefabricada de marcos y losas apoyado sobre 13 aisladores elastoméricos. Construido en 2010.

Figura 2.9. Sistema de aislamiento sísmico Vivienda Unifamiliar en Chicureo.

Descripción: Esta vivienda construida en el sector de Chicureo, en la comuna de Colina al norte de la Región Metropolitana, corresponde a un Sistema SLAB (Sistema de Losas Aisladas Basalmente), el cual en esencia es un sistema de fundación con aislación sísmica desarrollado y probado en Chile, reduciendo considerablemente los esfuerzos sísmicos de la estructura de la vivienda, llevando al mínimo los daños a la estructura y su contenido.

2.5. Preguntas Frecuentes de aislación sísmica

El presente apartado tiene por objetivo clarificar las consultas típicas en materia de aislación sísmica.

¿Cuánto más segura es una estructura aislada sísmicamente?

En general una estructura aislada es al menos 5 veces más segura que una estructura convencional fija al suelo, ya que sus deformaciones y aceleraciones se reducen en un 80%. De hecho, los esfuerzos producidos por el sismo en la estructura con aislación sísmica son del orden de 10 veces más pequeños que los de una estructura idéntica fija al suelo. Esta reducción de esfuerzos es la que implica que la estructura permanecerá sin daño incluso durante el sismo máximo posible[1].

[1] Véase página 52

¿Cómo se han comportado estructuras con aislación sísmica en sismos anteriores?

De acuerdo a observaciones registradas en los últimos grandes terremotos, en especial el ocurrido en Japón (Fukushima) en marzo del 2011 donde se puso a prueba una gran cantidad de edificios con sistemas de protección sísmica, se puede concluir que los sistemas de protección sísmica han tenido un rendimiento sobresaliente. Un caso emblemático es el Teaching Hospital de la Universidad de South California (USC) en los Angeles (EEUU), construido sobre 81 apoyos elastoméricos y 68 aisladores con núcleo de plomo, que ubicado a 36 kilómetros del epicentro del terremoto de Northridge (1994) no sufrió daños estructurales ni en sus contenidos y pudo continuar operando. En esta estructura, que se encuentra totalmente instrumentada, el sistema de aislación permitió reducir en un 75% las aceleraciones. En comparación, un hospital ubicado en las cercanías del hospital de USC, no pudo seguir operando y sufrió daños cercanos a los 400 millones de dólares.

De manera similar, durante el terremoto del Maule del 27 de febrero del 2010, se pudo observar que las escasas estructuras[1] del país con protección sísmica se comportaron de buena manera, registrando daños incipientes (o casi nulos) en elementos estructurales, no estructurales y contenidos. No obstante, se debe mencionar que ninguna de estas estructuras se ubicaba en las cercanías del área epicentral.

Un caso particular es el Hospital Militar ubicado en la comuna de La Reina. Este hospital cuenta con parte de su estructura aislada y otra no. En este caso se pudo observar como la sección aislada sufrió daños estructurales y a sus contenidos considerablemente menores que la sección no aislada de la estructura.

[1] Hospital militar, Clínica San Carlos de Apoquindo, Facultad de Ingeniería Universidad Católica.

¿Puede aislarse una estructura existente?

Sí, es posible utilizar aisladores para la rehabilitación o refuerzo de estructuras donde se busca reducir los esfuerzos a niveles que puedan ser resistidos por la estructura existente, o llevarlas a satisfacer los requisitos de resistencia exigidos por los códigos actuales. Este tipo de metodología se ha aplicado exitosamente para la protección sísmica de estructuras con gran valor patrimonial, principalmente en Estados Unidos y se conoce como RETROFIT. Ejemplos de ello son el City Hall y el Puente Golden Gate en San Francisco y el LAX Theme Building en Los Ángeles.

¿Se puede reducir el costo de la estructura?

La normativa vigente no está orientada a reducir los costos iniciales de las estructuras con sistemas de protección sísmica, aunque especialmente en el caso de aislamiento sísmico basal es posible generar algún grado de aligeramiento de la estructura sismorresistente. De todas formas, el objetivo principal de los dispositivos de protección sísmica es mejorar la respuesta y seguridad sísmica de las estructuras. En general, la inversión inicial en una estructura con sistemas de protección sísmica suele ser mayor que una estructura convencional. No obstante, la reducción de la probabilidad de daño estructural y no estructural durante un evento sísmico severo durante la vida útil de la estructura compensa la inversión inicial.

¿Por qué no existen más edificios en Chile con aislamiento sísmico si la técnica es tan atractiva?

La razón principal es un retraso en el desarrollo tecnológico. Edificios con aislamiento sísmico, son comunes en países desarrollados, donde experimentaron un comportamiento sobresaliente durante los devastadores terremotos de Kobe (Japón 1995) y Northridge (E.E.U.U. 1995). Sólo en Japón se construyeron más de 80 hospitales y 400 edificios con aislamiento sísmica entre 1997 y 1998. Sin embargo, el diseño de estructuras con aislamiento sísmico requiere de profesionales capacitados en esta nueva técnica que está en proceso

de transferencia a la práctica chilena. También incide el desconocimiento y el temor al cambio por parte de los potenciales usuarios.

¿Cuál es el costo del sistema de aislamiento sísmico?

El costo del sistema de aislamiento, incluyendo aisladores, vigas de amarre, capiteles e instalación del sistema, es típicamente del orden de 0,6 a 1,8 UF/m^2, dependiendo de la solución adoptada. Este costo se compensa varias veces si en el análisis económico se considera que en la alternativa sin aislación la estructura, los elementos no estructurales (las terminaciones) y los contenidos, afrontarán elevados costos de reparación o sustitución cuando ocurra sismo de gran intensidad que con casi certeza van a experimentar. Es importante recordar que en los edificios el costo las terminaciones supera al de la estructura y que en muchos casos el valor de los contenidos es muy superior al de la estructura. Por otra parte, el hecho que la estructura tenga esfuerzos 10 veces menores puede llegar a permitir ahorro en costos directos de construcción, lograr lo anterior depende en gran medida de una coordinación oportuna entre la Arquitectura e Ingeniería del proyecto.

¿Cuál es la duración de los sistemas de aislación?

Los aisladores están garantizados para tener una vida útil de 50 años como mínimo. El diseño se hace proveyendo a los aisladores de una fijación que les permite ser fácilmente removidos y cambiados en cualquier momento sin interrumpir el funcionamiento del edificio.

2.6. Sistemas de protección sísmica

Los sistemas de protección sísmica de estructuras utilizados en la actualidad incluyen dentro de su conjunto, diseños simples hasta avanzados sistemas totalmente automatizados. Los sistemas de protección sísmica se clasifican en tres categorías: Sistemas activos, sistemas semi-activos y sistemas

pasivos. El presente trabajo se concentra en los sistemas pasivos, específicamente los aisladores de goma con núcleo de plomo.

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

Sistemas Semi-Activos: Al igual que los sistemas activos, cuentan con un mecanismo de monitoreo en tiempo real de la respuesta estructural. Pero, a diferencia de los sistemas activos no aplican fuerzas de control directamente sobre la estructura, sino que, modifican en tiempo real las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía.

Sistemas Pasivos: Los sistemas pasivos son los dispositivos de protección sísmica más utilizados en la actualidad. A esta categoría corresponden los sistemas de aislación sísmica de base y los disipadores de energía. Los sistemas pasivos reducen la respuesta dinámica de las estructuras a través de sistemas mecánicos especialmente diseñados para disipar energía.

La aislación sísmica basal es el procedimiento más eficiente para la protección sísmica de estructuras relativamente bajas o rígidas. Los aisladores sísmicos más desarrollados y utilizados en la actualidad son los aisladores elastoméricos (con o sin núcleo de plomo) y los deslizantes o friccionales. A continuación se detallan brevemente las características generales de los distintos sistemas de aislación sísmica elastoméricos.

2.6.1. Aisladores Elastoméricos

Los aisladores elastoméricos consisten en un conjunto de capas delgadas de goma adheridas a planchas delgadas de acero formando un sándwich de

goma y acero. Durante su construcción, las láminas de acero y goma se intercalan horizontalmente dentro de un molde de acero que da la forma geométrica al aislador. Una vez colocadas estas láminas en el molde, se coloca el aislador bajo una prensa y se le aplica presión y temperatura de 140º Celsius por un tiempo cercano a las 6 horas en el caso de aisladores circulares de diámetro igual a 60 cm. Durante este proceso la goma se vulcaniza y adquiere su propiedad elástica. Además, el calor aplicado produce la reacción del pegamento epóxico con que se han cubierto las láminas de goma y acero. La adherencia debe ser más resistente que la goma misma y la falla por cizalle de un aislador debe ocurrir por ruptura de la goma antes que por una falla de la unión goma-acero.

Mediante esta configuración se logra la flexibilidad lateral necesaria para permitir el desplazamiento horizontal relativo entre la estructura aislada y el suelo.

La rigidez vertical del sistema es comparable con la rigidez vertical de una columna de hormigón armado. El comportamiento de los aisladores elastoméricos depende de la amplitud de la deformación a la que son sometidos y en menor grado de la temperatura, el envejecimiento y la frecuencia del movimiento. Existen varios tipos de aisladores elastoméricos, entre ellos se encuentran los aisladores de goma natural (NRB, Natural Rubber Bearing), los aisladores de goma de bajo amortiguamiento (LDR, Low-Damping Rubber Bearing), los aisladores de alto amortiguamiento (HDR, High-Damping Rubber Bearing) y los aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB, Lead-plug Rubber Bearing).

Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR): Este tipo de dispositivos son los más simples dentro de los aisladores elastoméricos. Presentan una razón de amortiguamiento baja (2-7% como máximo), por lo que generalmente se utilizan en conjunto con disipadores de energía que abastecen de amortiguamiento adicional al sistema. Estos dispositivos presentan la ventaja de ser fáciles de fabricar.

Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR): Son aisladores elastoméricos cuyas láminas de goma son fabricadas adicionando elementos como carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento hasta niveles cercanos al 10-20%. Los aisladores HDR al tener incluidos los aditivos químicos presentan mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDR y LRB. A su vez, los aisladores HDR presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo. Estos dispositivos, al igual que los LRB, combinan la flexibilidad y disipación de energía en un solo elemento, con la característica de ser relativamente de fácil fabricación.

Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB): Son aisladores elastoméricos que se construyen con LDR, pero poseen un núcleo de plomo ubicado en el centro del aislador el cual es introducido bajo presión, este núcleo de plomo permite aumentar el nivel de amortiguamiento del sistema hasta un 25-30%. Durante la acción de un sismo el aislador se deforma lateralmente lo que produce que su núcleo de plomo fluya, incurriendo en deformaciones plásticas y disipando energía en forma de calor, produciendo numerosos ciclos histeréticos estables. Al término de la acción sísmica, la goma del aislador retorna la estructura a su posición original, mientras el núcleo de plomo recristaliza (debido a que el plomo recristaliza a temperatura ambiente, su fluencia repetida no produce falla por fatiga.). De esta forma el sistema queda listo para un nuevo evento sísmico. La Figura 2.10 muestra la vista de un corte de un aislador elastomérico tipo LRB.

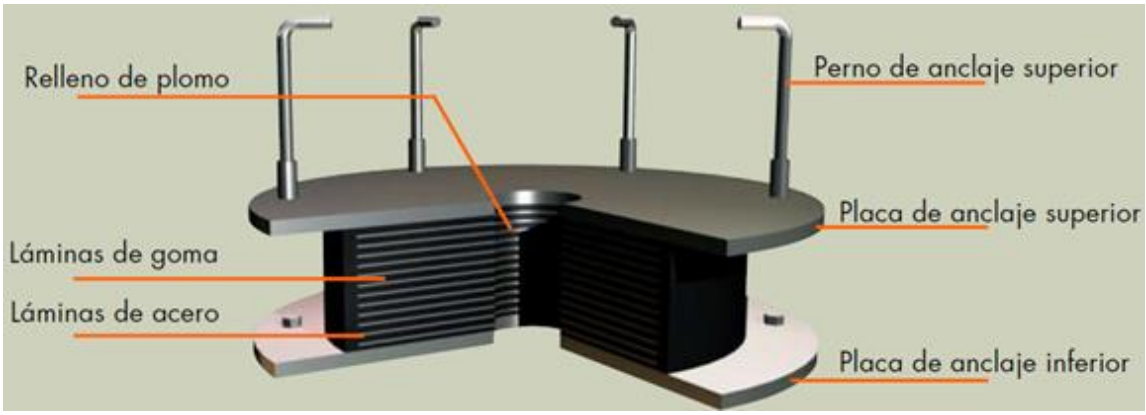

Figura 2.10. Aislador de goma con núcleo de plomo (LRB) [8]

Debido a que la energía disipada por el plomo en deformación es a través de calor, su temperatura aumenta cuando es sometido a deformación cíclica. Este aumento es del orden de 1° Fahrenheit por ciclo a 100% de deformación. Sin embargo, incluso después de cientos de ciclos el corazón de plomo no se funde debido a que el trabajo hecho por él es tal, que disminuye la temperatura al aumentar el número de ciclos.

Una de las grandes ventajas de los LRB, es que producen en forma natural un nivel de rigidez inicial importante para cargas de servicio. Un ciclo típico de fuerza-deformación de un LRB se muestra en la figura 2.11.

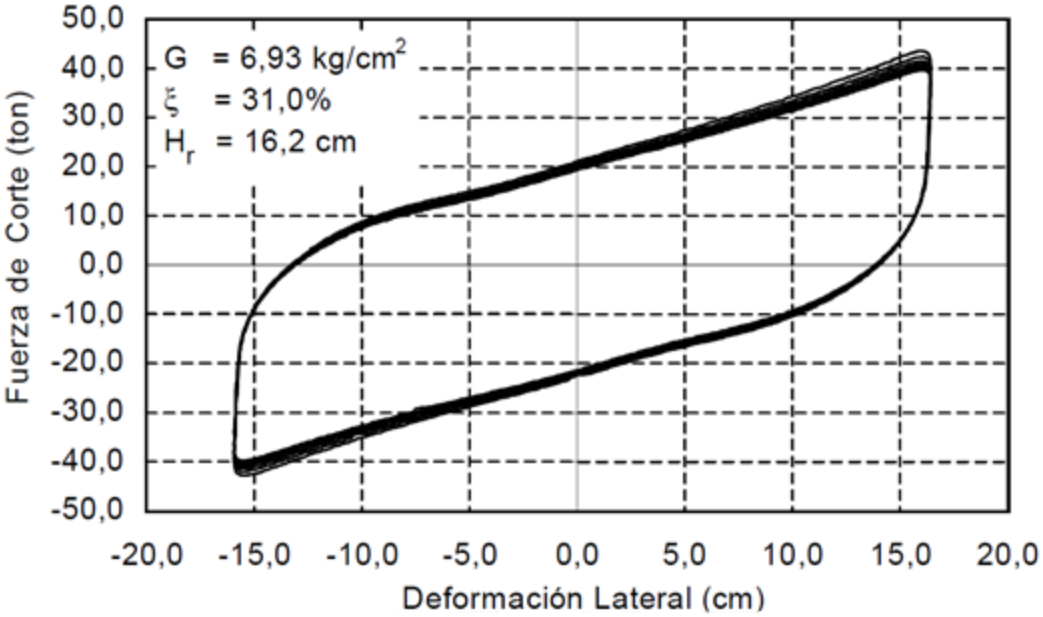

Figura 2.11. Ciclo fuerza deformación de una pareja de aisladores LRB, NCh2745

El ciclo fuerza deformación de un LRB se puede representar por un comportamiento bilineal. Los aisladores con núcleo de plomo poseen una relación constitutiva fuerza-deformación esencialmente bilineal debido a que la goma, que es lineal, trabaja en paralelo con el plomo que tiene un comportamiento elasto-plástico. El modelo bilineal, usado para expresar la

relación entre la fuerza de corte y el desplazamiento lateral, puede definirse por tres parámetros:

a) Ke: Rigidez elástica o rigidez inicial del aislador.
b) Kp: Rigidez post-fluencia.
c) Q: Fuerza característica o capacidad del aislador a cero deformación.

La figura 2.12 muestra una constitutiva medida en un aislador con núcleo de plomo en que se observa claramente el comportamiento bilineal.

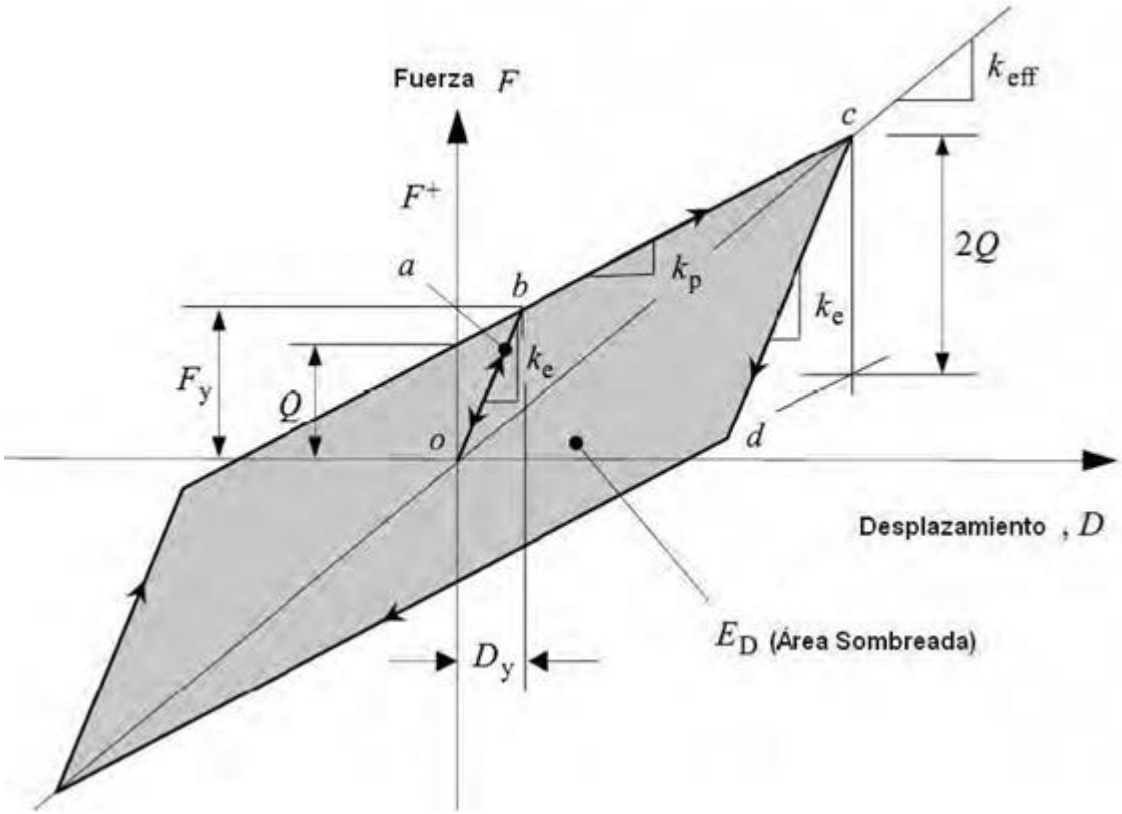

Figura 2.12. Modelo bilineal de aislador con núcleo de plomo [15]

Al aplicar la fuerza de corte sobre el aislador, este presenta una relación lineal entre la fuerza y el desplazamiento lateral expresado por la recta desde el punto *0* al punto *a*, una vez que la fuerza alcanza al punto *b* comienza la fluencia del aislador, posterior al punto *b* se generan desplazamientos mayores con

pequeños incrementos en la fuerza, la rigidez en este tramo está definida como rigidez post-fluencia (Kp).

Si se inicia la descarga del aislador en el punto *c*, la trayectoria que sigue no es la misma, sino que, baja desde el punto *c* al punto *d*, en donde la rigidez que lo representa es la misma que se da desde el punto *0* al punto *a*, la cual corresponde a la rigidez inicial (Ke).

El valor de la fuerza cortante en el tramo desde *c* hasta *d*, corresponde a 2Fy, en que Fy es la fuerza de fluencia del aislador, la cual ocurre cuando se alcanza el desplazamiento de fluencia Dy.

Además de lo anterior, es importante definir E_D, que corresponde a la energía disipada por ciclo y se considera igual al área del ciclo de histéresis, la cual se encuentra limitada por el desplazamiento lateral –D y +D en cada ciclo, en que D corresponde al desplazamiento de diseño o desplazamiento máximo según sea el caso. De esta manera E_D queda definido en la ecuación 2.1.

$$E_D = 4Q(D - D_y) \qquad (Ec. 2.1.)$$

2.6.1.1. Aspectos arquitectónicos

Los aisladores sísmicos no representan una tarea compleja en términos de solución arquitectónica y dicha tarea suele ser similar en todos los casos. En general, los dispositivos de aislación sísmica se instalan en las plantas bajas de los edificios, sobre las fundaciones o entre el cielo del primer subterráneo y el primer piso de la estructura.

Los aisladores sísmicos se encuentran instalados en una interfaz o “piso” donde en caso de sismos, se produce un gran desplazamiento horizontal relativo entre la estructura aislada y la no aislada o el suelo. Este desplazamiento, suele estar en el rango entre 20 y 40 [cm], debe ser considerado en el diseño de cañerías, ductos de servicios y redes distribuidas como agua, gas, electricidad,

alcantarillado, red seca, etc., además de sistemas de ascensores, escaleras, accesos al edificio y en general cualquier instalación, servicio o componente arquitectónico que cruce desde la estructura aislada a la no aislada. Una separación de similares dimensiones (generalmente un poco mayor) debe disponerse alrededor de la estructura a fin de prevenir el impacto de la estructura aislada con sectores o estructuras adyacentes.

Los aisladores sísmicos deben ser instalados en puntos de la estructura donde puedan ser inspeccionados y donde se les pueda dar mantención en el caso que se requiera, además por requerimiento normativo, los aisladores sísmicos deben ser susceptibles a ser removidos o reemplazados, por lo que el espacio, el tamaño y el diseño del capitel deben ser suficientes para poder colocar un gato hidráulico y realizar dicha tarea.

Es recomendable considerar el uso de dispositivos de aislación sísmica desde las etapas iniciales del proyecto, a fin de mitigar el impacto de su incorporación en la arquitectura.

2.6.1.2. Requisitos normativos

En Chile, la norma NCh2745.Of2013 rige el diseño de estructuras con aislación sísmica de base. La filosofía de esta norma es limitar el daño estructural y de contenidos en caso de sismos severos. Sin embargo, las disposiciones de la norma NCh433 siguen siendo obligatorias en tanto no contradigan las disposiciones de la norma NCh2745.

Conforme a la normativa, se deben ejecutar ensayos de laboratorio en aisladores de prototipo y ensayos para el control de calidad de los aisladores de obra y de los materiales utilizados en su fabricación.

Los aisladores de prototipo deben ser sometidos a ensayos de compresión y corte combinados a fin de revalidar las propiedades consideradas en el diseño. Sin embargo, para aisladores con dimensiones, materiales fabricados utilizando

el mismo proceso y que además cuenten con las mismas propiedades, los ensayos efectuados con anterioridad pueden ser aceptados.

Por otra parte los aisladores que serán utilizados en el sistema de aislación, deben ser ensayados previo a su ubicación en la estructura y de esta manera romper los vínculos moleculares adulterados de la goma en un fenómeno que se denomina “scragging”. Esto se debe a que el módulo de corte G de la goma es alterado por la rotura de la estructura de la goma. Esto ocurre durante los primeros ciclos de carga, especialmente en gomas reforzadas. Debido a que lo fundamental de este proceso se produce dentro de los primeros ciclos de deformación, es necesario precargar la goma a los niveles máximos de operación antes de utilizarla en su aplicación final.

El ingeniero diseñador es quien debe definir un programa para mantener el control de calidad del proceso de fabricación de los aisladores de obra.

Por otro lado, el nivel de protección contra fuego de los aisladores debe ser compatible con el nivel de protección contra fuego proporcionado a muros, columnas, vigas, u otros elementos estructurales ubicados en los recintos donde los aisladores se encuentren instalados.

2.6.1.3. Consideraciones para la evaluación económica

A continuación se presenta una serie de costos y beneficios que deben ser considerados al evaluar económicamente la instalación de aisladores sísmicos.

Costos:

- Del proyecto de aislación.
- De instalación, costos directos y gastos generales por aumento de plazos.
- Fabricación y ensayo de prototipos y aisladores de obra.
- Protección al fuego de los dispositivos (en caso que se requiera).

- Sistema de conexiones flexibles en las instalaciones y juntas de dilatación.
- Diafragma adicional requerido por sobre el nivel de aislación y columnas de gran dimensión o envigados por debajo del sistema de aislación.

Beneficios:

- Mantener la estructura operativa durante e inmediatamente después de ocurrido un sismo.
- Disminución de los costos de reparación de daños, luego de eventos sísmicos severos, dado que se reducen: Daños estructurales y daños de componentes y sistemas no estructurales.
- Menores daños de contenidos de recintos.
- Beneficio para el mandante en reputación de marca. Ayuda a vender mejor los atributos del producto.
- Percepción de mayor seguridad por parte del usuario.

CAPÍTULO III

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL

3.1. Identificación del proyecto

El edificio en estudio se ubica en zona sísmica 3, sin fallas activas que deban considerarse, con condición de suelo tipo B, consta de 13 niveles sobre el nivel del terreno, sin subterráneo. Además este edificio corresponde a un proyecto en estudio para su posterior construcción en la ciudad de Antofagasta.

El primer piso consta de áreas comunes como gimnasio, área de lavandería y bodegas, el segundo piso cuenta con una sala de administración y el resto de espacios serán áreas habitacionales, desde el tercer nivel de la estructura hasta el piso 13 se proyectan áreas destinadas solo a espacios habitacionales, manteniendo la geometría de planta entre estos niveles, además se proyecta una sala de máquinas sobre el piso 13.

La altura de piso es de 2,52 [m], la estructura tiene una altura total de 32,76 [m], generando alrededor de 9.000 [m^2], con un peso aproximado de 8.200 [ton].

La planta posee dimensiones de: 17 [m] ancho y 45 [m] de largo, que se mantienen en todos los pisos. La estructura consta de muros para su sistema resistente, con ejes resistentes en dos direcciones principales, 4 a lo largo y 10 a lo ancho, la gran mayoría de los muros son de 0,2 [m] de ancho en todos los niveles, con vigas invertidas del orden de 1,21 [m] de alto y 0,2 [m] ancho para las terrazas, las losas se diseñan en 0,14 [m] de espesor.

3.2. Identificación de materialidad

Todos los elementos estructurales, es decir, los muros perimetrales e internos, además de las vigas invertidas para terrazas y los refuerzos de losa se proyectan en hormigón H-30(90) y armaduras de acero A 630-420 H, para la etapa de prediseño.

3.3. Identificación de estructura

En las figuras 3.1 a 3.5 se presentan las plantas y cortes de la estructura dado los planos de arquitectura, los cuales permiten identificar sus ejes y la ubicación de los elementos estructurales.

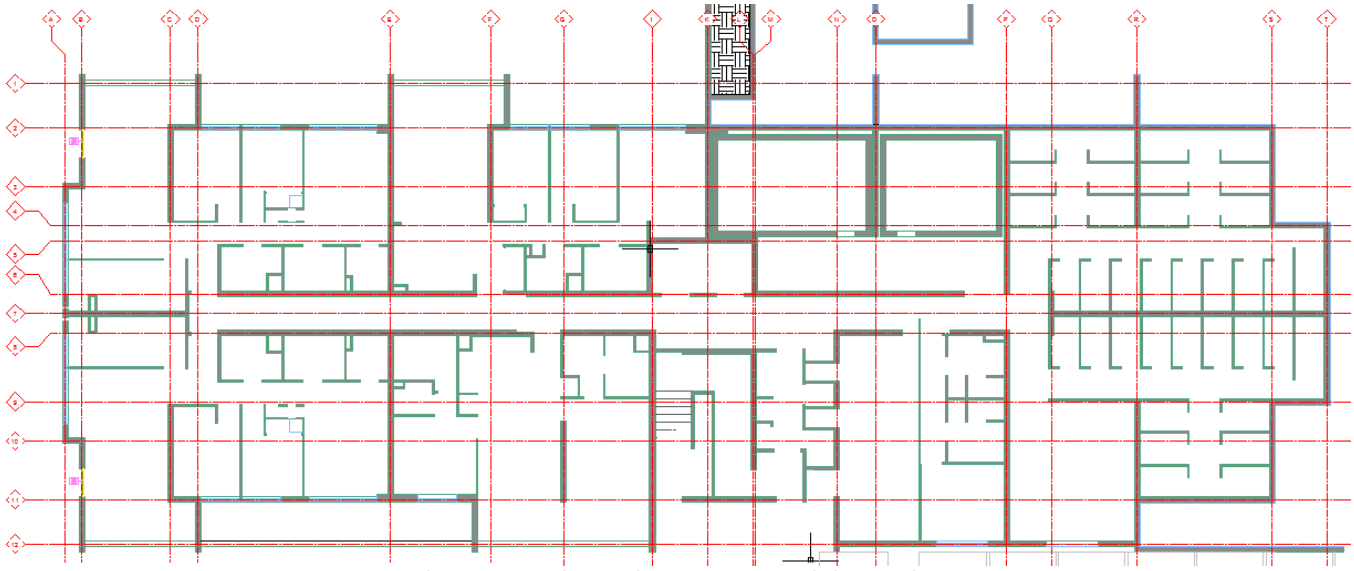

Figura 3.1. Planta de Estructura Cielo 1° Piso

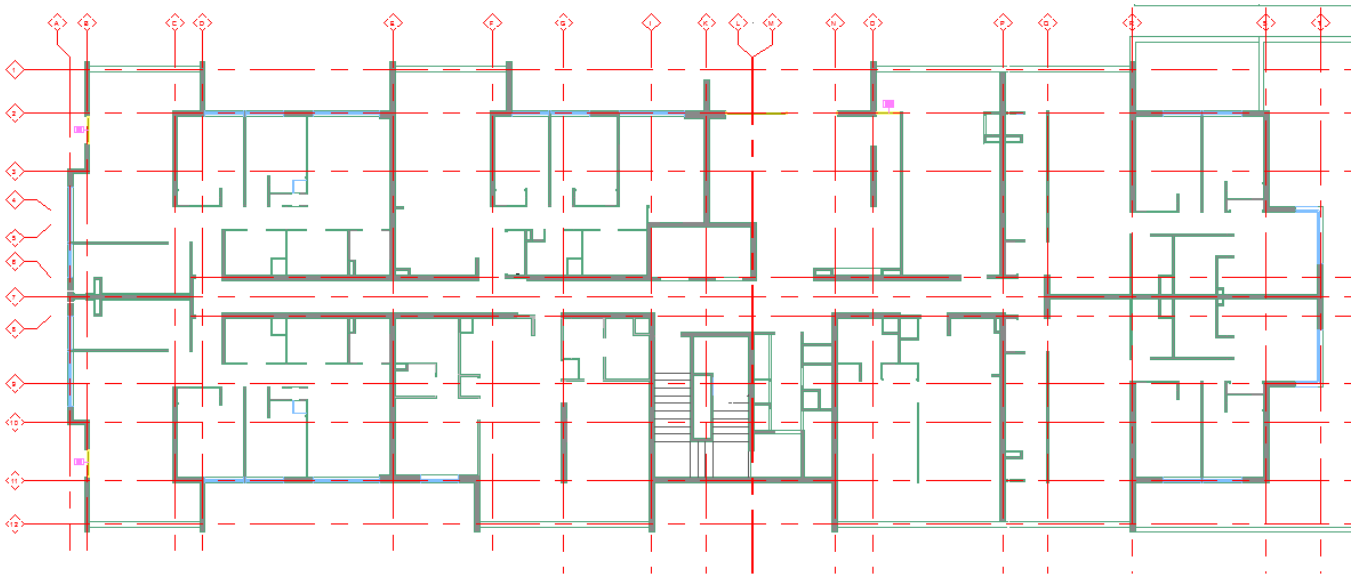

Figura 3.2. Planta de Estructura Cielo 2° Piso.

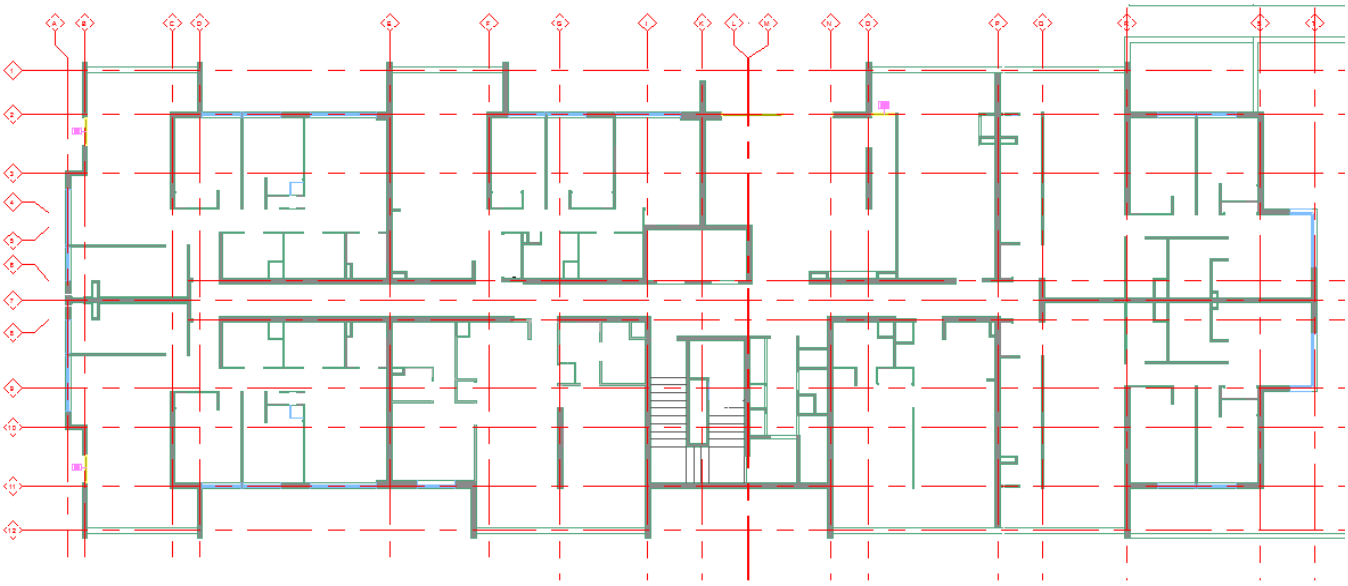

Figura 3.3. Planta de Estructura Cielo 3° a 13° Piso

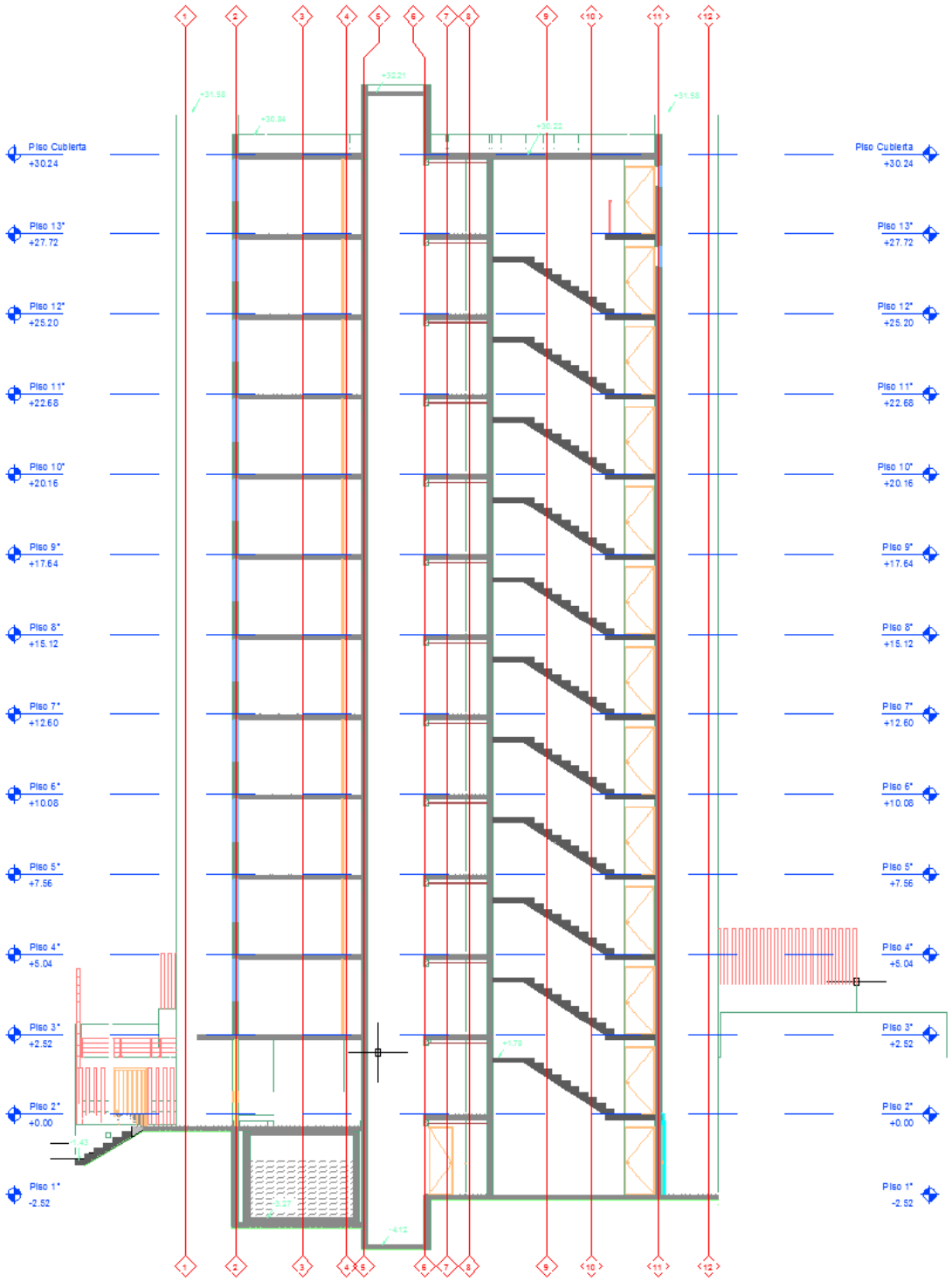

Figura 3.4. Corte Esquemático A-A.

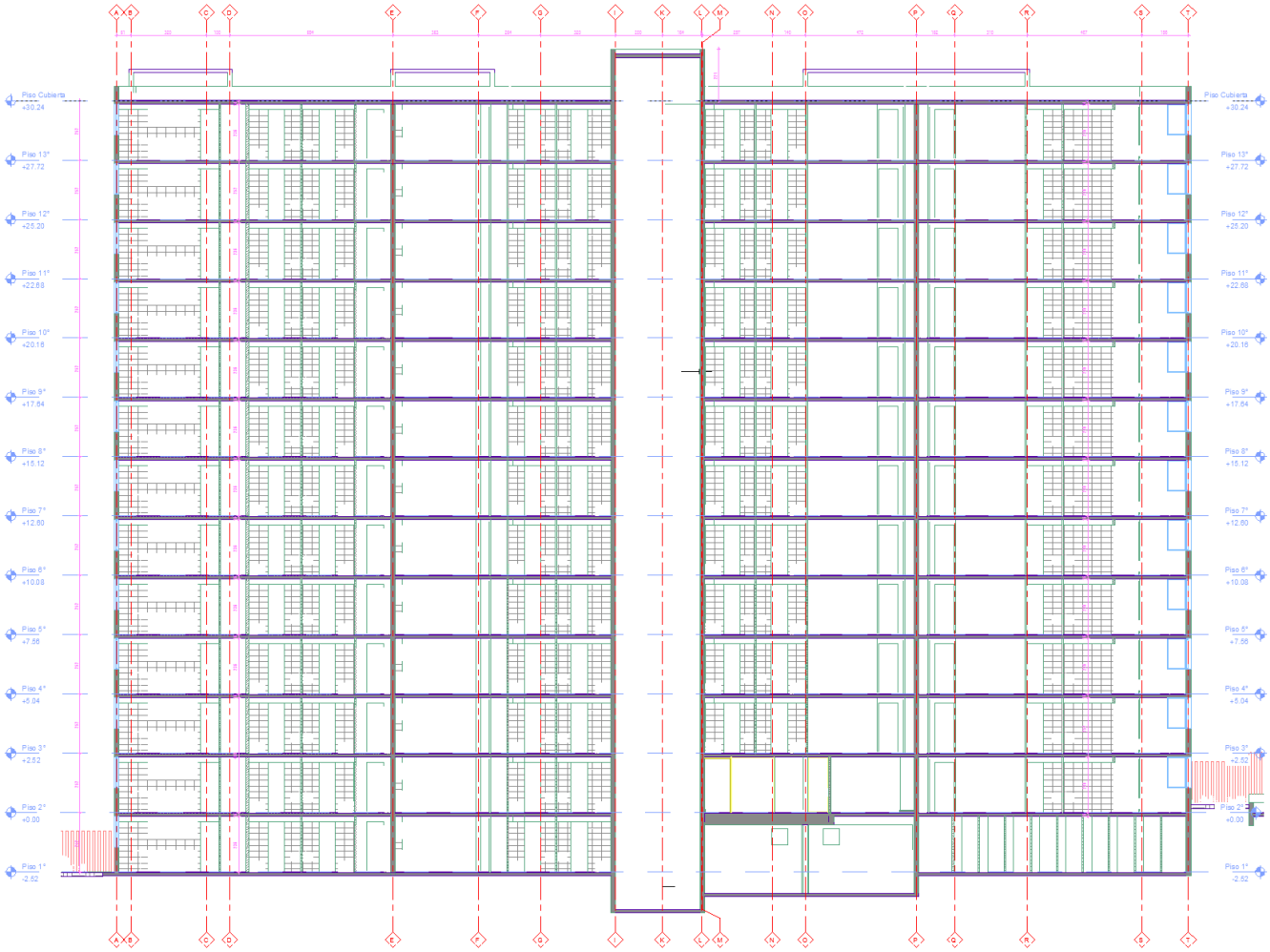

Figura 3.5. Corte Esquemático B-B.

3.4 Estructuración

Con la propuesta de arquitectura como se muestra en las figuras 3.1 a 3.5, se procede a generar el modelo en el software Etabs, pero se realizan modificaciones en sus ejes resistente, estas modificaciones son eliminar estructuralmente uno de los ejes longitudinales, específicamente los muros que se encuentran en el eje 8 y además se acortan 6 muros trasversales ubicados, en los ejes C, F, G y R.

Dichas modificaciones se realizan por conveniencia estructural y de costos, debido a que la estructura planteada por arquitectura, sería muy rígida y costosa si estos elementos se proyectaran en hormigón armado.

Además de las modificaciones en los ejes resistentes, la estructura cuenta con otras modificaciones que se verán en el detalle de modelamiento de la estructura en el capítulo IV. En las figuras 3.6 a 3.8 se observa en planta la estructuración del edificio.

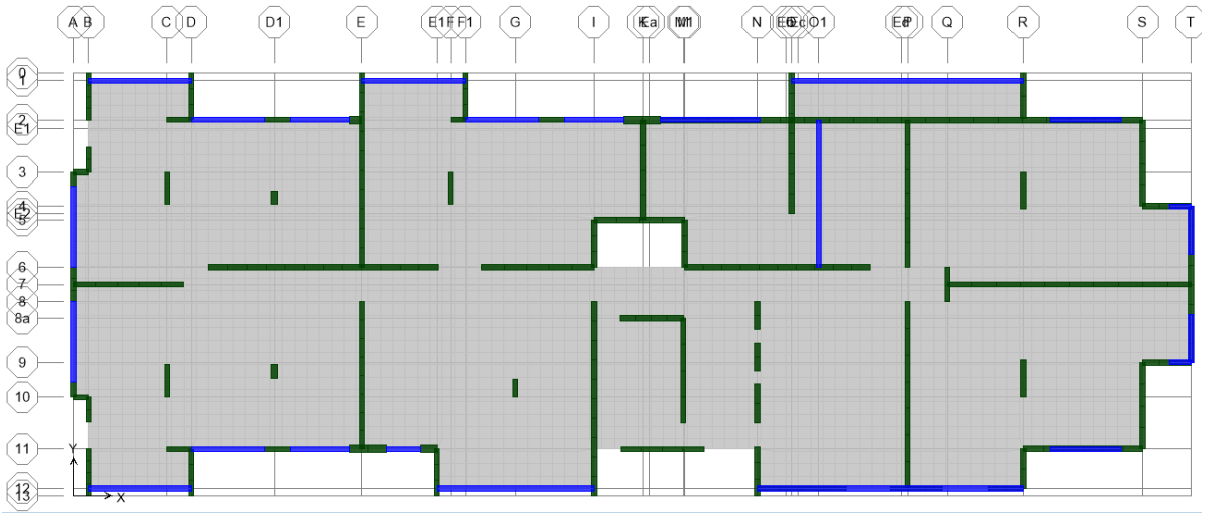

Figura 3.6. Planta estructuración primer piso

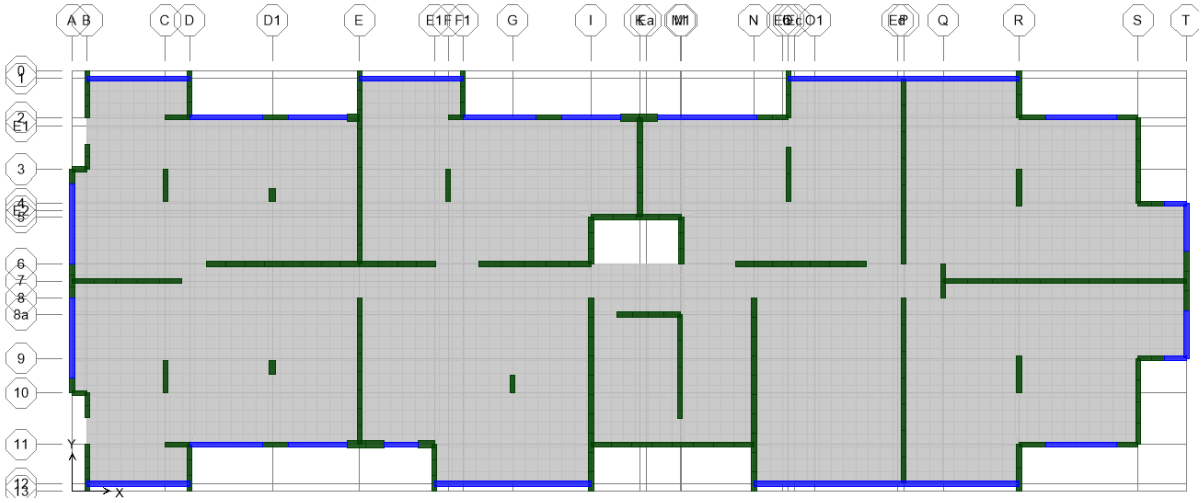

Figura 3.7. Planta estructuración segundo piso

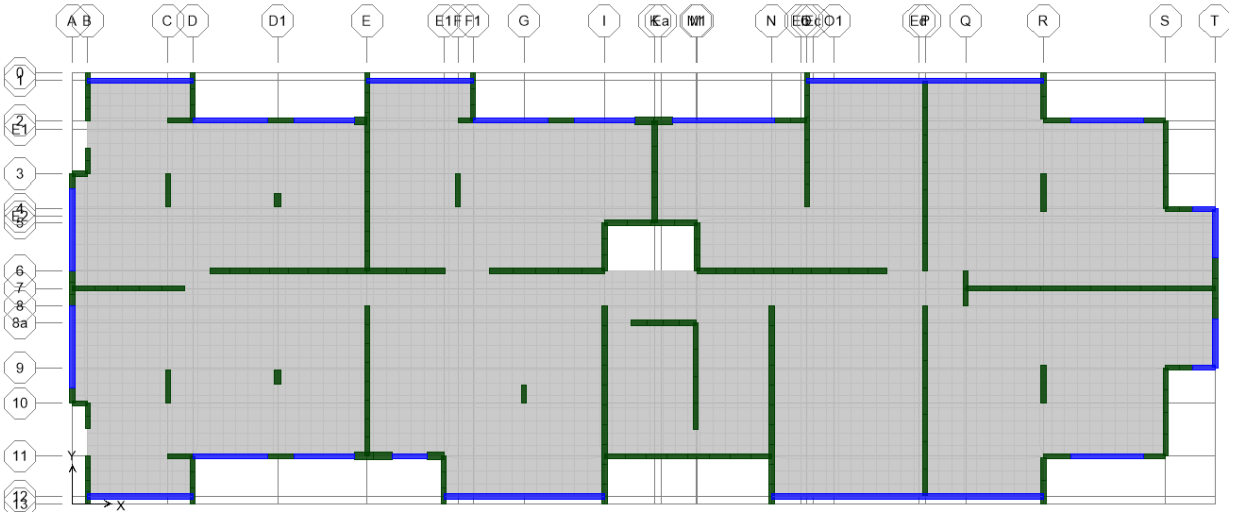

Figura 3.8. Planta estructuración pisos 3 a 13

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA CONVENCIONAL

4.1. Procedimiento de diseño conforme NCh433 y DS61

4.1.1. Hipótesis básicas y requerimientos

En conformidad con la normativa nacional vigente, NCh433.Of96.Mod2009 y Decreto Supremo 61 del 2011, una estructura antisísmica es diseñada para que cumpla con las siguientes hipótesis básicas:

I. Resista sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.

II. Limite los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.

III. Aunque presente daños, evite el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa, salvaguardando la vida de sus ocupantes.

Además se deben considerar diferentes combinaciones de carga para el método de análisis correspondiente, el cual en este caso corresponde a LRFD. Las combinaciones de carga se encuentran propuestas en la norma NCh3171of2010, considerando la regla de superposición.

La norma NCh433 define varios tipos de sistemas estructurales, la estructura en estudio corresponde a “Sistema de muros y otros sistemas arriostrados”, esto debido a la configuración propia de la estructura, la cual está conformada en base a muros en todos sus ejes resistentes.

4.1.2. Consideraciones de modelamiento

Para el cálculo de masas del modelo, se debe considerar el total de las cargas permanentes más un porcentaje de sobrecargas, en este caso dicho porcentaje corresponde al 25%, ya que el edificio corresponde a una estructura destinada a la habitación.

Se debe verificar que los diafragmas tengan la rigidez suficiente y la resistencia de membrana suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales en los planos, es decir, debe poseer la rigidez y resistencia requerida que le permita el correcto traspaso de los esfuerzos a los elementos estructurales que las sostienen, en el caso en estudio se decide por usar diafragma rígido.

4.2. Revisión de resultados de parámetros de análisis modal

Conforme al análisis establecido en la NCh433 y DS61, el cual se encuentra explicado en el anexo A de este documento, se procede a obtener los resultados del comportamiento de la estructura que se detallan a continuación.

Los parámetros del análisis modal que se evalúan, se relacionan con la manera en la que vibra la estructura ante una estimulación externa, estos parámetros se presentan a continuación.

Periodos: Los periodos de la estructura nos indican cuanto se demora en terminar un ciclo de desplazamiento, es decir, cuanto se demora la estructura en volver a su punto inicial después de haberse desplazado. Los periodos para la estructura en estudio se presentan en la tabla 4.1.

Modo	Periodo [s]
1	0,429298
2	0,374772
3	0,365454
4	0,112302
5	0,099077
6	0,097382
7	0,055096
8	0,047625
9	0,046631
10	0,035441
11	0,031312
12	0,029241

Tabla 4.1 Periodos naturales de vibración de la estructura convencional

Se aprecia en la tabla 4.1 que la estructura tiene periodos de tan solo fracciones de segundo, lo que indica que la estructura es muy rígida, lo que puede traducirse en un aumento de esfuerzos en los elementos estructurales si la carga de la estructura es muy grande.

Porcentaje de participación modal: La participación modal indica que porcentaje de la masa de la estructura se está “moviendo” en una dirección, estos datos señalan si la estructura tiene periodos acoplados, esto significa que para un periodo, la estructura presenta un porcentaje “grande” de masa participando en más de un sentido “ortogonal” o giro. Los porcentajes de participación modal para la estructura en estudio se presentan en la tabla 4.2.

Modo	% participación en X	% participación en Y	% participación en Z
1	1,1267	54,1599	14,8737
2	53,3561	0,8081	15,5351
3	15,0006	14,1573	40,8182
4	0,1837	7,7386	8,4157
5	1,6119	8,4312	6,3556
6	15,8475	1,4825	0,1556
7	0,0672	1,3372	3,8630
8	5,0321	0,0670	0,1993
9	0,1490	4,6239	1,2702
10	0,0465	0,4782	2,1840
11	2,5443	0,0000	0,0541
12	0,0037	2,4801	0,6422
Suma	94,9693	95,7639	94,3668

Tabla 4.2 Porcentajes de participación modal de la estructura convencional

La norma indica que se deben considerar los modos necesarios para alcanzar la suma de un 90% de la masa en cada una de las direcciones y como se aprecia en la tabla 4.2, con los 12 modos considerados, se cumple con dicha condición.

Peso sísmico: El peso sísmico es una medida estimada de la carga sobre la estructura durante un sismo, la cual se encuentra distribuida como se indica en la ecuación 4.1, y en el caso en estudio corresponde a 8.166,47 [ton].

$$P.S. = 1D + 0{,}25L \qquad (Ec\ 4.1)$$

Donde:

L: Carga viva, como se define en NCh1537.

D: Carga muerta, como se define en NCh1537.

4.3. Revisión de resultados de parámetros de diseño

Los parámetros de diseño que se evaluaran son: desplazamiento entre pisos, aceleraciones por nivel, corte basal y corte por piso. Además se debe verificar que se encuentren dentro del rango establecido por la Norma.

Desplazamiento de entre pisos (Drift): Corresponde al desplazamiento relativo entre el cielo y la losa de un nivel, para los espectros X e Y (Sx y Sy), en ambas direcciones de la estructura (Ux y Uy), es decir, se debe verificar para cuatro casos: UxSx, UxSy, UySx y UySy.

Se debe obtener la razón entre el desplazamiento y la altura del piso ya que esta razón se encuentra restringida en la norma [7]. La razón entre el desplazamiento y la altura se determina como indica la ecuación 4.2.

$$\frac{Desplazamiento\ cielo - Desplazamiento\ nivel}{Altura\ del\ piso} = Drift \qquad (Ec\ 4.2)$$

Esta razón no puede ser mayor a 0,002 para desplazamientos medidos desde el centro de masa, ni mayor a 0,001, para desplazamientos medidos desde cualquier otro punto de la planta adicional al centro de masa. Los desplazamientos de entre pisos para la estructura en estudio se presentan en la tabla 4.3 y 4.4 para cada una de las dos verificaciones respectivamente.

2/1000	UxSx	UySx	UxSy	UySy
P13	2,4,E-04	4,0,E-05	4,0,E-05	2,4,E-04
P12	2,4,E-04	4,0,E-05	4,0,E-05	2,0,E-04
P11	2,4,E-04	4,0,E-05	4,0,E-05	2,8,E-04
P10	2,8,E-04	4,0,E-05	4,0,E-05	2,4,E-04
P9	2,4,E-04	4,0,E-05	4,0,E-05	2,8,E-04
P8	2,8,E-04	4,0,E-05	4,0,E-05	2,4,E-04
P7	2,8,E-04	4,0,E-05	4,0,E-05	2,8,E-04
P6	2,4,E-04	4,0,E-05	4,0,E-05	2,4,E-04
P5	2,4,E-04	4,0,E-05	4,0,E-05	2,4,E-04
P4	2,0,E-04	4,0,E-05	4,0,E-05	2,4,E-04
P3	2,0,E-04	4,0,E-05	0,0,E+00	1,6,E-04
P2	1,6,E-04	4,0,E-05	4,0,E-05	1,2,E-04
P1	4,0,E-05	0,0,E+00	0,0,E+00	7,9,E-05

Tabla 4.3. Desplazamiento de entrepiso, centro de masa de la estructura convencional

1/1000	UxSx	UySx	UxSy	UySy
P13	9,0E-07	3,6E-05	5,6E-05	1,0E-04
P12	1,6E-05	4,6E-05	7,0E-05	1,9E-04
P11	2,9E-05	5,2E-05	8,0E-05	1,4E-04
P10	7,8E-07	5,7E-05	9,0E-05	2,0E-04
P9	4,6E-05	6,2E-05	9,7E-05	1,8E-04
P8	9,2E-06	6,5E-05	1,0E-04	2,3E-04
P7	5,2E-06	6,6E-05	1,0E-04	2,0E-04
P6	3,6E-05	6,4E-05	1,0E-04	2,3E-04
P5	1,9E-05	6,0E-05	9,8E-05	2,0E-04
P4	3,5E-05	5,2E-05	8,7E-05	1,7E-04
P3	5,9E-07	4,0E-05	1,1E-04	1,9E-04
P2	5,7E-06	2,1E-05	4,2E-05	1,5E-04
P1	2,2E-05	3,1E-05	3,1E-05	3,4E-06

Tabla 4.4. Desplazamiento de entrepiso, punto más desfavorable de la estructura convencional

Y como se observa en ambas tablas, se cumple con los dos requerimientos establecidos por la Norma.

Aceleraciones por nivel: Indicador de la demanda sobre los elementos no estructurales y bienes dentro de las áreas habitacionales, es decir, tiene relación con los daños que pueda presentar la estructura, nivel de fuerzas y daños que pueden sufrir los equipos y contenidos que se encuentren al interior de la estructura. Además es un parámetro que al presentar valores bajos, ayuda a evitar el pánico en las personas que habitan el edificio. Las aceleraciones por nivel para la estructura en estudio se presentan en las tablas 4.5 y 4.6.

Espectro en X			
Nivel	**A_X**	**A_Y**	**$A_{ROTACIONAL}$**
13	2,2223	0,5738	0,02016
12	1,9902	0,5287	0,01851
11	1,7737	0,4831	0,01685
10	1,5846	0,4369	0,01528
9	1,4176	0,3894	0,01371
8	1,2703	0,3406	0,01214
7	1,1414	0,2915	0,01062
6	1,0161	0,2503	0,00912
5	0,8811	0,2159	0,00759
4	0,7394	0,1809	0,00613
3	0,5845	0,1452	0,00477
2	0,3873	0,1036	0,00334
1	0,1483	0,0500	0,00163

Tabla.4.5. Aceleraciones en [m/s^2] por piso, por sismo en X, estructura convencional

Espectro en Y			
Nivel	**A_X**	**A_Y**	**$A_{ROTACIONAL}$**
13	0,8671	2,5003	0,06778
12	0,7655	2,2685	0,06063
11	0,6879	2,033	0,05416
10	0,6201	1,8208	0,04894
9	0,5599	1,6358	0,04464
8	0,5074	1,4765	0,04118
7	0,4606	1,3349	0,03833
6	0,4126	1,1938	0,03523
5	0,3579	1,0368	0,03129
4	0,2955	0,8584	0,02644
3	0,2218	0,6549	0,0203
2	0,1331	0,4228	0,01253
1	0,0433	0,1714	0,00444

Tabla.4.6. Aceleraciones en [m/s^2] por piso, por sismo en Y, estructura convencional

Corte basal: Corresponde al esfuerzo de corte que recibe en la base la estructura, este se encuentra limitado en la norma dentro de los siguientes valores:

Corte Mínimo:

$$V_{min} = ISA_0 \frac{P}{6g} \qquad (Ec\ 4.3)$$

Si el corte es menor que el mínimo, se deben amplificar los esfuerzos, desplazamientos y rotaciones mediante un factor que permita alcanzar el corte mínimo.

Corte Máximo:

$$V_{máx} = IC_{máx}P \qquad (Ec\ 4.4)$$

Si el corte basal es mayor que el máximo, se pueden disminuir solo los esfuerzos mediante factor que permita alcanzar el corte máximo.

En el caso de la estructura en estudio, los valores para corte mínimo y máximo se presentan a continuación:

$$V_{min} = 544{,}43\ [ton]$$

$$V_{max} = 2.858{,}26\ [ton]$$

Y el corte basal en cada una de las direcciones principales en estudio corresponden a:

$$V_x = 806{,}07\ [ton]$$

$$V_y = 616{,}69\ [ton]$$

Por lo tanto, como se observa, no es necesario amplificar ni reducir los esfuerzos, desplazamientos y rotaciones para la estructura, ya que ambos cortes basales se encuentra dentro del rango establecido por la norma.

Corte por piso: Corresponde al esfuerzo de corte que recibe cada losa en cada nivel por piso en la estructura, es relevante dado que corresponde al esfuerzo crítico para el hormigón, debido a su cualidad de generar falla frágil en este material. El corte por piso para la estructura en estudio se presenta en la tabla 4.7.

Nivel	Vx [ton]	Vy [ton]
13	106	82
12	229	177
11	338	260
10	433	332
9	516	395
8	587	449
7	648	495
6	698	533
5	739	564
4	769	588
3	790	604
2	802	613
1	806	617

Tabla 4.7. Corte por piso para ambas direcciones, estructura convencional

4.4. Diseño de elementos de Hormigón armado

Conforme al diseño de elementos de hormigón armado, el cual se encuentra explicado en el anexo B de este documento, se obtiene una cuantía requerida promedio para flexión de 0,0029 para las vigas y de 0,0011 para los muros, en el caso de los esfuerzos de corte, las cuantías requeridas son 0,0030 para vigas y 0,0029 para muros.

De la misma manera, la cuantía dispuesta para flexión es de 0,0032 en vigas y de 0,0073 en muros, mientras que en el caso de los esfuerzos de corte corresponden a 0,0036 para las vigas y 0,0031 para los muros.

CAPÍTULO V

NORMA DE DISEÑO DE AISLACIÓN

5.1. Antecedentes generales

En Chile a partir del año 2003, con la oficialización de la norma NCh2745of2003 se normalizan y establecen los requerimientos mínimos que respaldan los criterios a utilizar para el análisis y diseño sísmico de edificios con aislación sísmica. También establece requisitos para el diseño de los elementos no estructurales soportados por el edificio y los ensayos requeridos para el sistema de aislación.

La norma proviene del trabajo del comité técnico del INN, contiene la traducción, comentario, y adaptación del código Uniform Building Code del año 1997 a la realidad sísmica chilena. Además cuenta con una columna de comentarios separada del texto de norma. Es importante señalar que los comentarios no forman parte del cuerpo de la norma y se insertan sólo a título informativo.

La utilización de sistemas de aislación sísmica se desarrolla de acuerdo a las nuevas filosofías mundiales de diseño estructural, en donde el concepto de protección sísmica es mucho más amplio, buscando evitar daños en elementos estructurales y no estructurales, lo que otorga una mayor seguridad a las personas y la inversión.

Actualmente la norma vigente y oficial es la NCh2745of2013, la cual cuenta con modificaciones respecto a su símil 2003, donde se agregan nuevas definiciones, párrafos y sub-párrafos aclaratorios, así como la modificación de algunas de las tablas que incluye.

5.2. Filosofía de los requisitos de diseño para estructuras aisladas

La filosofía de diseño de la NCh2745of2013 establece que es condición esencial de una estructura aislada el que su desempeño objetivo no sólo involucre la protección de la vida durante un sismo severo, sino también la reducción del daño de la estructura y sus contenidos. De esta forma, los requisitos de diseño son una combinación de ambos objetivos: protección a la vida y reducción del daño.

Estos requisitos definen dos niveles sísmicos: un nivel sísmico de diseño (SDI) y un nivel sísmico máximo posible (SMP). El sismo de diseño coincide con el nivel utilizado comúnmente en el diseño de estructuras convencionales consistente con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. Por otra parte, el sismo máximo posible corresponde al máximo nivel de movimiento del suelo y ha sido definido como el nivel que tiene una probabilidad de excedencia de un 10% en un período de 100 años.

Estos niveles de riesgo, que son consistentes con la tendencia mundial en los códigos de aislación sísmica, son distintos a los utilizados en NCh433, lo que se ve reflejado a través de un espectro de diseño que difiere al de la norma NCh433. El nuevo espectro refleja un nivel de seguridad superior para el sistema de aislación, debido a que su falla compromete necesariamente la estabilidad vertical de la estructura completa.

Para el diseño de estructuras aisladas se requiere que el sistema de aislación sea capaz de sostener las deformaciones y cargas correspondientes al SMP sin falla. Análogamente, cualquier sistema que cruce la interfaz de aislación se debe diseñar para acomodar el desplazamiento correspondiente al SMP.

Esta filosofía busca además que la superestructura permanezca esencialmente elástica durante el sismo de diseño, a diferencia de los requisitos para estructuras con base fija que buscan alcanzar sólo un nivel de protección razonable para fallas estructurales mayores y pérdida de vidas sin hacer hincapié

en limitar el daño o mantener las funciones de la estructura. La filosofía actual sismorresistente establece que las fuerzas laterales de diseño sean un octavo de las fuerzas reales que ocurrirían en el edificio si éste permaneciera elástico durante el sismo. La seguridad a la vida se provee entonces a través de requerir que el sistema tenga una ductilidad adecuada y permanezca estable gravitacionalmente sin daño masivo o falla para desplazamientos que exceden con creces el límite de fluencia del sistema. Sin embargo, daño a los elementos estructurales, componentes no estructurales, y contenidos son probables en una estructura convencional para un evento mayor.

Para una estructura convencional, su permanencia luego del SMP no se verifica explícitamente y se maneja implícitamente a través de mayor ductilidad y detallamiento de los elementos. Por el contrario, en estructuras aisladas la verificación del desempeño de la estructura para el SMP se debe realizar analítica y experimentalmente.

De acuerdo con los requisitos que indica esta norma, el diseño de una estructura está orientado a cumplir con los objetivos de desempeño siguientes:

1. Resistir sismos pequeños y moderados sin daño en elementos estructurales, componentes no estructurales, y contenidos del edificio.

2. Resistir sismos severos sin que exista:
    a) Falla del sistema de aislación.
    b) Daño significativo a los elementos estructurales.
    c) Daño masivo a elementos no estructurales.

Para cumplir con estos objetivos, los requisitos propuestos limitan la respuesta inelástica de la superestructura a una fracción menor de lo que se permite para edificios convencionales. Consecuentemente, el desplazamiento lateral de una estructura durante un sismo debe ocurrir principalmente en la interfaz de aislación y no en la superestructura.

5.3. Procedimiento de análisis

La norma señala que es posible utilizar modelos lineales o no-lineales para el análisis de estructuras aisladas sísmicamente. El análisis estático con modelos lineales establece valores mínimos del desplazamiento de diseño para el sistema de aislación y se puede utilizar en una clase muy limitada de estructuras. Este procedimiento es recomendado para un diseño preliminar de la estructura y provee un mecanismo de verificación simple de modelos más sofisticados.

El análisis estático establece los valores mínimos para el desplazamiento de diseño, desplazamiento máximo, fuerza de corte de diseño del sistema de aislación y el corte de diseño de la superestructura. Todos los cuales se definen y detallan a continuación:

Desplazamiento de diseño: Desplazamiento lateral producido por el sismo de diseño, excluyendo el desplazamiento debido a la torsión natural y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislación. Se calcula dada la ecuación 5.1.

$$D_C = \frac{C_D}{B_D} \qquad (Ec. 5.1.)$$

En que:

$$C_D = \begin{cases} 200\,Z & para\ Suelo\ tipo\ A \\ 300\,Z & para\ Suelo\ tipo\ B \\ 330\,Z & para\ Suelo\ tipo\ C\ y\ D \end{cases}$$

B_D se obtiene de la Tabla 7.3 y Z de la Tabla 7.1.

Desplazamiento máximo: Desplazamiento lateral provocado por el sismo máximo posible, excluyendo el desplazamiento adicional debido a la torsión natural y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislación. Se calcula dada la ecuación 5.2.

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} \qquad (Ec. 5.2.)$$

En que:

$$C_M = \begin{cases} 200\ M_M\ Z & para\ Suelo\ tipo\ A \\ 300\ M_M\ Z & para\ Suelo\ tipo\ B \\ 330\ M_M\ Z & para\ Suelo\ tipo\ C\ y\ D \end{cases}$$

M_M se obtiene de la Tabla 7.5, B_M se obtiene de la Tabla 7.3.

Fuerza lateral mínima en sistema de aislación y elementos estructurales en el nivel o bajo el sistema de aislación: El sistema de aislación, la fundación y todos los elementos estructurales bajo el sistema de aislación se deben diseñar y construir para resistir una fuerza sísmica lateral mínima, V_b, usando todos los requisitos de capacidad, deformación y resistencia apropiados para estructuras no aisladas, dada la ecuación 5.3:

$$V_b = \frac{K_{Dmáx}\ D_D}{R_b} \qquad (Ec. 5.3.)$$

En que:

R_b no se debe considerar mayor que 1,5 para la fundación y todos los elementos estructurales bajo el sistema de aislación, e igual a 1,0 para el sistema de aislación.

$K_{Dmáx}$: Rigidez efectiva o secante máxima del sistema de aislación, al desplazamiento de diseño en la dirección horizontal considerada.

Fuerza lateral mínima en elementos estructurales sobre el sistema de aislación: La estructura sobre el sistema de aislación se debe diseñar y construir para resistir como mínimo una fuerza de corte, V_s , usando todos los requisitos de capacidad, deformación y resistencia apropiados para estructuras no aisladas, dada la ecuación 5.4:

$$V_s = \frac{K_{Dmáx}\, D_D}{R_s} \qquad (Ec. 5.4.)$$

En que:

El factor R_s, según Tabla 7.4, se debe basar en el tipo de sistema resistente para carga lateral usado en la superestructura.

Además se debe tener en cuenta que el valor de V_b, considerado a nivel de la interfaz de aislación, no debe ser menor que V_s el cual no debe ser menor que la fuerza lateral sísmica requerida por NCh433, para una estructura de base fija del mismo peso, W, y un período igual al de la estructura aislada, T_D. El corte basal mínimo requerido por NCh433 se debe calcular considerando I=1,0 y S=1,0 para todo tipo de suelo.

Luego del análisis estático, se encuentra el análisis dinámico, dentro del cual se encuentran el análisis espectral y de respuesta en el tiempo, permitiéndose modelos lineales como no lineales.

En el caso del presente trabajo se escoge el análisis espectral, dado que permite calcular en forma simple la distribución de fuerzas y deformaciones en los elementos. El análisis por medio de dicho procedimiento se detalla en el Capítulo VII.

El análisis espectral al ser un procedimiento más completo es premiado permitiendo una disminución del desplazamiento de diseño (mayor o igual al 90% del mismo para el procedimiento estático), desplazamiento máximo (mayor o igual al 80% del mismo para el procedimiento estático), fuerza de corte de diseño del sistema de aislación (mayor o igual al 90% de la misma para el procedimiento

estático) y el corte de diseño de la superestructura (mayor o igual al 80% del mismo para el procedimiento estático).

La norma establece un espectro base (diferente del entregado en NCh433) para los casos en que no es necesario o no se ha calculado algún espectro específico para la estructura, este espectro es mostrado en la Figura 7.1 y en la Tablas 7.2 se muestran los diferentes factores que influyen en él.

El análisis espectral utilizado para determinar el desplazamiento de diseño y el máximo desplazamiento deben incluir excitación simultanea del modelo en un 100% para la dirección crítica y un 30% en la dirección horizontal perpendicular a esta, el desplazamiento máximo debe ser calculado como la suma vectorial de los desplazamientos de las dos direcciones ortogonales.

Los elementos estructurales por sobre el sistema de aislación deberán ser diseñados utilizando todos los requisitos de capacidad, deformación y resistencia apropiados para estructuras no aisladas y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico reducidas por el factor R_s. El factor R_s se debe basar en el tipo de esquema resistente a fuerzas laterales utilizado en la superestructura y que se detalla en Tabla 7.4.

El desplazamiento máximo de entrepiso correspondiente a la fuerza lateral de diseño (Calculada considerando el factor R de la súper o subestructura según corresponda), incluyendo el desplazamiento horizontal debido a la deformación vertical del sistema de aislación, no debe exceder el cuociente máximo entre el desplazamiento de entrepiso de la estructura y la altura del piso por sobre y por debajo del sistema de aislación el valor de 0,0025.

CAPÍTULO VI

SISTEMA DE AISLACIÓN BASAL

6.1. Características de la estructura con aislación

La estructura aislada posee prácticamente las mismas características estructurales de la estructura tradicional que se mencionaron en el capítulo III, excepto que los muros en su totalidad son reducidos a un espesor de 20 centímetros, se sustituyen las vigas de las terrazas por barandas de cristal, para disminuir el peso y costo de la estructura, se agrega la interfaz de aislación y se incorpora el sistema de aislación que se ubica en la interfaz de aislación.

La interfaz de aislación está situada sobre las fundaciones y bajo el primer piso, por lo que se debe adicionar una losa debajo de la estructura para distribuir las cargas, por lo tanto, la superestructura queda conformada por la estructura en sí a partir de esta “losa de piso” y la subestructura pasa a ser directamente conformada por las fundaciones. La interfaz de aislación además cumple la función de proveer un espacio de acceso a los aisladores, para su inspección y posible recambio según sea el caso.

El sistema de aislación está conformado por los aisladores, sus respectivos capiteles y las vigas de amarre. Cuenta con 16 aisladores de goma con núcleo de plomo, los que se posicionan bajo elementos que trasmiten la carga de la superestructura a la subestructura, que en este caso corresponden a los muros.

Las vigas de amarre son de sección 80/100 y se colocaron de modo que transmitan adecuadamente las cargas a los aisladores. Éstas mismas al ser de una sección tan grande, aportan una cantidad considerable de masa a la

estructura, por lo que se debe considerar su peso al momento de diseñar los aisladores.

6.2. Condiciones generales en el diseño de la aislación basal

Todos los proyectos poseen sus propios factores que motivan el uso de sistemas de aislación y tienen diferentes objetivos de desempeño. El primer paso en el desarrollo del proyecto es definir el criterio de diseño en base a los objetivos del propietario en cuanto a la funcionalidad de la estructura, daño y protección de la inversión, preservación histórica de la estructura, riesgo a las personas, y economía en la construcción.

Si se busca dar una alta prioridad a la funcionalidad, protección de los contenidos, e inversión, se requiere un criterio de diseño más estricto que cuando se le da prioridad a un nivel de desempeño de protección a la vida únicamente. Por lo tanto, es el propietario el que debe estar consciente del nivel de riesgo que se desea asumir en el diseño y el ingeniero es quien debe asegurar que el sistema de aislación cumpla con el nivel de riesgo escogido.

Una vez que se ha tomado la decisión de aislar la estructura según un cierto nivel de protección, se debe asegurar un comportamiento efectivo del sistema de aislación escogido mediante la satisfacción de los siguientes requerimientos:

a) Soportar su peso propio y las sobrecargas de la estructura.

b) Poseer una alta flexibilidad horizontal de modo que permita alargar el período fundamental de vibración de la estructura a una zona de menos aceleración espectral.

c) Poseer una alta rigidez vertical y de esta manera evitar la amplificación vertical o el balanceo de la estructura.

d) Proporcionar un adecuado nivel de amortiguamiento, lo que permite reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación.

e) Debe ser apto de soportar las deformaciones de corte que le serán impuestas por un sismo de gran magnitud.

f) Debe mantener su estabilidad vertical antes movimientos sísmicos severos.

g) Proporcionar una rigidez suficiente para cargas de servicio de la estructura de modo de evitar vibraciones molestas.

h) Debe asegurar una vida útil igual al de la estructura o proveer de algún sistema que posibilite el recambio de los aisladores.

i) Su efectividad no debe estar limitada a la ocurrencia de un sismo severo, dicho de otra forma, el sistema debe ser efectivo durante el sismo e inmediatamente después de él, de esta manera se asegura que soportara las probables replicas.

6.3. Distribución de los aisladores

La distribución de los aisladores se realiza de manera de lograr dos objetivos principalmente:

1) Evitar que se genere acoplamiento en la estructura, es decir, que los tres periodos fundamentales de la estructura queden bien definidos, siendo los dos primeros traslacionales y el tercero rotacional. Para lo cual, es necesario que sus porcentajes de participación modal se acerquen lo máximo posible al 100% en cada caso, de esta manera no se genera interferencia entre ellos, evitando el acoplamiento y logrando una respuesta más “limpia” de la estructura.

2) Lograr una distribución lo más simétrica posible de los aisladores, de manera de obtener cargas axiales bien definidas sobre los mismos, es decir, conseguir que las cargas se encuentre dentro de ciertos rangos cercanos entre sí, para así lograr definir 2 a 3 tipos de aisladores que conformaran el sistema.

Para conseguir el primer objetivo, es necesario ubicar aisladores en las esquinas y periferia de la estructura, con los cuales se contrarresta el efecto de la torsión en la estructura y se logra evitar la interferencia entre los porcentajes de participación modal traslacionales con el rotacional.

El segundo objetivo se consigue ubicando los aisladores en ejes de simetría ya sea visibles a primera vista o imaginarios, es decir, se debe realizar un corte imaginario a la mitad del eje longitudinal de la estructura y buscar la manera en que los aisladores queden distribuidos de manera equitativa para cada una de las mitades generadas. Los aisladores deben quedar ubicados debajo de muros, generalmente en sus extremos o en el encuentro con otros muros, cuidando siempre la simetría de una “mitad” de la estructura con la otra.

Además, es necesario disponer de vigas de amarre sobre los aisladores en conjunto con sus respectivos capiteles, estos elementos ayudan a transmitir adecuadamente las cargas y además cumplen la función de generar un efecto de tensores entre los aisladores, con lo cual el sistema de aislación en sí queda “amarrado” y los aisladores trabajan paralelamente y al unísono.

Finalmente se debe disponer de una losa en el primer piso, la cual transmita las cargas a las vigas y estas a los aisladores.

Para efecto del estudio de ésta tesis, se considerara generar un sistema de aislación compuesto por aisladores de goma con núcleo de plomo, los cuales se dividirán en tres grupos, cada uno con sus características propias, lo que permite maximizar la respuesta, su funcionamiento y a la vez su número, utilizando la menor cantidad posible de éstos para conseguir los objetivos deseados.

En cuanto a la configuración de los elementos estructurales que conforman la superestructura, con la implementación del sistema de aislación y si éste entrega los resultados esperados, es decir, se logra disminuir las solicitaciones sobre los elementos, se podrá disminuir las secciones de los elementos estructurales y/o disminuir sus cuantías.

Luego de probar 18 configuraciones para los aisladores, se escoge la configuración que se presenta a continuación, la cual presento el comportamiento más estable, permitiendo obtener resultados modales óptimos. En la figura 6.1 se presenta la distribución en planta de los aisladores con código de colores para identificar los tres grupos, se debe recordar que cada grupo se escoge en base a la carga axial representativa para cada uno.

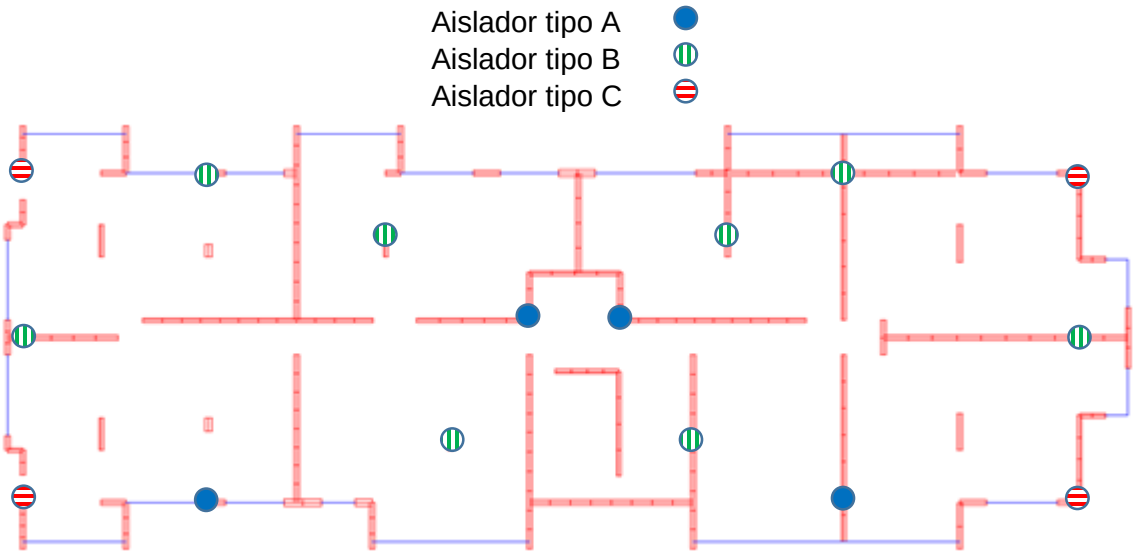

Figura 6.1. Distribución en planta de los aisladores

En la figura 6.2 se presenta la misma distribución de los aisladores pero esta vez bajo las vigas de amarre, que transmiten las cargas y ayudan a definir los grupos en base a las cargas axiales.

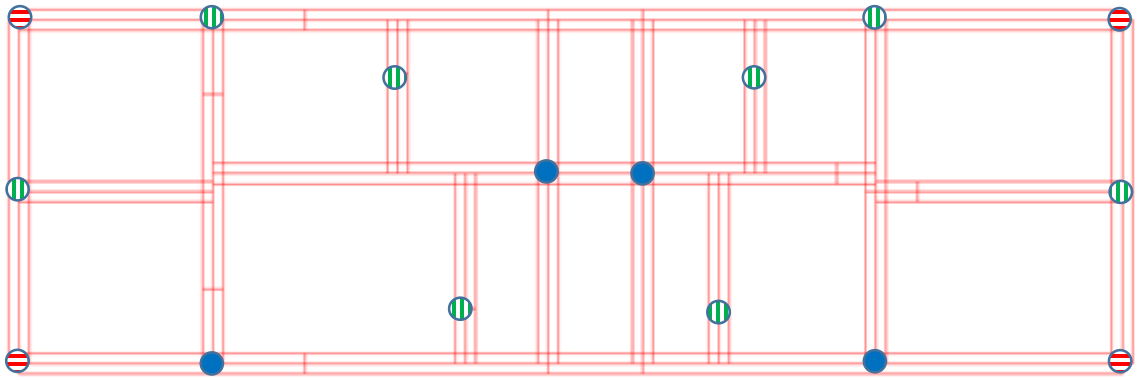

Figura 6.2. Distribución de los aisladores bajo las vigas de amarre

6.4. Modelación de la estructura aislada

En la modelación de la estructura aislada, se consideran las mismas características de la estructura convencional con sus respectivas reducciones en las secciones de los muros y el reemplazo de las vigas de las terrazas, además se agregan todos los elementos propios del sistema de aislación, de conexión y de apoyo de estos. Aunque es cierto que la incertidumbre acerca de la respuesta de la superestructura se reduce al utilizar un sistema de aislación basal porque principalmente permanecerá en el rango elástico siendo posible un menor detalle de ella, se prefiere dejar el mismo nivel de detalle que en el análisis convencional para poder evaluar de mejor manera la distribución de esfuerzos y deformaciones.

El sistema de aislación se modeló con las precauciones de considerar la distribución espacial de los aisladores en los puntos ya designados y siguiendo los ejes que corresponden a los muros. Dado su buen desempeño en el cálculo de esfuerzos para estructuras de hormigón armado, es que se escoge el software ETABS para realizar el modelo computacional.

Para definir los aisladores en el software se utiliza el elemento Link. Primero es necesario modelar el nivel de aislación donde estarán ubicadas las

vigas de amarre, debajo de estas los aisladores se modelan como línea con propiedades nulas asignándole un link y su base es empotrada.

El Link a utilizar es “Isolator1”, en cual se deben ingresar la rigideces en las direcciones U1, U2 y U3, siendo U1 vertical mientras U2 y U3 son horizontales. El amortiguamiento efectivo se ingresa igual a cero, ya que éste está incluido en el espectro, esto hace que el espectro quede con una discontinuidad.

En la figura 6.3 se muestra la ventana estándar donde se ingresan los datos para definir las características de los aisladores y en la figura 6.4 el espectro con la discontinuidad ya mencionada.

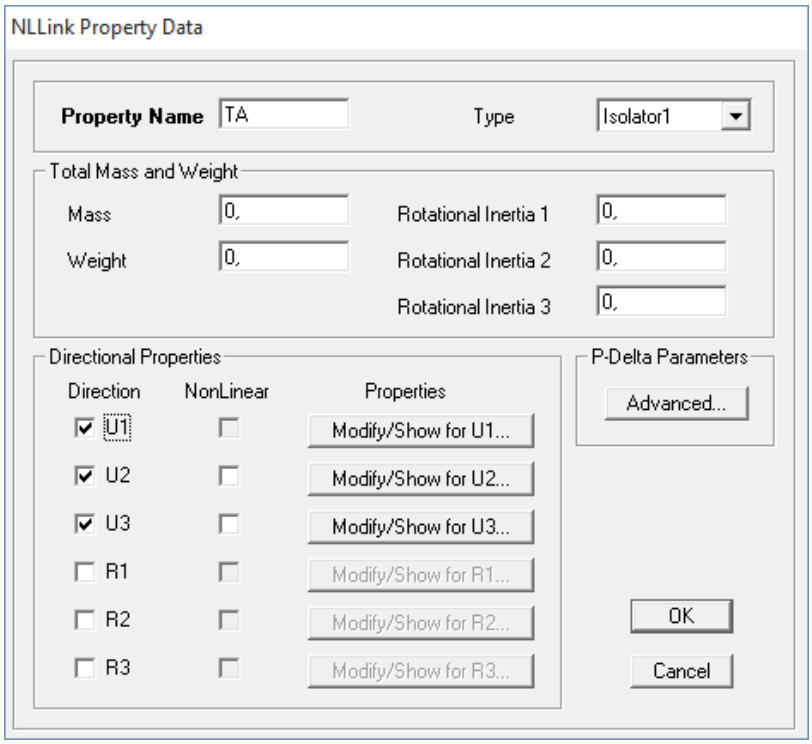

Figura 6.3. Ventana para ingresar datos de aisladores, Etabs

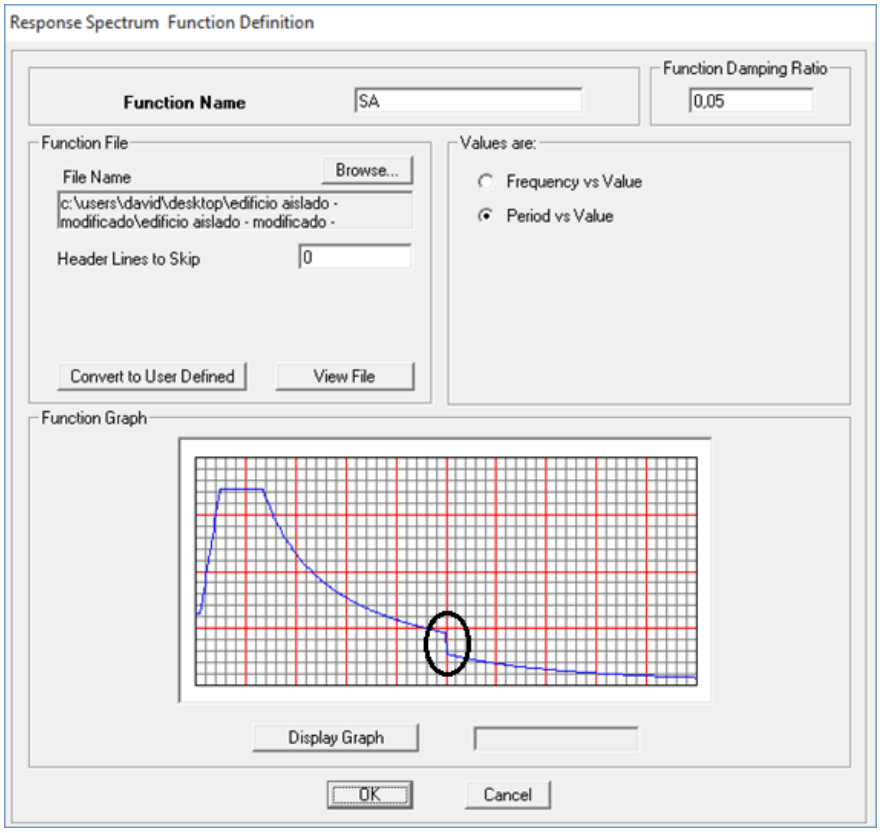

Figura 6.4. Espectro de respuesta con su respectiva discontinuidad, Etabs

Finalmente en la figura 6.5. y 6.6 se presenta el modelo de la estructura aislada, incluyendo el nivel de aislación con las vigas de amarre y los aisladores.

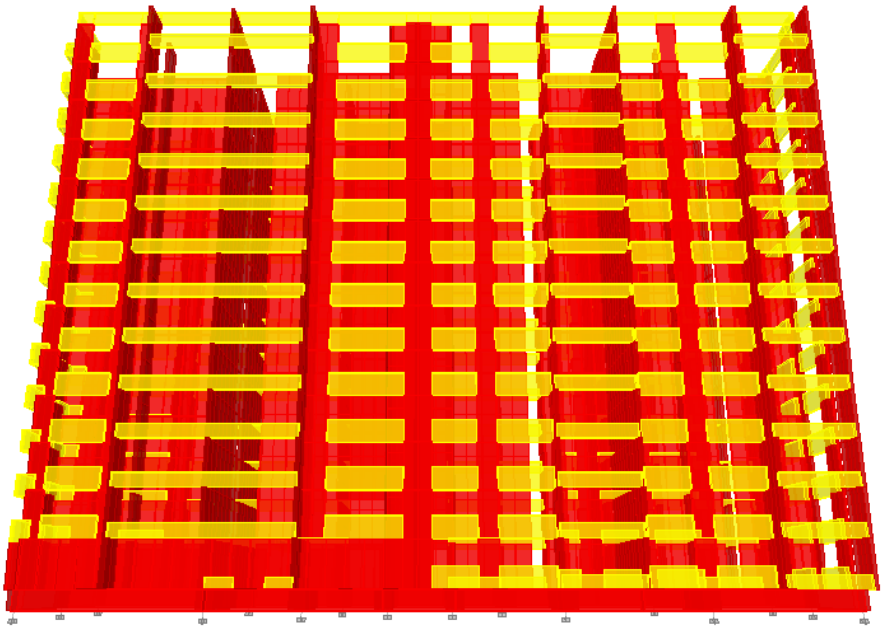

Figura 6.5. Estructura Aislada, vista frontal, Etabs

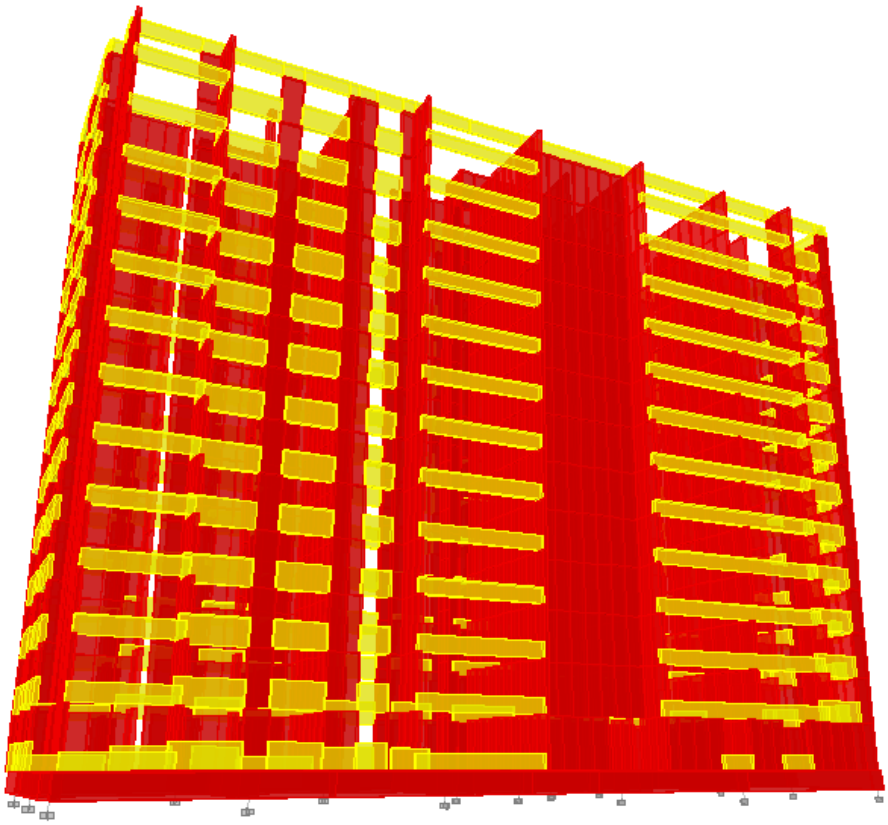

Figura 6.6. Estructura Aislada, vista de costado, Etabs

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA CON AISLACIÓN

7.1. Antecedentes generales

En este capítulo se presenta el proceso de diseño de los aisladores, según lo establecido en la NCh2745 y el procedimiento propuesto por el código estadounidense UBC-97 y el código ASCE/SEI7-10, formulando la secuencia de diseño que se presenta más adelante.

Es importante mencionar que el proceso es iterativo y que el punto de partida depende mucho de los datos obtenidos del prediseño del sistema de aislación, el cual depende netamente de la distribución de los aisladores, el peso sísmico de la estructura, las combinaciones de cargas consideradas, la cantidad de aisladores y el amortiguamiento estimado.

Lo más relevante es que el sistema de aislación cumpla con los objetivos planteados y con las verificaciones necesarias para asegurar un buen y seguro comportamiento. Al final de este capítulo se tendrá las características finales tanto de propiedades como de geometría para cada tipo de aislador.

7.2. Criterio de selección de los aisladores

El criterio de selección de los aisladores se basa en tres aspectos. El primero es utilizar los aisladores que han sido más instalados en edificios en todo el mundo, en segundo lugar y relacionado directamente con el primer aspecto, es la existencia de la mayor cantidad de estudios en conjunto con el respaldo teórico y tercero es la documentación de edificios que presentaron resultados positivos en cuanto a la respuesta de la estructura y su operatividad post-sismo,

como es el caso de los eventos de Northridge (Los Angeles, 1994) y Kobe (Kobe, 1995) [4].

De acuerdo con este criterio se eligen los aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB), el sistema de aislación está compuesto de tres tipos de aisladores (tres grupos de aisladores), los cuales cuentan cada uno con sus respectivas características geométricas y mecánicas propias.

7.3. Procedimiento de diseño conforme NCh2745of2013 y utilizando el código UBC-97 y el código ASCE/SEI7-10

En el diseño de una estructura aislada se tiene como objetivo el control del esfuerzo de corte basal y la deformación máxima de los aisladores. La reducción del corte basal implica un aumento en la demanda de deformación que debe ser acomodada por los aisladores. Las variables de control son la rigidez lateral y el amortiguamiento del sistema de aislación.

El diseño de los aisladores elastoméricos se realiza a través de un proceso iterativo, mediante el cual se busca la convergencia de las cargas sobre los aisladores y los desplazamientos, encontrando el amortiguamiento efectivo óptimo del sistema. Este proceso considera las etapas que se describirán a continuación.

7.3.1. Prediseño

1. Se procede a determinar el Peso Sísmico de la Estructura Aislada (W), incluyendo el nuevo nivel de sistema de aislación, el cual se conforma por los aisladores y las vigas de amarre.

2. Se escoge un período objetivo (T_D) al cual se quiere llevar a la estructura, de acuerdo con la característica de los sismos de diseño en el lugar de emplazamiento de la estructura y las condiciones locales del suelo.

3. Se determina la rigidez del sistema de aislación conforme a la ecuación 7.1.

$$K_{TOTAL} = W\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 \qquad (Ec.\,7.1.)$$

4. Se escoge la cantidad de aisladores (N) que conformaran el sistema de aislación y su distribución en planta.

5. Se determina la rigidez preliminar de cada aislador de acuerdo a la ecuación 7.2.

$$K_H = \frac{K_{TOTAL}}{N} \qquad (Ec.\,7.2.)$$

6. Se genera el espectro de diseño acorde al párrafo 8.4.1.1 de NCh2745, el cual se debe diseñar usando el espectro indicado en Figura 7.1 debidamente escalado por el factor Z de Tabla 7.1, y conjuntamente con los valores indicados en Tabla 7.2.

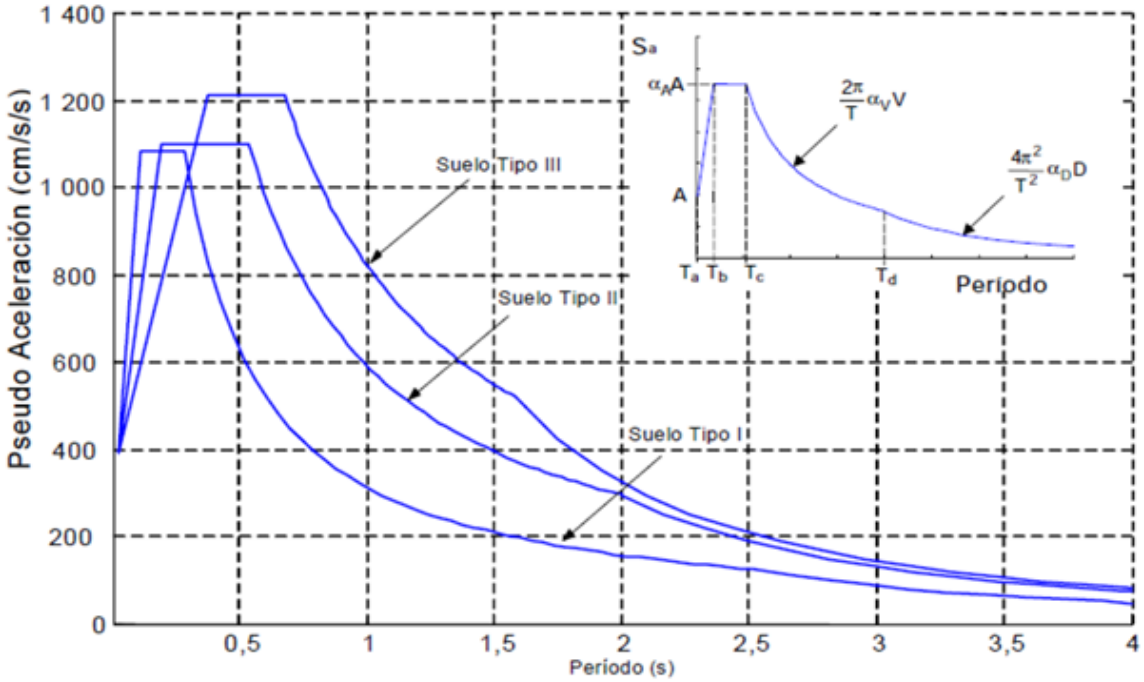

Figura 7.1 Espectro de base de diseño, NCh2745

Zona sísmica	Z
I	3/4
II	1
III	5/4

Tabla 7.1 - Factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433, NCh2745

Tipo de Suelo	NCh433of96	Ta [s]	Tb [s]	Tc [s]	Td [s]	Te [s]	Tf [s]	$\alpha_a A$ [cm/s^2]	$\alpha_V V$ [cm/s]	$\alpha_D D$ [cm]
A	I	0,03	0,110	0,29	2,51	10	33	1085	50	20
B	II	0,03	0,200	0,54	2,00	10	33	1100	94	30
C	III	0,03	0,375	0,68	1,58	10	33	1212	131	33
D	III	0,03	0,375	0,68	1,58	10	33	1212	131	33

Tabla 7.2 - Definición del espectro de diseño, NCh2745

7. Se estima el Amortiguamiento (β_D) de los aisladores. Posteriormente se reduce el espectro de diseño en los períodos aislados dado el factor B_D obtenido de la Tabla 7.3, de esta forma de acuerdo a la NCH2745, es como se considera el amortiguamiento adicional otorgado por los aisladores [14].

Amortiguamiento β_D y β_M	Factor B_D y B_M
2	0,65
5	1,00
10	1,37
15	1,67
20	1,94
25	2,17
30	2,38
50	3,02

Tabla 7.3 - Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento, β_D y B_D, NCh2745

8. Se modelan los aisladores en el Software (Etabs), ingresando la Rigidez obtenida y en Amortiguamiento se ingresa el valor 0 ya que éste está incluido en el espectro.

9. Se ingresa el espectro de diseño al software y se agregan los factores de escala según sea el caso:

   a) 1/Rs para el diseño superestructura. El Factor Rs se obtiene de la Tabla 7.4.

Sistemas estructural básico	Descripción de los sistemas resistentes a las fuerzas laterales	Rs	$h_{máx}$
Pórticos	Acero estructural	2,0	35
	Hormigón armado	2,0	35
Muros de corte	Acero estructural	2,0	50
	Hormigón armado	2,0	50
	Albañilería Confinada	2,0	15
	Albañilería Armada	1,6	12
Sistemas arriostrados	Concéntricos	1,6	35
	Excéntricos	2,0	50
Estructuras en voladizo		1,4	10

Tabla 7.4 - Factor de reducción para el diseño de la superestructura, NCh2745

b) 1 para diseño subestructura (bajo aisladores).

c) M_M para fuerzas sobre aisladores. El Factor M_M se obtiene de la Tabla 7.5.

Zona sísmica	M_M
1	1,2
2	1,2
3	1,2

Tabla 7.5 - Factor de amplificación para el sismo máximo posible, NCh2745
(Probabilidad de excedencia del PGA igual a 10% en 100 años)

10. Se ingresan las combinaciones de cargas, para obtener la carga vertical máxima y la carga vertical mínima sobre los aisladores respectivamente:

a) $1{,}2D + 1{,}0L + |E|_{máx}$
b) $0{,}8D - |E|_{mín}$

|E| = Carga sísmica vertical en un aislador debido al volcamiento.

11. Se ejecuta el software y se obtienen los datos de interés:

a) Carga axial máxima y mínima por aislador.
b) Desplazamiento de diseño (D_D) de cada aislador.
c) Desplazamiento máximo (D_M) de cada aislador.
d) Periodos fundamentales y sus respectivos porcentajes de participación modal.

7.3.2. Diseño

En primer lugar considerando los datos obtenidos del prediseño, se definen los parámetros que se describen a continuación:

a) G^i: Modulo de corte para cada tipo de aislador en [MPa].

b) β_{ef}^i: Amortiguamiento efectivo para cada tipo de aislador.

c) γ: Deformación angular del elastómero (la cual se considera 150%).

d) P^i: Carga axial máxima representativa para cada tipo de aislador en [ton].

e) N^i: Cantidad de aisladores de cada tipo.

f) D_D^i: Desplazamiento de diseño en el centro de rigidez del sistema de aislación en [cm].

g) D_M^i: Desplazamiento máximo en el centro de rigidez del sistema de aislación en [cm].

i = A,B,C (para cada tipo de aislador, según corresponda).

Con todos estos parámetros definidos, se procede a realizar el diseño de los diferentes aisladores elastoméricos y del sistema de aislación propiamente tal:

1. Cálculo de la rigidez horizontal preliminar de los aisladores, considerándola inicialmente igual para todos, dada la ecuación 7.3.

$$K_k = \frac{W\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2}{\sum N^i} \qquad (Ec.7.3.)$$

2. Cálculo del espesor de la goma para cada tipo de aislador, acorde a la ecuación 7.4.

$$H_r^i = \frac{D_D^i}{\gamma} \qquad (Ec.7.4.)$$

3. Escoger los espesores de capa de goma para cada tipo de aislador (tr^i), los cuales de acuerdo a los catálogos comerciales [10] fluctúan entre 4 y 10 [mm]. Este valor es importante debido a que controla la flexibilidad horizontal del aislador e influye en la rigidez vertical a través del factor de forma.

4. Obtención de la cantidad de capas de goma para cada tipo de aislador dada la ecuación 7.5.

$$n^i = \frac{H_r^i}{tr^i} \qquad (Ec.7.5.)$$

5. Cálculo del área del caucho que necesita cada tipo de aislador, acorde a la ecuación 7.6.

$$A^i = \frac{P^i}{\sigma_{AC}} \qquad (Ec.7.6.)$$

Donde:

σ_{ac}: Tensión admisible de compresión (que típicamente adopta un valor entre 70 a 120 kg/cm^2).

6. Se estima un diámetro para el núcleo de plomo para cada tipo de aislador ($\emptyset^{Pi}$), el cual debe encontrase dentro del siguiente rango:

$$\frac{\emptyset^{i}}{6} \leq \emptyset^{Pi} \leq \frac{\emptyset^{i}}{3}$$

Donde:

$\emptyset^{i}$: Corresponde al diámetro del caucho en cada tipo de aislador.

7. Se calcula el área del núcleo de plomo para cada tipo de aislador, de acuerdo a la ecuación 7.7.

$$A^{Pi} = \frac{\pi}{4} * \left(\emptyset^{Pi}\right)^{2} \qquad (Ec. 7.7.)$$

8. Cálculo del diámetro de cada tipo de aislador, dada la ecuación 7.8.

$$\emptyset^{i} = \sqrt{\frac{4A^{i}}{\pi} + (\emptyset^{Pi})^{2}} \qquad (Ec. 7.8.)$$

Con el diámetro de los aisladores se debe verificar que se cumpla la condición establecida en el punto 6 para el diámetro de los núcleos de plomo, de no cumplirse, se debe cambiar el diámetro del núcleo de plomo e iterar hasta lograr encontrase dentro del rango.

9. Obtención del módulo de corte para cada tipo de aislador, de acuerdo a la ecuación 7.9., el cual debe encontrase entre el rango de 0,38 a 0,70 MPa de acuerdo a los catálogos comerciales.

$$G^i = \frac{K_k H_r^i}{A^i} \qquad (Ec. 7.9.)$$

10. Obtención del factor de forma para cada tipo de aislador, que en caso de aislador circular con núcleo de plomo su fórmula se expresa en la ecuación 7.10. Dicho factor es un parámetro adimensional que mide el "tamaño relativo" de una lámina de goma, se define como la razón entre el área cargada de la goma y el área que está libre de hinchamiento (libre de confinamiento a la expansión), debe cumplir la condición de ser mayor o igual a 10 ya que esto asegura que la rigidez vertical será la adecuada. Si no se cumple esta condición, volver a iterar desde el paso 6.

$$S^i = \frac{\left(\emptyset^i\right)^2 - \left(\emptyset^{Pi}\right)^2}{4\,\emptyset^i t r^i} \qquad (Ec. 7.10.)$$

11. Cálculo de la rigidez post-fluencia de cada tipo de aislador, acorde a la ecuación 7.11.

$$K_p^i = f_L \frac{G^i\, A^i}{H_r^i} \qquad (Ec. 7.11.)$$

Donde:

f_L: Corresponde a 1.15, ya que la rigidez post-fluencia es mayor un 15% que la rigidez de la goma del aislador sin el corazón de plomo.

12. Cálculo de la rigidez inicial o rigidez elástica de cada tipo de aislador, de acuerdo a la ecuación 7.12.

$$K_e^i = f_e K_p^i \qquad (Ec. 7.12.)$$

Donde:

f_e: Corresponde a un valor entre 6.5 a 10, debido a que en la practica la rigidez inicial del aislador es entre 6.5 a 10 veces su rigidez post-fluencia.

13. Cálculo de la fuerza característica o capacidad del aislador a cero deformación para cada tipo de aislador, acorde a la ecuación 7.13.

$$Q^i = A^{Pi} * \tau_y \qquad (Ec. 7.13.)$$

Donde:

τ_y: Corresponde la tensión de fluencia del plomo, la cual es de 10 MPa.

14. Cálculo del desplazamiento de fluencia para cada tipo de aislador, de acuerdo a la ecuación 7.14.

$$D_y^i = \frac{Q^i}{K_e^i - K_p^i} \qquad (Ec. 7.14.)$$

15. Cálculo de la fuerza de fluencia para cada tipo de aislador, acorde a la ecuación 7.15.

$$F_y^i = Q^i + K_p^i D_y^i \qquad (Ec. 7.15.)$$

16. Cálculo de la rigidez efectiva para cada grupo de aisladores, de acuerdo a la ecuación 7.16.

$$K_{ef}^{Ni} = N^i K_p^i + \frac{Q^i}{D} \qquad (Ec. 7.16.)$$

Donde:

D: Corresponde al desplazamiento de diseño o desplazamiento máximo según sea el caso.

17. Cálculo de la rigidez efectiva para cada tipo de aislador, acorde a la ecuación 7.17.

$$K_{ef}^{i} = \frac{K_{ef}^{Ni}}{N^{i}} \qquad (Ec. 7.17.)$$

18. Cálculo del amortiguamiento efectivo para cada tipo de aislador, de acuerdo a la ecuación 7.18

$$\beta_{ef}^{i} = \frac{2Q^{i}\left(D - D_{y}^{i}\right)}{\pi K_{ef}^{i} D^{2}} \qquad (Ec. 7.18.)$$

19. Determinación de la rigidez del sistema de aislación, dada la ecuación 7.19.

$$K_{H} = \sum N^{i}\, K_{ef}^{i} \qquad (Ec. 7.19.)$$

20. Obtención del período real de la estructura al incorporar el sistema de aislación, acorde a la ecuación 7.20.

$$T_{D} = 2\,\pi \sqrt{\frac{W}{K_{H}}} \qquad (Ec. 7.20.)$$

21. Cálculo del amortiguamiento compuesto del sistema de aislación, dada la ecuación 7.21. Dicho amortiguamiento compuesto se utiliza posteriormente para determinar el nuevo factor de modificación de respuesta por amortiguamiento B_D, mediante el cual se reduce el espectro de diseño en los períodos aislados, con el cual se deben obtener los nuevos desplazamientos y cargas para iterar desde el paso 2 y lograr la convergencia de los datos.

$$\beta_{D} = \frac{\sum N^{i}\, K_{ef}^{i}\, \beta_{ef}^{i}}{K_{H}} \qquad (Ec. 7.21.)$$

22. Cálculo del módulo de compresión del conjunto goma-acero para cada aislador, en el caso del aislador circular su fórmula se expresa en la ecuación 7.22.

$$E_c = \left(\frac{1}{6\,G^i\,(S^i)^2} + \frac{4}{3\,K}\right)^{-1} \qquad (Ec.\,7.22.)$$

Donde:

K: Módulo de compresibilidad de la goma (que típicamente adopta un valor de 2.000 MPa).

23. Cálculo de la rigidez vertical para cada tipo de aislador, dada la ecuación 7.23.

$$K_Z^i = \frac{E_c^i\,A^i}{H_r^i} \qquad (Ec.\,7.23.)$$

24. Determinación de la frecuencia horizontal del sistema de aislación, de acuerdo a la ecuación 7.24.

$$f_H = \frac{1}{T_D} \qquad (Ec.\,7.24.)$$

25. Obtención de la relación de frecuencias para cada tipo de aislador, dada la ecuación 7.25.

$$\left(\frac{f_v}{f_H}\right)^i = \sqrt{\frac{E_c^i}{G^i}} \qquad (Ec.\,7.25.)$$

26. Determinación de la frecuencia vertical para cada tipo de aislador, de acuerdo a la ecuación 7.26. Dichas frecuencias deben ser iguales o superiores a 10 Hz, para obtener un comportamiento similar (en cuanto a rigidez vertical) al de una columna de hormigón armado de sección idéntica al aislador.

$$f_v^i = f_H \left(\frac{f_v}{f_H}\right)^i \qquad (Ec. 7.26.)$$

27. Escoger los espesores para las placas de acero para cada tipo de aislador (ts^i), los cuales de acuerdo a los catálogos comerciales fluctúan entre 2 y 6 [mm]. Este valor es importante debido a que se debe verificar que la tensión de trabajo no sobrepase el valor admisible. Además vale la pena recalcar que las placas de acero no afectan la rigidez lateral del aislador aunque sí tienen efecto en la estabilidad del aislador bajo cargas verticales.

28. Cálculo del valor de la tensión máxima de tracción en las placas para cada tipo de aislador, dada la ecuación 7.27.

$$\sigma_s^i = 1{,}5 \left(\frac{t_r^i}{t_s^i}\right) \sigma_{ac} \qquad (Ec. 7.27.)$$

29. Cálculo del valor de la tensión admisible, de acuerdo a la ecuación 7.28 y verificación frente a la tensión de trabajo.

$$\sigma_{ADM} = 0{,}75\, \sigma_y \qquad (Ec. 7.28.)$$

Donde:

σ_y: Tensión del acerco (que típicamente adopta un valor de 2.400 kg/cm^2).

Luego verificar para cada caso que:

$$\sigma_s^i \leq \sigma_{ADM}$$

30. Obtención de la cantidad de capas de acero para cada tipo de aislador dada la ecuación 7.29.

$$n_s^i = n^i - 1 \qquad (Ec. 7.29.)$$

31. Cálculo de la altura parcial del aislador para cada tipo de aislador, de acuerdo a la ecuación 7.30.

$$h^i = t_r^i \, n^i + t_s^i \, n_s^i \qquad (Ec. 7.30.)$$

32. Escoger los espesores para las placas de acero para anclaje (t_{ext}), los cuales de acuerdo a los catálogos comerciales fluctúan entre 2,5 y 5,1 [cm].

33. Cálculo de la altura total del aislador para cada tipo de aislador, dada la ecuación 7.31.

$$H^i = h^i + 2 \, t_{ext} \qquad (Ec. 7.31.)$$

34. Confección de tabla resumen con las dimensiones y propiedades para cada tipo de aislador.

7.3.3. Verificación del Pandeo

La verificación al pandeo es una condición de estabilidad y tiene su fundamento en que bajo la combinación de corte y compresión se puede producir pandeo por flexión, lo que produce que la ecuación para la rigidez horizontal no sea exacta, ya que el pandeo causa inclinaciones de las placas internas, lo que produce que las caras de los elementos individuales no sean paralelas, lo que a su vez cambia el comportamiento de las láminas de goma.

Es por ésta razón que se calcula el valor de la carga crítica para la cual ocurre el fenómeno de pandeo y luego se verifica un factor de seguridad

adecuado, que sea mayor o igual a 2, para la carga vertical máxima. El procedimiento se detalla a continuación:

1. Cálculo de la inercia del aislador para cada tipo de aislador, dada la ecuación 7.32.

$$I^i = \frac{\pi}{4}\left(\left[\frac{\emptyset^i}{2}\right]^4 - \left[\frac{\emptyset^{Pi}}{2}\right]^4\right) \qquad (Ec.7.32.)$$

2. Cálculo de la rigidez de inclinación (Tilting) para cada tipo de aislador, de acuerdo a la ecuación 7.33.

$$(EI)^i_{eff} = \frac{1}{3}\left(E^i_c\, I^i\right) \qquad (Ec.7.33.)$$

3. Cálculo de la carga de pandeo para cada tipo de aislador, dada la ecuación 7.34.

$$P^i_E = \frac{\pi^2\,(EI)^i_{eff}}{(h^i)^2} \qquad (Ec.7.34.)$$

4. Cálculo del área de corte efectiva para cada tipo de aislador, de acuerdo a la ecuación 7.35.

$$A^i_s = \frac{A^i\, h^i}{H^i_r} \qquad (Ec.7.35.)$$

5. Cálculo de la rigidez de corte efectiva para cada tipo de aislador, dada la ecuación 7.36.

$$P^i_S = G^i\, A^i_s \qquad (Ec.7.36.)$$

6. Cálculo de la carga crítica para cada tipo de aislador, de acuerdo a la ecuación 7.37.

$$P^i_{crit} = \sqrt{P^i_S\, P^i_E} \qquad (Ec.7.37.)$$

7. Determinar el factor de seguridad entre la carga crítica y la carga máxima para cada tipo de aislador, dada la ecuación 7.38 y verificando que este factor sea mayor a 2.

$$FS_P^i = \frac{P_{crit}^i}{P^i} \geq 2 \qquad (Ec. 7.38.)$$

7.3.4. Verificación del Volcamiento

Esta verificación se realiza calculando los desplazamientos máximos posibles, ante los cuales se puede producir el volcamiento o “roll over” para cada tipo de aislador, posteriormente se debe verificar que dichos desplazamiento sean mayores al desplazamiento total máximo del sistema de aislación, con lo cual se asegura que no se producirá el volcamiento.

Vale la pena señalar que el fenómeno de volcamiento en apoyos elastoméricos se observa solo en aquellos casos en que el aislador se encuentra conectado a la super y subestructura a través de llaves de corte únicamente “dowel type” y este no es el caso de este sistema de aislación, ya que se utilizaran conexiones con pernos, aun así vale la pena realizar la verificación. El procedimiento se detalla a continuación:

1. Cálculo del desplazamiento total máximo para el sistema de aislación, el cual se determina a partir de las ecuaciones 7.39 y 7.40, luego se escoge el valor más conservador entre ambos para posteriormente realizar la comparación. Dicho desplazamiento total máximo se calcula adicionando al desplazamiento máximo el efecto de asimetría en planta.

$$D_{TM} = 1{,}1(Max(D_M^i)) \qquad (Ec. 7.39.)$$

$$D_{TM} = Max\left(D_M^i\right)\left[1 + y\frac{12e}{b^2 + d^2}\right] \qquad (Ec. 7.40.)$$

Donde:

e: Excentricidad real, en milímetros (mm), medida en planta entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislación, más la excentricidad accidental, igual a un 5% de la dimensión máxima de la planta perpendicular a la dirección de la solicitación sísmica considerada.

b: Dimensión más corta de la planta de la estructura, medida perpendicularmente a d.

d: Dimensión en planta más larga de la estructura.

2. Cálculo del desplazamiento máximo posible para cada tipo de aislador, el cual se determina a partir de la ecuación 7.41.

$$D_{MAX}^{i} = \frac{\emptyset^{i}}{1 + \frac{K_{ef}^{i}\, H^{i}}{P_{min}^{i}}} \qquad (Ec. 7.41.)$$

Donde:

P^{i}_{min}: Corresponde a la carga axial mínima representativa para cada tipo de aislador.

3. Verificar que cada uno de los desplazamientos máximos posibles o admisibles para cada uno de los tipos de aisladores, sean mayores al desplazamiento total máximo del sistema de aislación.

$$D_{MAX}^{i} \geq D_{TM}$$

7.4. Diseño del sistema de aislación

Conforme al procedimiento descrito en 7.3, se procede a realizar el diseño de los aisladores esperando obtener un periodo objetivo de 3,3 [seg]. Luego de concluir las iteraciones y lograr la convergencia, se obtienen los parámetros finales de diseño para cada uno de los grupos de aisladores, los cuales se presentan a continuación en la tabla 7.6.

Parámetro	Aislador tipo A	Aislador tipo B	Aislador tipo C
Desplazamiento de diseño en [cm]	20,38	20,38	20,38
Desplazamiento de máximo en [cm]	24,46	24,46	24,46
Carga máxima en [ton]	889,03	773,22	573,76
Carga mínima en [ton]	447,91	377,29	220,79
Cantidad de aisladores	4	8	4

Tabla 7.6. Parámetros de diseño para cada grupo de aisladores

Dado estos parámetros y siguiendo el procedimiento de diseño ya descrito cuyos cálculos se encuentran detallados en el anexo C, se obtienen las características mecánicas y geométricas para cada uno de los tres grupos, estas características se resumen a continuación en la tabla 7.7.

Característica	Aislador tipo A	Aislador tipo B	Aislador tipo C
Diámetro del aislador en [cm]	99	92	80
Diámetro núcleo de plomo en [cm]	17	16	14
Altura total en [cm]	34,8	34,8	34,8
Módulo de Corte en [MPa]	0,42	0,48	0,64
Rigidez efectiva [MN/m]	2,26	2,14	2,19
Amortiguamiento efectivo	0,23	0,22	0,17
Cantidad capas de goma	22	22	22
Espesor capas de goma en [mm]	8	8	8
Cantidad planchas de acero	21	21	21
Espesor capas de acero en [mm]	4	4	4
Espesor placas de anclaje en [cm]	4,4	4,4	4,4

Tabla 7.7. Características finales para cada grupo de aisladores

Como se observa, estos aisladores poseen características y dimensiones factibles, es decir, se encuentran disponibles en el mercado, por lo que su implementación en la estructura es posible.

Con el sistema de aislación ya diseñado, se procede a incorporarlo y probarlo en el modelo de la estructura, de esta manera obtener los parámetros de análisis modal y parámetros de diseño de la estructura aislada para su posterior análisis y comparación con los obtenidos del caso convencional.

7.5. Modelamiento

Así como para la estructura tradicional, se busca que la estructura aislada se acerque lo más posible a la estructura real, a pesar, que la norma permite modelos simplificados para cálculo de propiedades de los aisladores, se prefirió una representación más completa.

Como se describe en el anexo A, el modelamiento de la estructura por sobre el primer nivel se realiza con las mismas características de la estructura tradicional, es decir, no se consideraran las escaleras y se consideran las mismas sobrecargas como se describen en la norma NCh1537.

Por debajo del primer nivel, lo que en proyección sería un radier con vigas de fundación para la estructura tradicional, en el caso de la estructura aislada será una losa, que distribuirá los esfuerzos en vigas de amarre en el nuevo nivel de interfaz de aislación, distribuidas como se describen en el capítulo VI, en las figura 6.2, estas tienen una dimensión de 80 centímetros de base y 100 centímetros de altura y debido a las luces que cubren aportan un volumen de hormigón considerable que modificara la masa de la estructura.

Adicionalmente, estos nuevos elementos deben ser diseñados para resistir las cargas axiales, la acción de pandeo y el volcamiento, con las que se diseñan los aisladores, que son de varios cientos de toneladas, por lo que se deben hacer verificaciones especiales.

7.6. Revisión de resultados de parámetros de análisis modal

Así como se plantea en el capítulo IV, se procede a analizar los parámetros modales para la estructura aislada, correspondientes a periodo, porcentaje de participación modal y peso sísmico.

Periodos:

Modo	Periodo [s]
1	3,201074
2	3,178917
3	2,782957
4	0,357583
5	0,292004
6	0,264546
7	0,094529
8	0,08235
9	0,079669
10	0,051153
11	0,043721
12	0,043282

Tabla 7.8. Periodos naturales de vibración de la estructura aislada

Se observa que en la tabla 7.8 la estructura aislada posee periodos que se acercan bastante al periodo objetivo establecido en el diseño de los aisladores, con una razón de 1,007 entre periodos traslacionales, lo que indica un comportamiento uniforme en la estructura, independiente de la dirección del sismo y una razón de 1,146 entre los modos de vibrar traslacionales y el rotacional (1,15 siendo la razón recomendada), por lo que su respuesta es muy próxima al caso ideal.

Porcentaje de participación modal: Así como para la estructura de base fija, los porcentajes de participación modal, deben mantenerse bien definidos para evitar acoplamiento, y la distribución de aisladores define el comportamiento de la estructura.

Modo	% participación en X	% participación en Y	% participación en Z
1	0,0658	99,0709	0,8327
2	99,8672	0,0766	0,0442
3	0,0552	0,8201	99,1034
4	0,0000	0,0318	0,0044
5	0,0098	0,0001	0,0052
6	0,0019	0,0003	0,0100
7	0,0000	0,0001	0,0001
8	0,0000	0,0000	0,0001
9	0,0001	0,0000	0,0000
10	0,0000	0,0000	0,0000
11	0,0000	0,0000	0,0000
12	0,0000	0,0000	0,0000
Suma	100	100	100

Tabla 7.9 Porcentajes de participación modal de la estructura aislada

Se observa que los tres primeros periodos son los fundamentales, siendo los primeros 2 traslacionales y el tercero el rotacional. Además se observa o se verifica que sus porcentajes son muy cercanos al 100%, por lo que no hay interferencia entre ellos, ni existe acoplamiento.

Peso sísmico: Debido a las modificaciones hechas a la estructura durante la generación de un nuevo nivel de aislación y las reducciones de espesores así como el reemplazo de las vigas de las terrazas por barandas de cristal, el peso sísmico varia, provocando un cambio en los límites de corte mínimo y máximo según NCh433.

Los límites de corte de NCh2745 no dependen del peso, sino de las características del suelo y de la rigidez de los amortiguadores, como se plantea en la ecuaciones, 5.4. y 5.5.

Dada la incorporación de las vigas de amarre, la nueva losa y los cambios en muros y vigas ya mencionados, el peso sísmico de la estructura aislada corresponde a 8.800,17 [ton].

7.7. Revisión de resultados de parámetros de diseño

Los parámetros de diseño que se evaluaran son: desplazamiento entre pisos, aceleraciones por nivel, corte basal y por piso. Además se debe verificar que se encuentren dentro del rango establecido por las Normas NCh433 y NCh2745.

Desplazamiento de entre pisos (Drift): Para la estructura aislada se debe obtener el desplazamiento, pero, considerando el desplazamiento propio del sistema de aislación, para posteriormente utilizar la razón propuesta en la ecuación 4.6, vista previamente en capitulo IV.

Esta razón no puede ser mayor a 0,0025 para desplazamientos de entre piso medidos desde el centro de masa utilizando el método dinámico, mediante análisis de respuesta espectral, éste nuevo límite lo establece la norma NCh2745 para las estructuras aisladas y además al igual que la estructura convencional no debe ser mayor que 0,001 para desplazamientos medidos desde cualquier otro punto de la planta, adicional al centro de masa.

Los desplazamientos de entre pisos para la estructura aislada se presentan en las tablas 7.10 y 7.11 para cada una de las dos verificaciones respectivamente y además a continuación se exhibe el desplazamiento máximo del sistema de aislación (D).

$$D = 24{,}46\ [cm]$$

2,5/1000	UxSx	UySx	UxSy	UySy
P13	1,E-04	0,E+00	0,E+00	1,E-04
P12	8,E-05	0,E+00	0,E+00	1,E-04
P11	8,E-05	0,E+00	0,E+00	1,E-04
P10	1,E-04	0,E+00	0,E+00	1,E-04
P9	8,E-05	0,E+00	0,E+00	1,E-04
P8	1,E-04	0,E+00	0,E+00	1,E-04
P7	1,E-04	0,E+00	0,E+00	1,E-04
P6	8,E-05	0,E+00	0,E+00	1,E-04
P5	1,E-04	0,E+00	0,E+00	1,E-04
P4	8,E-05	0,E+00	0,E+00	1,E-04
P3	1,E-04	0,E+00	0,E+00	1,E-04
P2	8,E-05	4,E-05	0,E+00	1,E-04
P1	8,E-05	4,E-05	4,E-05	1,E-04

Tabla 7.10. Desplazamiento de entrepiso, centro de masa en la estructura aislada

1/1000	UxSx	UySx	UxSy	UySy
P13	2,E-05	3,E-05	2,E-05	6,E-05
P12	2,E-05	3,E-05	2,E-05	5,E-06
P11	3,E-05	3,E-05	2,E-05	4,E-05
P10	9,E-06	3,E-05	2,E-05	9,E-05
P9	3,E-05	3,E-05	2,E-05	6,E-05
P8	3,E-06	3,E-05	2,E-05	6,E-05
P7	2,E-06	3,E-05	2,E-05	7,E-05
P6	4,E-05	3,E-05	3,E-05	3,E-05
P5	3,E-06	3,E-05	3,E-05	7,E-05
P4	3,E-05	3,E-05	3,E-05	7,E-05
P3	1,E-05	3,E-05	3,E-05	7,E-05
P2	2,E-05	7,E-05	3,E-05	3,E-04
P1	6,E-06	3,E-07	4,E-06	3,E-04

Tabla 7.11 Desplazamiento de entrepiso, punto más desfavorable en la estructura aislada

Como se observa en ambas las tablas, se cumple con los requerimientos establecidos por las Normas NCh433 y NCh2745.

Aceleraciones por nivel: Este parámetro como se indica previamente en el capítulo IV, corresponde a solicitaciones sobre elementos no estructurales y bienes de los ocupantes.

Espectro en X			
Nivel	**A_X**	**A_Y**	**$A_{ROTACIONAL}$**
13	0,3996	0,0985	0,0037
12	0,3924	0,0855	0,0033
11	0,3858	0,0718	0,0028
10	0,3800	0,0576	0,0023
9	0,3753	0,0433	0,0017
8	0,3717	0,0297	0,0012
7	0,3694	0,0206	0,0009
6	0,3683	0,0200	0,0009
5	0,3684	0,0287	0,0012
4	0,3695	0,0404	0,0016
3	0,3712	0,0518	0,0020
2	0,3732	0,0619	0,0024
1	0,3753	0,0700	0,0028

Tabla 7.12 Aceleraciones en [m/s^2] por piso, por sismo en X para la estructura aislada

Espectro en Y			
Nivel	**A_X**	**A_Y**	**$A_{ROTACIONAL}$**
13	0,0451	0,4461	0,0049
12	0,0419	0,4227	0,0046
11	0,0385	0,4110	0,0042
10	0,0351	0,4055	0,0039
9	0,0322	0,4010	0,0036
8	0,0300	0,3975	0,0034
7	0,0287	0,3951	0,0032
6	0,0286	0,3938	0,0032
5	0,0295	0,3934	0,0033
4	0,0313	0,3938	0,0035
3	0,0337	0,3948	0,0037
2	0,0362	0,3963	0,0040
1	0,0385	0,3979	0,0043

Tabla 7.13 Aceleraciones en [m/s^2] por piso, por sismo en Y para la estructura aislada

Este dato es relevante, debido a que es el parámetro mediante el cual se mide el confort del usuario, debido a que corresponde a la magnitud de las solicitaciones sobre los elementos secundarios, sobretodo de instalaciones, como son tuberías de agua, de ventilación y cables.

Corte basal: Se debe hacer la diferenciación entre el corte de la interfaz de aislación (V_b) y la superestructura (V_s), frente al corte de la estructura de base fija, esto debido a que el corte de la interfaz de aislación será mayor al de la estructura de base fija, lo cual se debe a factor de seguridad incluido al momento de diseñar los aisladores, para así evitar volcamiento de los mismos y asegurar su correcto desempeño estructural. Por otro lado el corte de la superestructura es el que se compara con el de la estructura convencional.

A continuación se muestran los cortes mínimos que debe superar la estructura aislada, de acuerdo a lo establecido en la norma NCh2745 y que fue planteado en el apartado 5.3 de este trabajo.

$$V_{S-MIN\ 433} = 586{,}68\ [ton]$$

$$V_{s\ MIN} = 335{,}11\ [ton]$$

$$V_{b\ MIN} = 603{,}20\ [ton]$$

Se observa que el corte mínimo basal para la superestructura es determinado por la fuerza lateral sísmica requerida por la NCh433 para un estructura de base fija con el mismo peso que la estructura aislada y considerando I=1,0 y S=1,0. Por otro lado el corte mínimo para la interfaz de aislación, corresponde al 90% del obtenido mediante procedimiento estático.

Y el corte basal en cada una de las direcciones principales en estudio corresponden a:

$$V_{bx} = 787{,}11\ [ton]$$

$$V_{by} = 772{,}85\ [ton]$$

$$V_{sx} = \ 291{,}88\ [ton]$$

$$V_{sy} = 287{,}24\ [ton]$$

Finalmente se observa que el corte para la subestructura cumple el requerimiento de corte mínimo, pero en el caso de la superestructura no es así, por lo que es necesario amplificar los esfuerzos para el diseño de los elementos de hormigón armado por 2,01 en la dirección X y por 2,04 en la dirección Y.

Corte por piso: Corresponde al esfuerzo de corte que recibe cada losa en cada nivel por piso en la estructura. El corte por piso para la estructura aislada se presenta en la tabla 7.14.

Nivel	Vx [ton]	Vy [ton]
13	19,09	20,62
12	42,92	45,81
11	66,51	70,25
10	89,78	93,86
9	112,76	116,72
8	135,49	138,94
7	158,02	160,63
6	180,38	181,91
5	202,63	202,91
4	224,82	223,78
3	246,99	244,63
2	269,09	265,51
1	291,88	287,24

Tabla 7.14 Corte por piso para ambas direcciones en la estructura aislada

7.8. Diseño de elementos estructura aislada

Conforme al diseño de elementos de hormigón armado, el cual se encuentra explicado en el anexo D de este documento, se obtiene una cuantía requerida representativa para flexión de 0,0022 para las vigas y de 0,0007 para los muros, en el caso de corte las cuantías requeridas son 0,0021 para vigas y 0,0005 para muros.

De la misma manera, la cuantía dispuesta para flexión es de 0,0027 en vigas y de 0,0040 en muros, mientras que en el caso de corte corresponden a 0,0026 para las vigas y 0,0025 para los muros.

7.9. Verificación de diseño elementos de interfaz de aislación

Por ultimo debemos verificar que los elementos estructurales bajo la base de la superestructura, es decir, los elementos que adicionales a los aisladores se encuentran en la interfaz de aislación, sean capaces de soportar los esfuerzos que se le transfieren cuando la estructura se encuentra estática y cuando ocurre un sismo, es decir, la carga axial correspondiente a cada tipo de aislador, los momentos y cortes que se generan debido al espectro para ambas direcciones.

7.9.1. Verificación vigas de amarre

Estos elementos se diseñan según ACI como elementos tipo viga, donde se especifica que para fundaciones, deben llevar sin importar su uso elementos de refuerzo a tracción y a compresión.

Se diseñará una sola sección de viga, que corresponde a 80/100, la cual se armará para las cargas máximas presentes en todo el sistema de aislación, de esta manera se obtiene un diseño más conservador.

Es importante señalar que análisis de estas vigas se realiza a través de un modelo puntal-tensor, este método permite mejorar el detallamiento de la armadura presente en el hormigón, por lo que su uso sirve para el diseño y modelamiento de estructuras y elementos de hormigón armado.

En las tablas 7.15 y 7.16 se encuentra resumido el detalle de las armaduras de tracción, compresión y corte para estas vigas.

Vu [kg]	Mu [kg-cm]	ρR	ρN	As [cm^2]	Ad [cm^2]	Armadura Dispuesta	A's [cm^2]	Armadura Dispuesta
129.240	71.699.600	0,0365	0,0365	279,67	285,00	Utilizar 4 capas de 7 barras ϕ 36	30,41	Utilizar 1 capa de 8 barras ϕ 22

Tabla 7.15. Resumen tracción y compresión para vigas de amarre

Vn [kg]	Vc [kg]	Vs [kg]	ρ_R	Armadura Dispuesta	$Vs_{DISPUESTO}$ [kg]	ρ_N
215.400	23.198	192.201	0,0062	Utilizar Estribo de 6 ramas ϕ 18 @ 30 cm	197.973	0,0064

Tabla 7.16. Resumen corte para viga de amarre

7.9.2. Verificación de capiteles

Para los capiteles se debe considerar su diseño como si fuesen columnas, mediante diagramas de interacción carga axial y momento. Debido a la dimensión de estos elementos se deben armar con barras longitudinales intermedias para evitar problemas de amarre y arriostramiento en los estribos.

Para el armado de los capiteles se calcularan tres tipos de secciones, es decir, una para cada tipo de aislador, con las cargas axiales correspondientes al diseño de estos, sus alturas son las mismas y corresponden a 1.5 metros,

mientras que sus anchos y largos son iguales (sección cuadrada) y corresponden 1.35, 1.20 y 1.05 metros para los aisladores tipo A, B y C respectivamente.

Al igual que las vigas de amarre, su análisis se realiza a través de un modelo puntal-tensor. En las tablas 7.17 y 7.18 se encuentra resumido el detalle de las armaduras longitudinales y de corte para los tres tipos de capiteles.

Tipo	Pu [kg]	Mu [kg-cm]	As [cm^2]	Armadura longitudinal	Armadura intermedia
A	889.370	916.900	24,63	4 barras ϕ 32	4 barras ϕ 25
B	773.295	855.200	19,63	4 barras ϕ 28	4 barras ϕ 22
C	573.018	846.400	15,21	4 barras ϕ 25	4 barras ϕ 22

Tabla 7.17. Resumen armadura longitudinal de capiteles

Tipo	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
A	143.760	0,0025	0,0025	191362	0,0025	4 ramas ϕ 18 @ 15
B	113.588	0,0025	0,0025	151.200	0,0028	4 ramas ϕ 18 @ 15
C	86.966	0,0025	0,0025	115.762	0,0026	4 ramas ϕ 16 @ 15

Tabla 7.18. Resumen armadura de corte de capiteles

CAPÍTULO VIII

ESTUDIO COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS

8.1. Antecedentes

El presente capitulo tiene por objetivo realizar un análisis comparativo entre la estructura convencional y la estructura aislada, con el fin de poder cuantificar que tan efectivo es el sistema de aislación implementado.

Al realizar el análisis comparativo será posible determinar si el implementar el sistema de aislación para el caso en estudio trae realmente ventajas y genera reducciones y/o mejoras en los parámetros en estudio, de manera de poder justificar cuantitativamente la posible mayor inversión que se deberá realizar para implementar el sistema de aislación sísmica.

La idea de aislar la estructura es obtener un comportamiento más óptimo estructuralmente y de daño a sus contenidos, es decir, que la estructura no sufra daños estructurales post-sismo y pueda continuar completamente operativa, así como el contenido de ésta no se vea afectado ni dañado y las personas que lo habitan no sufran de episodios de pánico al momento de ocurrir el sismo.

Además, al final del capítulo se presentara un breve análisis para determinar una estimación económica de la estructura aislada, para así de esta manera logra determinar los beneficios y costos que pueda acarrear la implementación del sistema de aislación.

Es importante señalar que la comparación se realiza ante la respuesta que tiene cada estructura ante su propio espectro, es decir, siguiendo las indicaciones de las normas que corresponden para cada caso, siendo la NCh433 para la estructura convencional y la NCh2745 para la estructura aislada. Adicionalmente

se aplicara un registro real de sismo mediante análisis Tiempo-historia a ambas estructuras y se comparan sus desplazamientos y aceleraciones para cuantificar sus respuestas ante un caso real.

8.2. Razón de periodos y porcentajes de participación modal

En este apartado se presentaran las razones existentes entre los periodos de ambas estructuras, es decir, la razón entre los periodos traslacionales (X e Y) y la razón entre los periodos traslacionales con el rotacional, esto con el fin de cuantificar el equilibrio existente en la respuesta de la estructura ante una solicitación externa.

También se mostraran los porcentajes de participación modal de los tres periodos fundamentales (los dos traslacionales y el rotacional) de ambas estructuras, con el fin de determinar su incidencia real en la respuesta de la estructura.

	Razón entre Periodos		
Estructura	**X - Y**	**X - Z**	**Y - Z**
Convencional	1,145	1,025	1,175
Aislada	1,007	1,142	1,150

Tabla 8.1 Razones entre los periodos fundamentales de ambas estructuras

Como se observa en la tabla 8.1 la razón entre periodos traslacionales para la estructura convencional es cercana a 1.15, lo que indica que la respuesta de la estructura antes solicitaciones externas no es simétrica y depende de la dirección de la solicitación, por lo que la estructura no se comportara de igual manera ante un sismo en una u otra dirección. Por otro lado, para la estructura aislada esta razón es prácticamente 1 demostrando que sin importar la dirección del sismo, la estructura se comportara de igual manera.

En cuanto a las razones de los periodos traslacionales con el rotacional, se espera que dicha razón sea cercana a 1.15, con lo cual se asegura que no se

generaran interferencias entre los modos de vibrar de la estructura. En este caso, solo la razón entre el periodo traslacional X con el periodo rotacional Z de la estructura convencional presenta lejanía del valor recomendado, siendo su razón de 1.02, lo que indica una leve interferencia entre ambos modos de vibrar.

	Porcentaje de participación modal		
Estructura	**X**	**Y**	**Z**
Convencional	53,3561	54,1599	40,8182
Aislada	99,8672	99,0709	99,1034

Tabla 8.2 Porcentajes de participación modal de los periodos fundamentales de ambas estructuras

De la tabla 8.2 se determina que la estructura aislada presenta porcentajes de participación modal cercanos al 100% en sus tres periodos fundamentales, por lo que éstos son los responsables de la respuesta de la estructura en su totalidad, mientras que en el caso convencional los porcentajes para los periodos traslacionales son próximos al 50% y para el rotacional al 40%, indicando que es necesario incorporar más modos de vibrar para alcanzar el 90% mínimo de suma de sus masas exigido por la norma para realizar el análisis de la estructura.

8.3. Desplazamientos de entre piso

En este apartado se presentaran los desplazamientos de entre piso para ambas estructuras, esto se hará sin considerar la interfaz de aislación ya que ésta no existe en el caso de la estructura convencional. Dichos desplazamientos se ilustraran en un gráfico debidamente escalado para que así sean mucho más perceptibles y además se pueda observar la diferencia entre ambos casos.

Además se calculara la disminución porcentual de los desplazamientos de entre piso de la estructura aislada respecto a los de la estructura de base fija, con el fin de cuantificar que tanto se reducen.

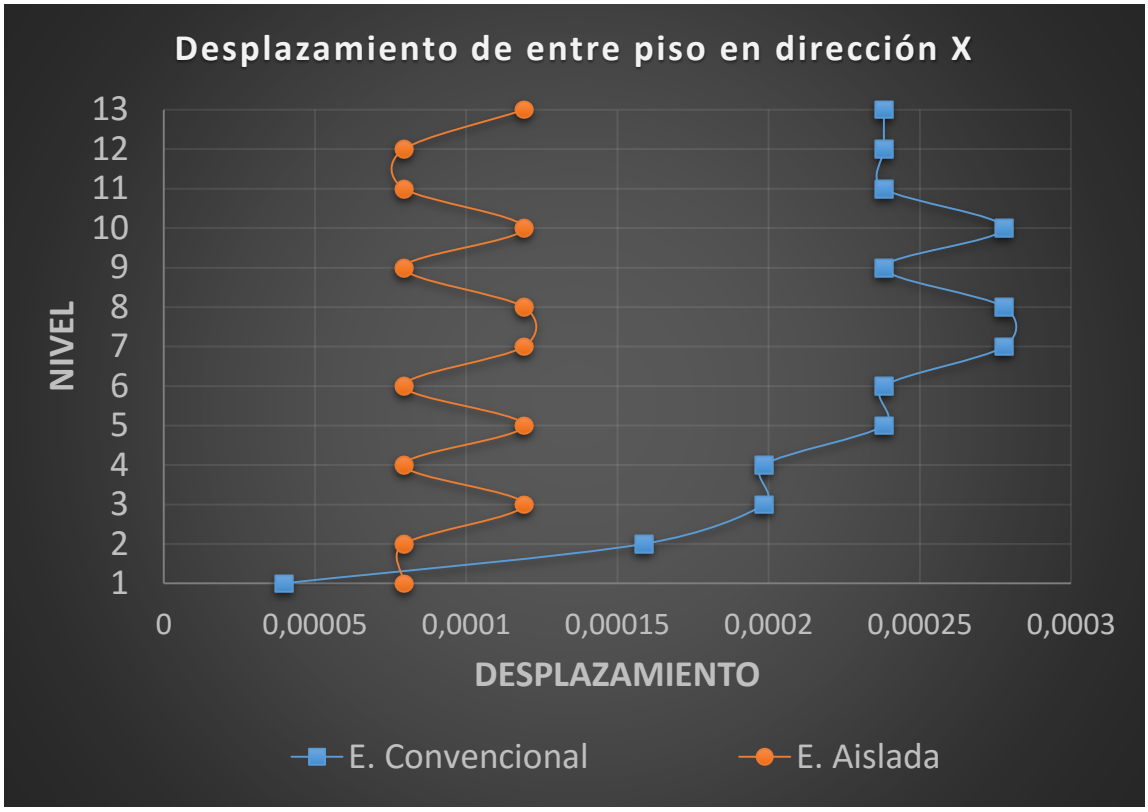

Figura 8.1 Desplazamiento de entre piso en la dirección X

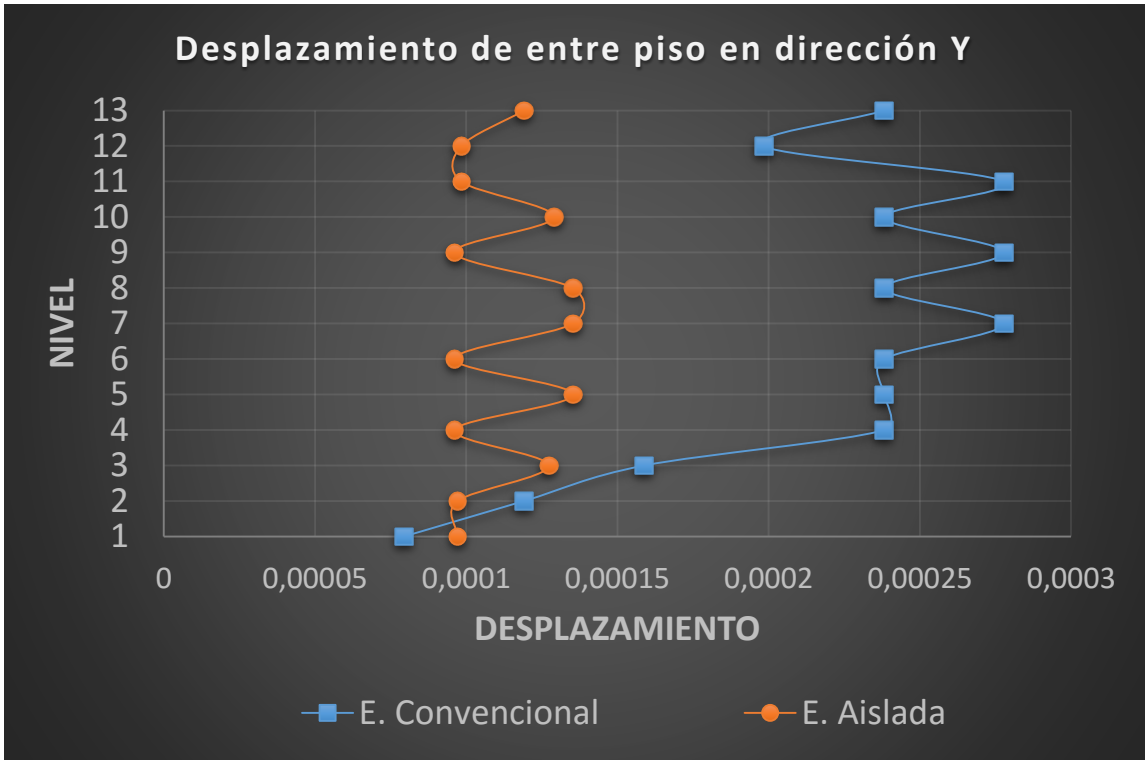

Figura 8.2 Desplazamiento de entre piso en la dirección Y

Como se observa en las figuras 8.1 y 8.2, el desplazamiento de entre piso para el caso aislado es mucho menor que para el caso convencional y además presenta menores variaciones con la altura y es más uniforme, por lo que la estructura aislada se comporta como un cuerpo rígido durante el sismo, esto señala que el desplazamiento de la estructura en sí se concentra en la interfaz de aislación y no se distribuye en la superestructura.

Nivel	Disminución porcentual en X
13	50,0
12	66,7
11	66,7
10	57,1
9	66,7
8	57,1
7	57,1
6	66,7
5	50,0
4	60,0
3	40,0
2	50,0
1	---

Tabla 8.3 Disminución porcentual para desplazamientos de entre piso en la dirección X

Nivel	Disminución porcentual en Y
13	50,0
12	50,4
11	64,6
10	45,8
9	65,4
8	43,2
7	51,3
6	59,6
5	43,2
4	59,6
3	19,8
2	18,4
1	---

Tabla 8.4 Disminución porcentual para desplazamientos de entre piso en la dirección Y

En las tablas 8.3 y 8.4 se aprecian las disminuciones porcentuales de los desplazamientos de entre piso para cada una de las direcciones de la solicitación, demostrando que en promedio los desplazamientos disminuyeron un 57,3% en la dirección X y un 47,6% en la dirección Y. Lo que demuestra el importante rol que toma el sistema de aislación a la hora de reducir los desplazamientos.

8.4. Aceleraciones por nivel

En este apartado se presentaran las aceleraciones por nivel para cada una de la estructuras, esto se hará sin considerar la interfaz de aislación ya que ésta no existe en el caso de la estructura convencional. Dichas aceleraciones se ilustraran en un gráfico debidamente escalado, de esta manera será mucho más fácil observar la diferencia entre ambos casos.

Luego de los gráficos para las aceleraciones en ambas direcciones, se calculara la disminución porcentual de las aceleraciones por nivel de la estructura aislada respecto a las aceleraciones por nivel de la estructura de base fija, con el fin de cuantificar las reducciones.

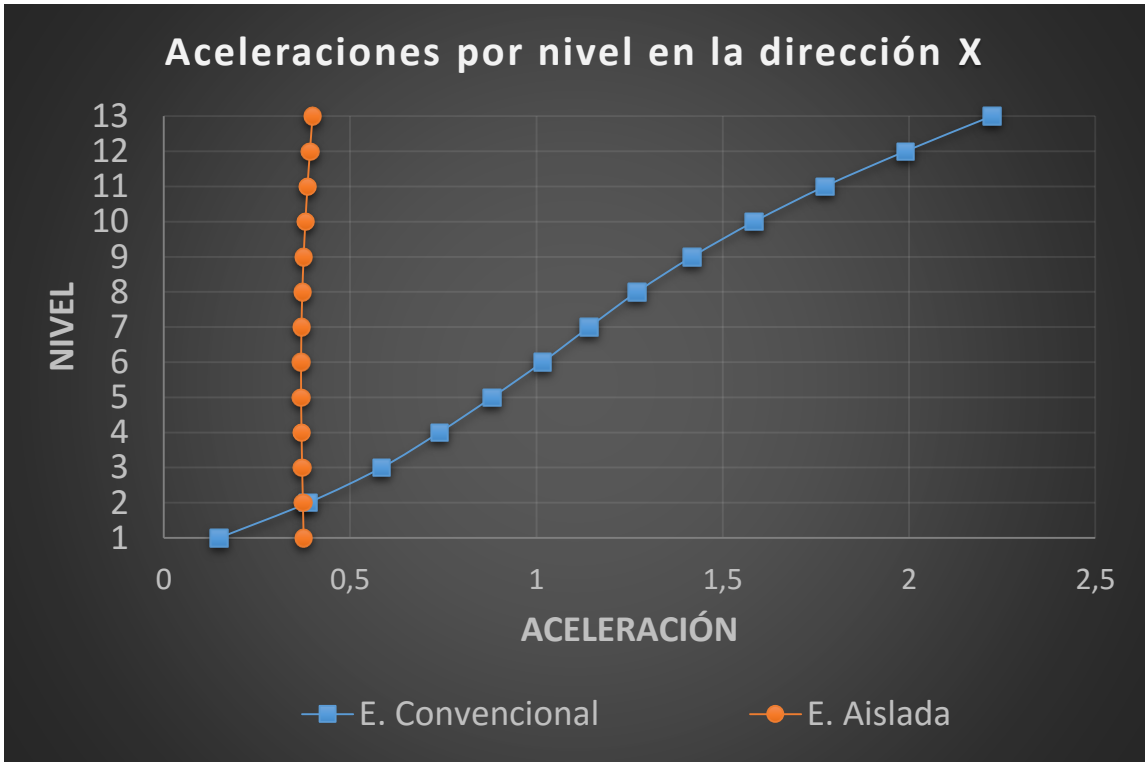

Figura 8.3 Aceleraciones por nivel en la dirección X

Figura 8.4 Aceleraciones por nivel en la dirección Y

De acuerdo a las figuras 8.3 y 8.4, las aceleraciones por nivel para el caso de la estructura aislada son mucho menores que en el caso de la estructura de base fija y conjuntamente presentan una menor amplificación con la altura, por lo que el sistema de aislación cumple su función de filtrar las aceleraciones del suelo que llegan a la superestructura, esta reducción corresponde a un 54.78%, estos antecedentes demuestran una de las ventajas de implementar el sistema de aislación en este caso para los equipos y contenidos de la estructura, ya que sufrirán de un mínimo o nulo daño durante el sismo.

Nivel	Disminución porcentual en X
13	82,0
12	80,3
11	78,2
10	76,0
9	73,5
8	70,7
7	67,6
6	63,8
5	58,2
4	50,0
3	36,5
2	3,6
1	---

Tabla 8.5 Disminución porcentual para aceleraciones por nivel en la dirección X

Nivel	Disminución porcentual en Y
13	82,2
12	81,4
11	79,8
10	77,7
9	75,5
8	73,1
7	70,4
6	67,0
5	62,1
4	54,1
3	39,7
2	6,3
1	---

Tabla 8.6 Disminución porcentual para aceleraciones por nivel en la dirección Y

En las tablas 8.5 y 8.6, se aprecian las disminuciones porcentuales de las aceleraciones por nivel para cada una de las direcciones de la solicitación, demostrando que en promedio las aceleraciones disminuyeron un 61,7% en la dirección X y un 64,1% en la dirección Y. El hecho de reducir de manera importante las aceleraciones se traduce en una reducción de los daños de la estructura misma y principalmente de sus equipos y contenidos, además el hecho que la distribución de las aceleraciones en altura resulte casi uniforme favorece la reducción de los momentos volcantes, en especial en los pisos inferiores de la estructura.

8.5. Corte basal y por piso

En este apartado se presenta el corte basal y por piso para ambas estructuras, esto se hará sin considerar la interfaz de aislación ya que ésta no existe en el caso de la estructura convencional y además es un error comparar el corte basal del sistema de aislación con el corte basal de la estructura de base fija, ya que este será mayor para el sistema de aislación debido al factor de seguridad que se incluye para lograr un diseño seguro, la comparación real debe ser entre el corte basal de la estructura convencional y el corte basal de la superestructura. El corte basal y por piso se ilustrara en un gráfico debidamente escalado para así observar las diferencias existentes entre el caso aislado y el convencional.

Conjuntamente se calculara la disminución porcentual del corte basal por piso de la estructura aislada respecto al corte basal por piso de la estructura de base fija, con el fin de cuantificar la reducción real en cada nivel de la estructura.

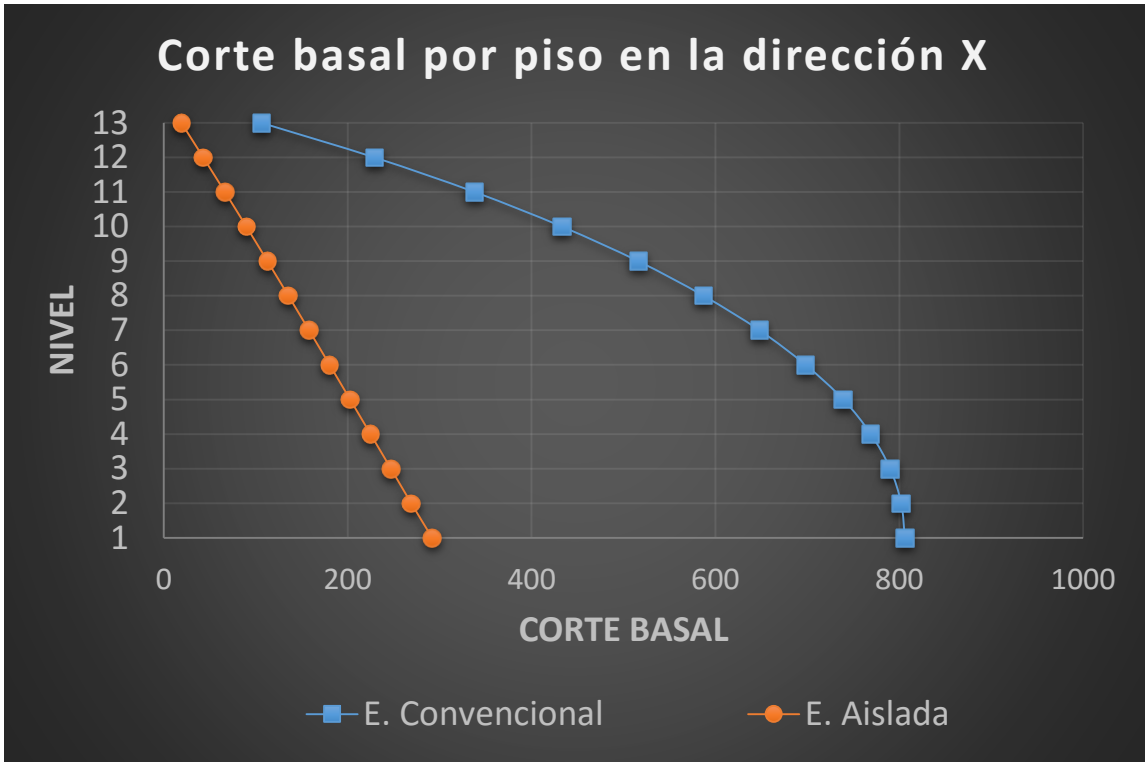

Figura 8.5 Corte basal por piso en la dirección X

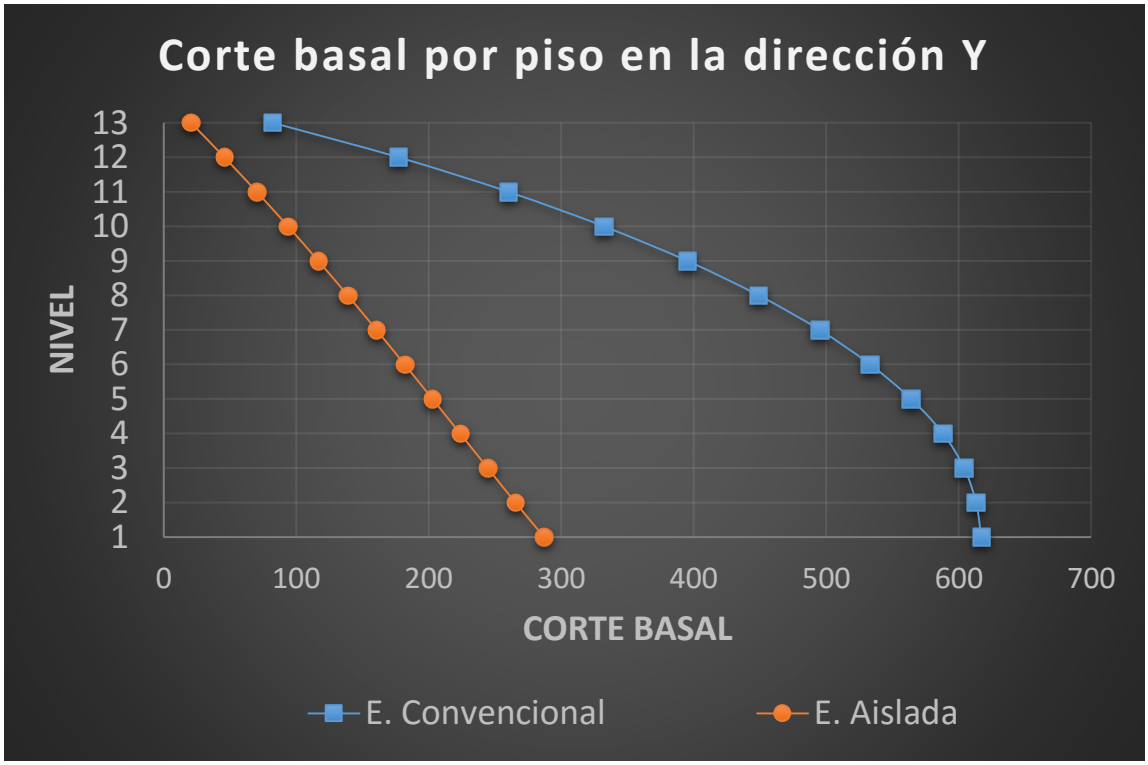

Figura 8.6 Corte basal por piso en la dirección Y

Como se observa en las figuras 8.5 y 8.6, el corte basal por piso para el caso aislado es mucho menor que para el caso convencional y además se reduce de manera más homogénea con la altura, por lo que la estructura aislada sufre menores daños con el sismo debido a que el corte representa el nivel de esfuerzos al que está sometida la estructura.

Nivel	Disminución porcentual en X
13	82,0
12	81,3
11	80,3
10	79,3
9	78,1
8	76,9
7	75,6
6	74,2
5	72,6
4	70,8
3	68,7
2	66,4
1	63,8

Tabla 8.7 Disminución porcentual para el corte basal por piso en la dirección X

Nivel	Disminución porcentual en Y
13	74,9
12	74,1
11	73,0
10	71,7
9	70,5
8	69,1
7	67,5
6	65,9
5	64,0
4	61,9
3	59,5
2	56,7
1	53,4

Tabla 8.8 Disminución porcentual para el corte basal por piso en la dirección Y

En las tablas 8.7 y 8.8 se aprecian las disminuciones porcentuales del corte por piso para cada una de las direcciones de la solicitación, demostrando que en promedio los cortes por piso disminuyeron un 74,6% en la dirección X y un 66,3% en la dirección Y. Esta reducción representa que el edificio aislado posee una mayor protección y menores costos por daños, ya que los elementos estructurales están menos solicitados manteniéndose en el rango elástico y además la reducción de la demanda de esfuerzos permite disminuir las secciones de los elementos y sus armaduras con la consecuente disminución de los costos por este motivo.

8.6. Elementos de hormigón armado

En este apartado se presentaran las disminuciones de las cuantías requeridas por los elementos escogidos, de acuerdo a los esfuerzos a los cuales se ven sometidos en cada uno de los casos (estructura aislada y estructura convencional), para lo cual se calculan las disminuciones porcentuales entre ambos casos y de esta manera se cuantifican las reducciones.

Nivel	Viga B-1	Viga B-2	Viga B-13	Viga B-19	Viga B-20
13	68,18	64,00	65,22	82,76	70,97
12	25,93	23,33	34,62	59,38	26,47
11	29,03	17,65	32,14	60,00	27,03
10	27,27	16,67	33,33	63,16	27,50
9	29,73	20,00	31,25	60,98	23,81
8	28,21	16,67	30,30	60,47	22,22
7	25,00	11,63	27,27	59,09	17,39
6	26,83	15,91	18,75	58,14	8,89
5	25,00	13,95	12,90	60,98	9,30
4	23,68	14,63	13,79	56,76	10,53
3	26,47	14,29	14,29	56,67	6,45
2	28,00	12,00	8,33	50,00	12,50
1	0,00	0,00	---	---	---

Tabla 8.9 Disminución porcentual para cuantías requeridas en vigas

Nivel	Muro 4-1	Muro T-1	Muro 2-10	Muro 4-2	Muro 9-2	Muro T-2
13	91,67	91,67	---	---	---	---
12	66,67	66,67	---	---	---	---
11	42,86	42,86	---	---	---	---
10	33,33	33,33	---	---	---	---
9	55,56	55,56	---	---	---	---
8	44,44	55,56	---	---	---	---
7	44,44	55,56	---	---	---	---
6	44,44	44,44	---	---	---	---
5	44,44	44,44	---	---	---	---
4	44,44	44,44	---	---	---	---
3	50,00	50,00	---	---	---	---
2	38,46	53,85	---	---	---	---
1	---	---	28,57	0,00	47,27	0,00

Tabla 8.10 Disminución porcentual para cuantías requeridas en muros

Como se observa en las tablas 8.9 y 8.10, las disminuciones porcentuales para las cuantías requeridas por los elementos (tanto muros como vigas) promedian una disminución de un 38,4%, dicha disminución refleja un panorama global de la disminución de esfuerzos que tiene la estructura aislada versus la convencional.

8.7. Comparación frente a sismo real

Para lograr cuantificar el beneficio real que agrega el sistema de aislación a la estructura, se realizara una comparación de la respuesta de ambas estructuras frente a un sismo real. Para esto se aplicara un acelerograma mediante análisis Tiempo-historia y se comparan sus desplazamientos de entre piso y aceleraciones por nivel, además se calcularan las disminuciones porcentuales entre ambos casos y así poder determinar cuánto disminuye en un caso real la respuesta de la estructura aislada.

Para que la comparación sea lo más real posible se ha escogido un sismo que ocurrió en la zona de emplazamiento de la estructura, el cual corresponde al

terremoto de Antofagasta ocurrido en 1995, con una magnitud de 8,0 grados en la escala de Richter. El registro del acelerograma se obtuvo de la página web de la Facultad de ciencias físicas y matemáticas de la Universidad de Chile [9].

	UxSx		UySy	
Nivel	**E. Convencional**	**E. Aislada**	**E. Convencional**	**E. Aislada**
P13	7,E-04	4,E-05	8,E-04	4,E-05
P12	8,E-04	4,E-05	8,E-04	4,E-05
P11	7,E-04	4,E-05	8,E-04	4,E-05
P10	8,E-04	4,E-05	6,E-04	4,E-05
P9	8,E-04	4,E-05	5,E-04	4,E-05
P8	8,E-04	4,E-05	5,E-04	4,E-05
P7	8,E-04	4,E-05	6,E-04	4,E-05
P6	7,E-04	4,E-05	6,E-04	4,E-05
P5	7,E-04	4,E-05	7,E-04	4,E-05
P4	7,E-04	4,E-05	7,E-04	4,E-05
P3	6,E-04	4,E-05	6,E-04	4,E-05
P2	5,E-04	4,E-05	5,E-04	4,E-05
P1	2,E-04	4,E-05	3,E-04	4,E-05

Tabla 8.11 Desplazamiento de entrepiso, centro de masa para ambas estructuras

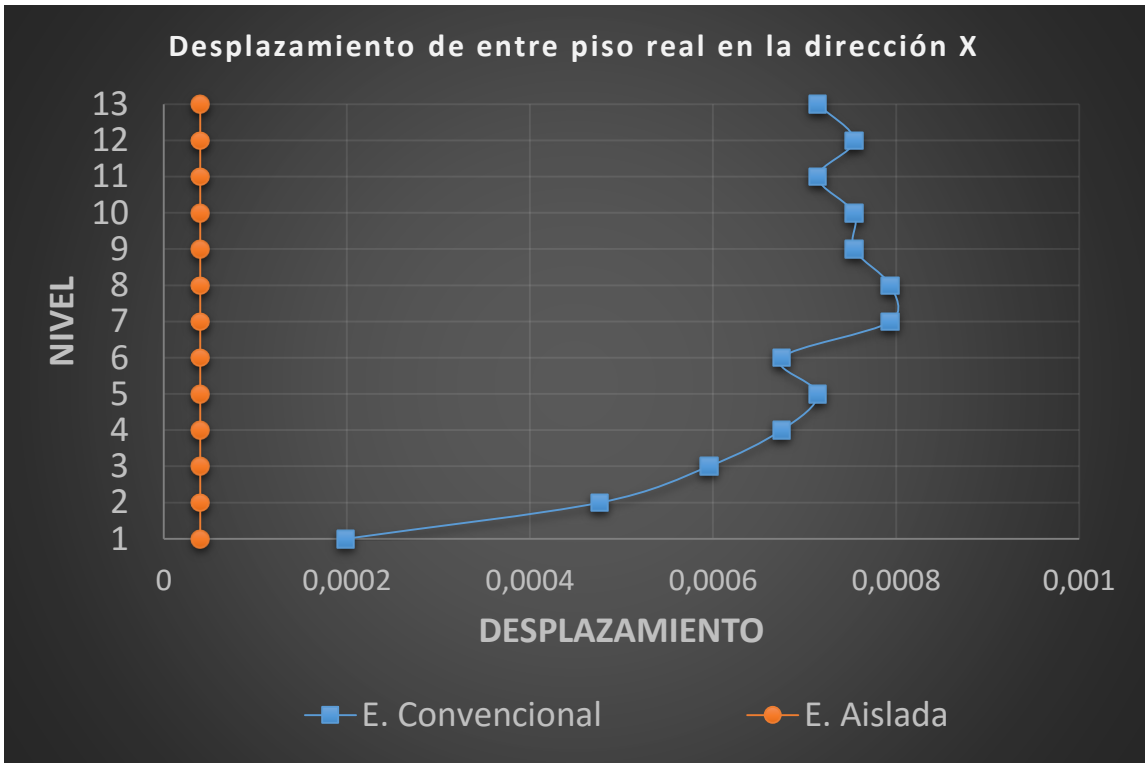

Figura 8.7 Desplazamiento de entre piso real en la dirección X

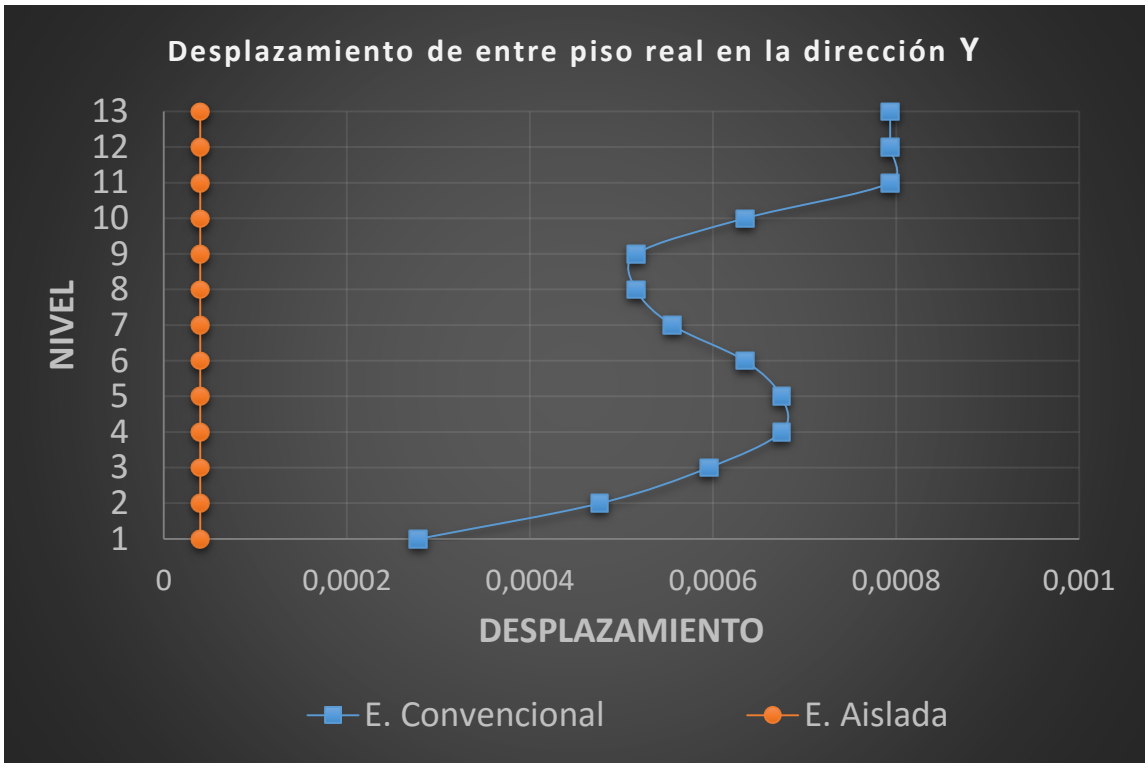

Figura 8.8 Desplazamiento de entre piso real en la dirección Y

Nivel	Disminución porcentual en X	Disminución porcentual en Y
P13	94,4	95,0
P12	94,7	95,0
P11	94,4	95,0
P10	94,7	93,8
P9	94,7	92,3
P8	95,0	92,3
P7	95,0	92,9
P6	94,1	93,8
P5	94,4	94,1
P4	94,1	94,1
P3	93,3	93,3
P2	91,7	91,7
P1	80,0	85,7

Tabla 8.12 Disminución porcentual para desplazamientos de entre piso en ambas direcciones

Como se observa de las tablas 8.11 y 8.12 en conjunto con las figuras 8.7 y 8.8, el desplazamiento de entre piso ante un sismo real son mucho menores en la estructura aislada y exhiben muy bajas amplificaciones en comparación a la estructura convencional, presentando unas disminuciones porcentuales promedio de un 93,1% en la dirección X y un 93,0% en la dirección Y, lo que indica una vez más las bondades y beneficios que se obtienen al aislar la estructura y además estas disminuciones porcentuales evidentemente son mayores a la comparación de cada estructura frente a su propio espectro, esto debido a que el espectro de la estructura convencional es mucho menor al espectro de la estructura aislada y en este caso ambas estructuras se enfrentan al mismo sismo.

	AxSx		**AySy**	
Nivel	**E. Convencional**	**E. Aislada**	**E. Convencional**	**E. Aislada**
P13	10,170	0,5644	11,110	0,5731
P12	8,139	0,5626	8,406	0,5687
P11	6,485	0,5608	5,697	0,5641
P10	5,131	0,5588	3,748	0,5591
P9	5,362	0,5567	5,440	0,5539
P8	5,958	0,5543	6,926	0,5485
P7	6,089	0,5515	7,654	0,543
P6	5,866	0,5484	7,873	0,5376
P5	5,848	0,5451	7,787	0,5327
P4	5,267	0,5416	7,260	0,5283
P3	4,127	0,5382	5,831	0,5245
P2	2,424	0,535	3,763	0,5213
P1	0,8907	0,5321	1,509	0,5185

Tabla 8.13 Aceleraciones en [m/s^2] por piso, en ambas direcciones para ambas estructuras

Figura 8.9 Aceleraciones reales por nivel en la dirección X

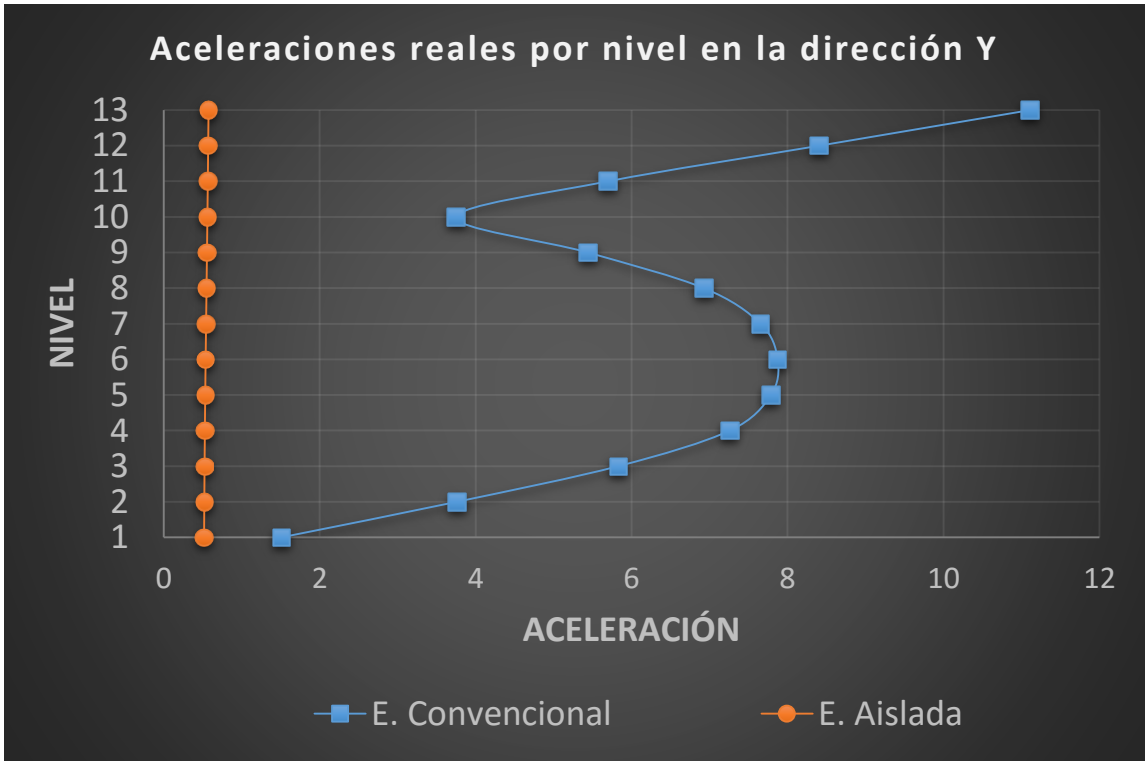

Figura 8.10 Aceleraciones reales por nivel en la dirección Y

Nivel	Disminución porcentual en X	Disminución porcentual en Y
P13	94,5	94,8
P12	93,1	93,2
P11	91,4	90,1
P10	89,1	85,1
P9	89,6	89,8
P8	90,7	92,1
P7	90,9	92,9
P6	90,7	93,2
P5	90,7	93,2
P4	89,7	92,7
P3	87,0	91,0
P2	77,9	86,1
P1	40,3	65,6

Tabla 8.14 Disminución porcentual para aceleraciones por nivel en ambas direcciones

Como se observa de las tablas 8.13 y 8.14 en conjunto con las figuras 8.9 y 8.10, las aceleraciones por nivel ante un sismo real son mucho menores en la estructura aislada y exhiben muy bajas amplificaciones en comparación a la estructura convencional, presentando unas disminuciones porcentuales promedio de un 85,8% en la dirección X y un 89,2% en la dirección Y, lo cual como ya se ha mencionado, ayuda a controlar el daño que sufren los contenidos de la estructura así como evitar que se genere pánico en las personas que habitan el edificio.

8.8. Estimación económica

Para realizar una estimación económica se considera que el valor aproximado del costo del sistema aislación incluyendo su instalación, tiene un valor aproximado de 1 UF/m^2. No se incluirá el costo de las conexiones flexibles entre la superestructura y subestructura, ya que su valor no es significativo respecto al sistema de aislación y el resto de la estructura. Tampoco se incluye el costo de las fundaciones, debido a que lo que interesa comparar es el costo de la estructura convencional frente a la superestructura y el sistema de aislación.

La estimación además de incluir el costo del sistema de aislación, se basa también en los m^3 de hormigón y kg de fierro a utilizar, comparando el caso de la estructura aislada (con reducciones de espesores en muros, sustitución de vigas de las terrazas e incorporación de vigas de amarre) y la convencional, además de otros costos directos que se resumen en las tablas. Es importante señalar que esta comparación y estimación se realiza dado el escenario económico actual del país, considerando los precios vigentes a la fecha. A continuación se presentan las tablas resumen con los datos para cada estructura.

Elemento	Cantidad	Unidad	Precio unitario UF	Precio Total UF
Hormigón Estructura	2.796	m^3	6,30	17.616,06
Fierro Estructura	292.607	kg	0,07	21.173,01
Arriendo de Maquinaria	13.824	hr	5,10	70.534,77
Mano de Obra	1	GL	22.592,06	22.592,06
Leyes sociales	22.592	%	0,29	6.551,70
Transporte	19.973	GL	1,27	25.455,21
Permisos	1	GL	7.868,56	7.868,56
Obras Previas	1	GL	3.147,42	3.147,42
Terminaciones	1	GL	125.000,00	125.000,00
Total				**299.938,78**

Tabla 8.15 Resumen económico del costo de la estructura convencional

Elemento	Cantidad	Unidad	Precio unitario UF	Precio Total UF
Hormigón Superestructura	2.792	m^3	6,30	17.588,34
Fierro Superestructura	219.141	kg	0,07	15.857,08
Arriendo de Maquinaria	13.824	hr	5,10	70.534,77
Mano de Obra	1	GL	22.592,06	22.592,06
Leyes sociales	22.592	%	0,29	6.551,70
Transporte	19.973	GL	1,27	25.455,21
Permisos	1	GL	7.868,56	7.868,56
Obras Previas	1	GL	3.147,42	3.147,42
Terminaciones	1	GL	125.000,00	125.000,00
Sistema de aislación	1	GL	9.945,00	9.945,00
Total				**304.540,13**

Tabla 8.16 Resumen económico del costo de la estructura aislada

Conforme a las tablas 8.15 y 8.16 y dado los costos finales para cada una de las estructuras, se proyecta un aumento de 1,53% en el costo de la estructura aislada respecto a la estructura de base fija.

CAPÍTULO IX

CONCLUSIONES

El resultado de la estructuración del edificio, así como las modificaciones en sus ejes resistentes y su posterior análisis modal espectral a través de su modelamiento en el software Etabs, otorgaron buenos resultados conforme a lo establecido en la norma NCh433. De esta manera los tres periodos fundamentales de la estructura se encuentran cercanos entre sí y debido a su magnitud señalan que la estructura es rígida, además dados sus porcentajes de participación modal la estructura no presenta acoplamiento por lo que no se genera sismo indirecto. En cuanto a los desplazamientos de entre piso, la razón tanto para desplazamientos medidos desde el centro de masa como para desplazamientos medidos desde el punto más desfavorable de la planta, cumplen con sus respectivas restricciones establecidas por la norma. Las aceleraciones presentan un claro aumento con la altura de la estructura, lo que se refleja en un aumento de los daños que pueden sufrir los contenidos de los departamentos conforme se encuentran más alto en el edificio. Por otro lado el corte basal en ambas direcciones de análisis se encuentran dentro del rango mínimo y máximo que establece la norma, por lo que no es necesario la reducción o aumento de los esfuerzos, desplazamientos y rotaciones para la estructura. Finalmente el diseño de los elementos de hormigón armado, correspondiente tanto a vigas como muros es satisfactorio, ya que no es necesario aumentar espesores de muros establecidos en el prediseño y estructuración del edificio.

Dada la alta rigidez que exhibe la estructura y la magnitud de las aceleraciones por piso, ambos aspectos unidos a la búsqueda de un mejor comportamiento estructural del edificio, fundamentan la idea de implementar un sistema de aislación basal.

Debido al conocimiento y sus buenos resultados a nivel nacional como internacional se procedió a escoger el sistema de aislación a implementar, el cual se compone de 16 aisladores de goma con núcleo de plomo, además se estableció el periodo objetivo en 3,3 segundos, lo que permite asegurar un buen comportamiento de la estructura, debido a su lejanía con el peak de aceleración presentado en el espectro.

El resultado del diseño del sistema de aislación así como el análisis modal espectral para la estructura aislada, otorgó buenos resultados conforme a lo establecido en la norma NCh2745, el código de diseño UBC97 y el código ASCE/SEI7-10. Tras el prediseño del sistema de aislación y posteriormente el proceso iterativo para su diseño y verificaciones, se logró definir las características mecánicas y geométricas de los dispositivos, además de asegurar un nivel de seguridad adecuado. El resultado final del diseño fue satisfactorio, ya que se obtuvieron dimensiones y propiedades de los aisladores adecuadas y factibles de encontrar en el mercado. El sistema final se compone de tres grupos de aisladores LRB y sus respectivas vigas de amarre, las cuales tras ser verificadas presentaron un buen comportamiento al resistir adecuadamente los esfuerzos a los cuales se ven sometidas.

El análisis modal espectral aplicado a la estructura aislada se desarrolló conforme a lo establecido en la norma NCh2745of2013, generando el espectro de diseño de pseudo-aceleración correspondiente para la zona sísmica y tipo de suelo en que se encuentra la estructura. Los resultados del análisis fueron los esperados, obteniendo un periodo de 3,18 segundos en el eje X y de 3,20 segundos en el eje Y, los cuales son muy cercanos entre sí con una razón de 1 entre ellos y además se asemejan bastante al periodo objetivo establecido en el diseño del sistema de aislación. En cuanto al periodo rotacional de la estructura aislada, este es de 2,78 segundos y presenta una razón de 1,15 respecto a los periodos traslacionales (1,15 es la recomendada), por lo que asegura un buen comportamiento del sistema. Respecto a sus porcentajes de participación modal, cada uno de los modos principales presenta un porcentaje cercano al 99%, el

cual es óptimo para la estructura aislada, quedando completamente definidos los periodos traslacionales y el rotacional, sin generar interferencia entre ellos y por ende no se produce acoplamiento ni sismo indirecto.

Los resultados de los parámetros de diseño escogidos para la evaluación fueron satisfactorios, en cuanto a los desplazamientos de entre piso, la razón tanto para desplazamientos medidos desde el centro de masa como para desplazamientos medidos desde el punto más desfavorable de la planta, otorgan valores mínimos, que se encuentran muy por debajo del límite establecido en la norma, esto se debe a que el desplazamiento se concentra en la interfaz de aislación, el cual alcanza el valor de 24,46 [cm], dicho valor a simple vista parece alto, pero se debe recordar que el sistema de aislación está diseñado para desplazarse de dicha manera. Las aceleraciones aunque aumentan con la altura de la estructura, presentan una amplificación muy leve y una magnitud muy baja, lo que ayuda a evitar el pánico en las personas que habitan el edificio.

Por otro lado el corte basal en ambas direcciones de análisis se encuentra sobre el mínimo establecido por la norma para la subestructura, pero por debajo de este para la superestructura, por lo que no es necesario aumentar los esfuerzos para la subestructura pero si para superestructura, multiplicándolos por un factor de 2. Finalmente el diseño de los elementos de hormigón armado, correspondiente tanto a vigas como muros es satisfactorio, ya que los esfuerzos que reciben estos elementos son muy bajos, permitiendo la utilización de armaduras mínimas a pesar de las reducciones en los espesores de muros y la sustitución de las vigas de las terrazas por barandas de cristal.

Tras el análisis comparativo, quedo demostrado los beneficios de la implementación del sistema de aislación, los cuales se ven reflejados tanto en los resultados de los parámetros de análisis modal como los parámetros de diseño. Los periodos de la estructura aislada presentan una razón muy próxima a 1, lo que indica que sin importar la dirección del sismo, el sistema de aislación y la estructura en sí se comportaran de igual manera sin comprometer el desempeño de la estructura, mientras que en la estructura de base fija su razón entre periodos

es de 1,15 lo que indica que uno de los ejes resistentes dependiendo de la dirección del sismo, siempre se verá más afectado que el otro. En cuanto a los porcentajes de participación modal, la estructura aislada los presenta en casi un 100% en los tres periodos fundamentales, mientras que la estructura de base fija son cercanos al 50% en los periodos traslacionales y 40% en el caso del rotacional, por lo que es necesario considerar más periodos (modos de vibrar) para lograr realizar correctamente el análisis de la estructura.

Los desplazamientos de entre piso sin considerar la interfaz de aislación (ya que no existe en el caso de la estructura de base fija), demuestran que la estructura aislada sufre menores desplazamientos que su símil de base fija y además sin mayores variaciones con la altura y con un comportamiento más uniforme, lo que refleja que la superestructura se comporta prácticamente como un cuerpo rígido, concentrado el desplazamiento en la interfaz de aislación. Dado lo anterior, la magnitud de los desplazamiento de entre piso presentaron disminuciones porcentuales para la estructura aislada, las cuales corresponden a un 57,3% para la dirección X y un 47,6% para la dirección Y.

Las aceleraciones por nivel son claramente menores en el caso aislado respecto a la estructura de base fija y además sus amplificaciones por la altura también son de una magnitud pequeña en comparación a la estructura convencional. La disminución de las aceleraciones se debe básicamente a que el sistema de aislación actúa como un filtro sobre la aceración del suelo que llega a la superestructura, reduciendo así la aceleración basal que le correspondería a la base de la superestructura en un 54,78%. Por otro lado las disminuciones porcentuales de las aceleraciones por nivel para la estructura aislada, corresponden a un 61,7% para la dirección X y un 64,1% para la dirección Y, esto indica que los momentos volcantes serán menores para la situación aislada.

El corte basal del sistema de aislación es mayor que el corte basal de la estructura de base fija, pero esto se debe al factor de seguridad explícito que se utiliza para el cálculo del corte en el caso del sistema de aislación, el cual debe entregar un corte basal más alto para asegurar un buen diseño y desempeño del

sistema de aislación. Por otro lado, la comparación correcta de corte basal, se debe realizar entre la base de la superestructura (caso aislado) y la base de la estructura de base fija, donde se aprecia que en el caso de la estructura aislada, este es menor que el de base fija ya que está por debajo del mínimo establecido por la norma. En el caso del corte por piso este también se ve reducido en el caso aislado y presenta una reducción más homogénea (lineal) con la altura respecto al mismo caso en la estructura de base fija, presentando disminuciones porcentuales de un 74,6% para la dirección X y un 66,3% para la dirección Y, por lo que el edificio aislado sufre daños menores que el caso convencional debido a que el corte basal representa el nivel de esfuerzos a los cuales se ve sometida la estructura cuando ocurre el sismo

En lo que respecta al diseño de elementos de hormigón armado, los esfuerzos de los elementos estructurales son notoriamente menores, lo que se traduce en que las cuantías requeridas por los elementos disminuyen aproximadamente un 38,4% respecto a las que presentó el edificio convencional, aun así es importante señalar que las cuantías mínimas establecidas por la norma son finalmente las que se deben utilizar a fin de asegurar el correcto desempeño de la estructura.

En cuanto a la comparación realizada frente a un sismo real, la respuesta de la estructura aislada es evidentemente mejor a la respuesta de la estructura convencional, presentando menores valores y amplificaciones tanto para los desplazamientos de entre piso así como para las aceleraciones por nivel que son los parámetros escogidos para esta comparación, obteniéndose disminuciones de un 93,1% para la dirección X y un 93% para la dirección Y en el caso de los desplazamientos y por otro lado se obtuvieron disminuciones de un 85,8% para la dirección X y un 89,2% para la dirección Y en el caso de las aceleraciones, lo que nuevamente demuestra que la superestructura se comporta como un cuerpo rígido disminuyendo los desplazamientos, además se demuestra el papel fundamental del sistema de aislación a la hora de absorber las aceleraciones del suelo que llegan a la superestructura. Esto deja en evidencia, que ante un caso

real la estructura aislada se comportara de mejor manera y no sufrirá daños (o serán mínimos).

Por lo tanto, considerando que el costo del sistema de aislación incluyendo su instalación posee un valor aproximado de 1 UF/m^2 y dadas las reducciones en las secciones de muros, el reemplazo de las vigas de las terrazas por barandas de cristal y la incorporación de vigas de amarre, se estima un aumento de 1,53% en el costo de la estructura aislada respecto a la de base fija. Dicho valor no incluye las conexiones flexibles entre la superestructura y subestructura, ya que su porcentaje en cuanto a costos no es significativo respecto al sistema de aislación y el costo de los elementos de hormigón armado.

A pesar de este ligero aumento en el costo, es de suma importancia señalar que posterior a un sismo, los beneficios económicos para la estructura aislada son bastante grandes, ya que tanto el sistema estructural como los contendidos no sufrirán daños, evitando la necesidad de realizar reparaciones que sí serían necesarias en el caso de la estructura de base fija, de esta manera, se evita caer en gastos extras post-sismo, los cuales pueden llegar incluso a superar el costo de la estructura en el caso de las estructuras convencionales. Este último punto es importante ya que otorga un plus en la venta de la estructura aislada, permitiendo incrementar el precio de venta de ésta, así se solventa este aumento en el costo y además se evita caer en gasto futuros por daños luego de ocurrido un sismo.

Finalmente se debe señalar que al implementar un sistema de aislación sísmica en la estructura, se logra un comportamiento estructural superior respecto a su versión de base fija, incorporando altos niveles de seguridad y protección sísmica tanto para la estructura como para los contenidos de la misma, así como disminuye sustancialmente la sensación sísmica para los ocupantes de la estructura lo que se traduce en un mayor confort para el usuario, quien estará dispuesto a pagar más por un mejor producto. De esta misma manera la estructura aislada es capaz de cumplir con los objetivos de desempeño establecidos en la norma NCh2745, los cuales exceden generosamente los

tradicionales de la norma NCh433 y además económicamente representa una opción totalmente competitiva, que al ser optimizada adecuadamente llega a ser solo un poco más costosa que su símil de base fija, puede ser vendida a un mayor precio debido a sus beneficios y no incurre en gasto extras luego de sufrir un sismo. Todo esto respalda claramente las ventajas de incluir un sistema de aislación en la estructura y de esta misma manera ayudar a informar sobre el tema y masificar la utilización de estos sistemas en el país.

BIBLIOGRAFÍA

[1] American Concrete Institute. (2008). ACI-318-08: Requisitos para Concreto Estructural. Farmington Hills, MI.

[2]American Society of Civil Engineers (2010). ASCE 7-10, Chapter 12 “Seismic Design Requirements for Building Structures”. Reston, Virginia.

[3] CDT (2011, noviembre). Protección sísmica de estructuras (Doc. Técnico N°29). Chile.

[4] Chile. Instituto Nacional de Normalización (2013). NCh 2745of2013 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica”. Santiago: INN.

[5] Chile. Instituto Nacional de Normalización (2010). NCh 3171of2010 “Diseño Estructural: Disposiciones generales y combinaciones de cargas”. Santiago: INN.

[6] Chile. Instituto Nacional de Normalización (2009). NCh 1537of2009 “Diseño Estructural de edificios: cargas permanentes y sobrecargas de uso”. Santiago: INN.

[7] Chile. Instituto Nacional de Normalización (1996). NCh 433of96mod2009 “Diseño sísmico de edificios”. Santiago: INN.

[8] De la Llera J. C., Alvarez M., Lüders C. (2004, Mayo). “Norma de aislamiento sísmico – sismos bajo control”. *BIT*, pp. 36-39.

[9] Departamento de Ingeniería Civil (DIC) – Universidad de Chile: registro sísmico de Antofagasta. Archivo descargado en Agosto, 2015, de Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, en la página web:

http://terremotos.ing.uchile.cl/

[10] Dynamic Isolation Systems (DIS), “Aislamiento Sismico: Para edificaciones y puentes”. Catálogo de productos, McCarran, Nevada.

[11] Ingeniería Civil UC, Departamento de Estructuras y Geotecnia (2009). “Aislación sísmica y disipación”. Santiago R.M.

[12] International Council of Building Officials (1997). Uniform building Code (UBC), Volume 2, Chapter 16 “Structural design requirements”. Whittier, CA.

[13] Mario Alvarez (SIRVE). (2010). SISTEMAS DE PROTECCION SISMICA: ESTRUCTURAS EN CHILE. Chile, R.M.: Autor.

[14] Mario Lafontaine. “Herramientas para modelación y análisis de edificios con aislación”. Chile. R.M.: Autor.

[15] Meza, I. B. (2010). “Guía de diseño sísmico de aisladores elastoméricos y de fricción para la Republica de Nicaragua”, Tesis de Maestría, Recinto universitario Pedro Arauz Palacios, Nicaragua.

[16] Naeim F. & Kelly J. M. (1999). Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice. Canada. Autor.

[17] Sirve. (2009).AISLAMMIENTO SISMICO: Conceptos y Aplicación. Autor

ANEXOS

A.I. Método de análisis conforme a NCh433 y DS61

La norma NCh433 permite usar 2 tipos de análisis:

Análisis estático: Este método de análisis se encuentra restringido por las siguientes condiciones:

- Estructuras que se encuentran en zona sísmicas I y II.

- Estructuras con no más de 5 pisos altura o mayor a 20 metros.

- Las estructuras de 6 a 15 pisos cuando se satisfagan las siguientes condiciones para cada dirección de análisis:

  i) Los cuocientes entre la altura total h del edificio y los períodos de los modos con mayor masa traslacional equivalente en las direcciones "x" e "y" (T_x y T_y respectivamente), deben ser iguales o superiores a 40 [m/s].

  ii) El sistema de fuerzas sísmicas horizontales del método estático debe ser tal que los esfuerzos de corte y momentos volcantes en cada nivel no difieran en más de 10% respecto del resultado obtenido mediante un análisis modal espectral con igual esfuerzo de corte basal.

Análisis modal espectral: Este método se puede aplicar a las estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico.

Debido a la ubicación y las características de la estructura, no se puede diseñar por método estático, debido a que presenta un mayor número de pisos a los que permite este método y además se encuentra en zona sísmica III, por lo que se usara el análisis modal espectral.

Procedimiento análisis modal espectral

Lo primero que se deben realizar es obtener los periodos naturales de vibración de la estructura, para lo cual ésta debe ser modelada en el software Etabs y se le debe aplicar un análisis modal.

Luego con los datos obtenidos del análisis modal se debe generar el espectro con que se analizará la estructura. El espectro de norma también requiere de otros parámetros que dependen de la ubicación, el tipo de suelo, características estructurales y de uso.

El espectro de Norma corresponde a un espectro de pseudo-aceleraciones y se confecciona mediante la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{SA_0\alpha}{(R^*/I)} \qquad (Ec.A.1)$$

Donde S, A_0 e I, se obtienen de tablas dependiendo de tipo de suelo, zona sísmica y categoría del edificio respectivamente, mientras que α y R* se obtienen de las ecuaciones A.2 y A.3 respectivamente:

$$\alpha = \frac{1 + 4{,}5\left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \qquad (Ec.A.2)$$

Donde T_n, es el periodo de vibración n de la estructura, T_0 y P, son parámetro que se obtiene de las propiedades del suelo.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0{,}10T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \qquad (Ec.A.3)$$

Donde T^* es el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis y R_0 es el factor de reducción según estructura resistente.

La estructura en estudio será construida en Antofagasta, cerca de la costa, por lo que dada la zonificación sísmica de la norma, se determina que se encuentra en zona sísmica III, los estudios mecánica de suelo indican que el terreno en que se construirá es tipo B (Roca blanda) como lo define el decreto supremo DS61, el sistema resistente de la estructura corresponde a muros de hormigón armado y su uso es para fines habitacionales.

Al ser para fines habitacionales y no contar con instalaciones que requieran mantener su funcionamiento durante o posterior a un sismo de gran intensidad, la norma categoriza a la estructura estudiada como tipo II, por lo que el factor de importancia I corresponde a 1,0.

Categoría del edificio	I
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

Tabla A.1. Valor coeficiente I, NCh433

Por su ubicación en la franja costera de la región de Antofagasta, la Norma según su zonificación sísmica ubica el terreno donde se emplazara la estructura en zona sísmica 3, con lo que se obtiene un factor de aceleración efectiva máxima A_0 que toma el valor de 0,40 y está expresada en termino de aceleración [g].

Zona sísmica	A_0
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Tabla A.2. Valor coeficiente I, NCh433

Debido al tipo de suelo del terreno donde se proyecta la estructura, los parámetros S, T_o, T, n, p, que dependen del suelo, serán: 0.9, 0.15 [s], 0.2 [s], 1 y 2 respectivamente.

Tipo de suelo	S	T_0(s)	T(s)	n	p
A	0,90	0,15	0,20	1,0	2,0
B	1,00	0,30	0,35	1,3	1,5
C	1,05	0,40	0,45	1,4	1,6
D	1,20	0,75	0,85	1,8	1,0
E	1,30	1,20	1,35	1,8	1,0
F	*	*	*	*	*

Tabla A.3. Valores de los parámetros dependientes del tipo de suelo, NCh 433

Dado al sistema resistente planteado, el factor de reducción de respuesta, R es de 7 y un factor R_0 de 11, lo que entrega un valor de coeficiente sísmico máximo, $C_{máx}$ de 0,35 SA_0/g, donde A_0 y S son valores definidos previamente de las tablas A.2 y A.3 respectivamente.

R	$C_{máx}$
2	0,90 SA_0/g
3	0,60 SA_0/g
4	0,550 SA_0/g
5,5	0,40 SA_0/g
6	0,35 SA_0/g
7	0,35 SA_0/g

Tabla A.4, Valores máximos del coeficiente sísmico C, NCh 433

Con los datos y formulas anteriores se confecciona el espectro de pseudo aceleraciones, para ambas direcciones de análisis, el cual se presenta en la Figura A.1.

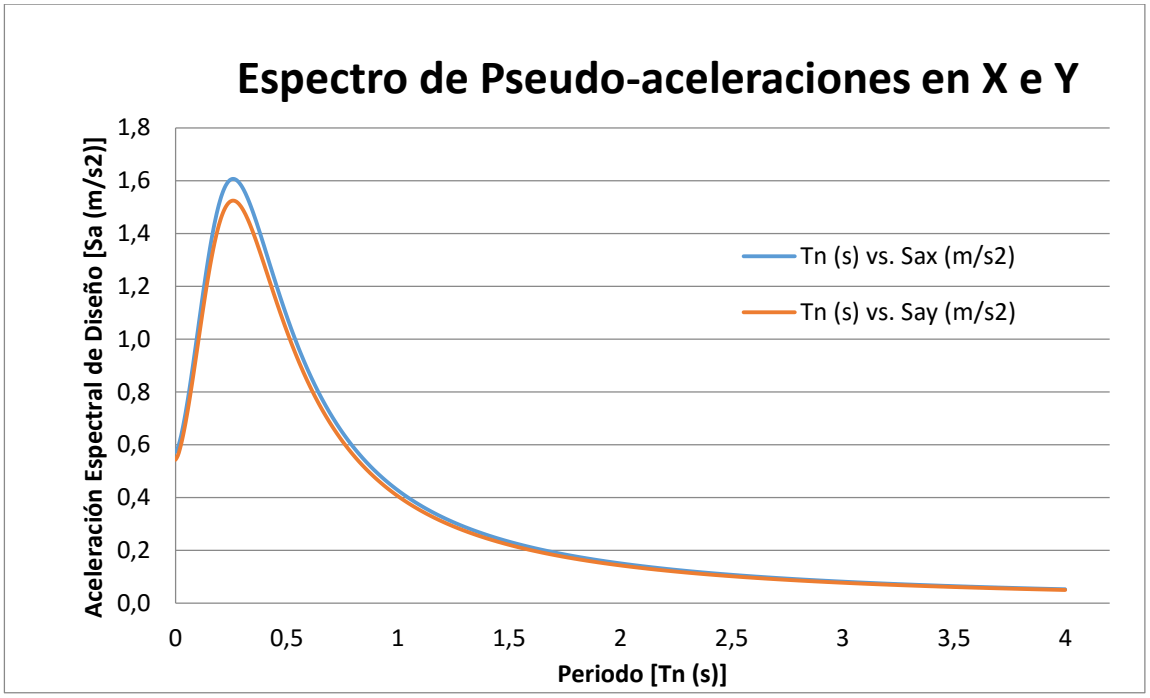

Figura A.1. Espectro de Pseudo-aceleraciones en X e Y

Se aprecia en azul el espectro correspondiente a las aceleraciones en el eje X de la estructura y en rojo las aceleraciones correspondientes al eje Y.

La norma, plantea un segundo espectro, el cual corresponde al “Espectro elástico de desplazamiento”, que se utiliza para determinar el desplazamiento lateral de diseño del techo y se determina dada la ecuación A.4.

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2}\alpha A_0 C_d^* \qquad (Ec.A.4)$$

En que A_0 proviene de la tabla A.2, α de la ecuación A.2 y C_d^* de la tabla A.5, según el tipo de suelo en que se fundara la estructura.

Tipo de suelo	C_d'	Rango de periodos
A	1,0 $0{,}95T_n^2 + 0{,}36T_n + 0{,}92$ $0{,}08T_n^2 - 0{,}9T_n + 3{,}24$	$T_n \leq 0{,}23$ seg $0{,}23$ seg $\leq T_n \leq 2{,}52$ seg $2{,}52$ seg $\leq T_n \leq 5{,}00$ seg
B	1,0 $0{,}95T_n + 0{,}55$ $0{,}065T_n^2 - 0{,}75T_n + 3{,}72$	$T_n \leq 0{,}47$ seg $0{,}47$ seg $\leq T_n \leq 2{,}02$ seg $2{,}02$ seg $\leq T_n \leq 5{,}00$ seg
C	1,0 $0{,}57T_n + 0{,}63$ $0{,}055T_n^2 - 0{,}63T_n + 2{,}83$	$T_n \leq 0{,}65$ seg $0{,}65$ seg $\leq T_n \leq 2{,}02$ seg $2{,}02$ seg $\leq T_n \leq 5{,}00$ seg
D	1,0 $1{,}1T_n$ 1,93	$T_n \leq 0{,}90$ seg $0{,}90$ seg $\leq T_n \leq 1{,}75$ seg $1{,}75$ seg $\leq Tn \leq 5{,}00$ seg

Tabla A.5, Valores del parámetro C_d', NCh 433

Con la formula y datos de las tablas mencionadas se confecciona el espectro de desplazamiento, el cual se muestra en la Figura A.2.

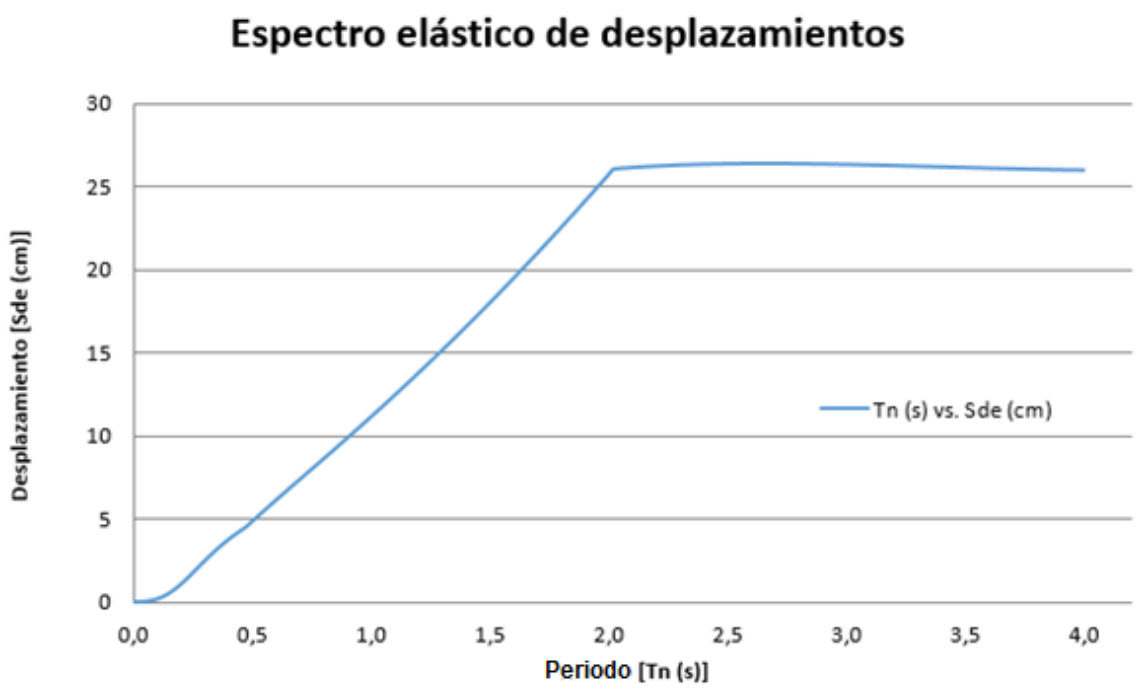

Figura A.2 Espectro elástico de desplazamientos

A.II. Prediseño

Lo primero es evaluar si el diseño propuesto por arquitectura requiere modificaciones mayores, como cambio o adición/retiro de elementos o cambio materialidad, los muros en una primera etapa cumplen con espesores mínimos de ACI-318-08 [1], y las losas no cubren grandes luces por lo que no es necesario agregar columnas o vigas de refuerzo o cambiar el espesor de la losa, por lo que no se efectúan modificaciones, en esta instancia.

A.III. Modelamiento

El modelo de la estructura se efectúa de manera detallada en el software Etabs, de manera detallada quiere decir que será lo más apegado a la estructura proyectada posible, en donde el cambio más significativo se encuentra en las escaleras, donde se proyecta la sobrecarga correspondiente sobre una losa continua.

Se deben aplicar las sobrecargas como se indica en NCh1537of2009 [6], que en el caso de la estructura en estudio corresponde aproximadamente a 175 [kg/m^2] de carga muerta o peso propio y 200 [kg/m^2] de carga viva o sobrecarga.

Para asignar la masa al modelo de la estructura, se debe seleccionar en el software la pestaña “mass source: from loads” como se indica en la Figura A.3.

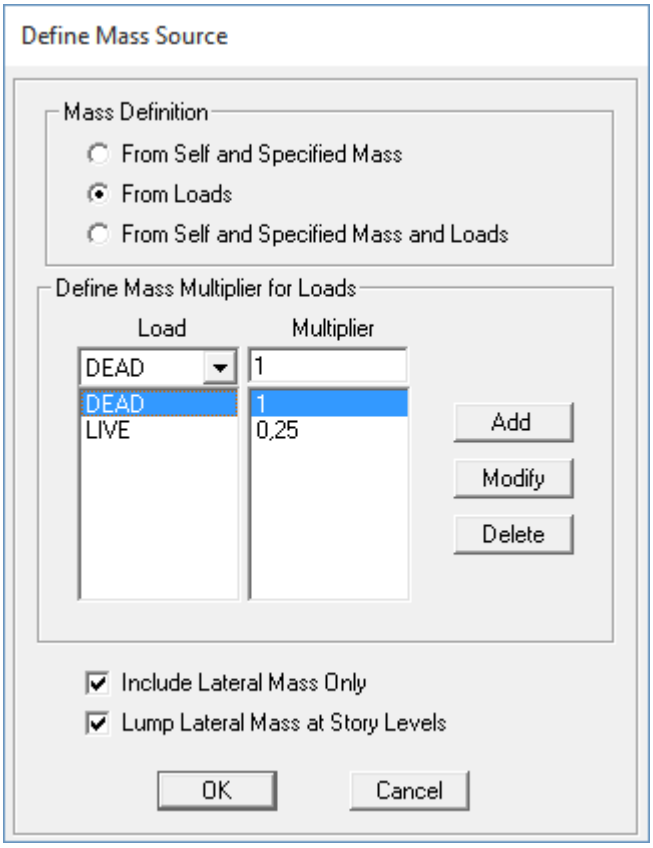

Figura A.3. Mass Source, Etabs

Posteriormente se ejecuta el análisis modal para así obtener los periodos naturales de vibración de la estructura y generar el espectro correspondiente a la norma. Luego se deben ingresar las combinaciones de carga muerta, carga viva y sismo, según NCh3171of2010 [5] y NCh433of96mod2009, para el diseño LRFD.

B.I. Diseño de elementos de Hormigón armado

El diseño de elementos de hormigón armado, se realiza acorde a la norma norteamericana ACI 318-2008 y sus modificaciones/adaptaciones según DS60, acorde a los capítulos diseño para cargas axiales y flexión, esfuerzo de corte y torsión, diseño de muros y consideraciones de elementos sismo resistente (ACI-318 cap.10, 11, 14, 21 respectivamente) para las combinaciones de carga viva, carga muerta y espectros en ambas direcciones, para el diseño mediante LRFD. Por lo tanto las combinaciones de carga a utilizar son:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L
- 1,2D + 1,0L + 1,4E_x
- 1,2D + 1,0L - 1,4E_x
- 1,2D + 1,0L + 1,4E_y
- 1,2D + 1,0L - 1,4E_y
- 0,9D + 1,4E_x
- 0,9D - 1,4E_x
- 0,9D + 1,4E_y
- 0,9D - 1,4E_y

Donde D corresponde a carga muerta, L a carga vida, Ex sismo en la dirección X y Ey sismo en la dirección Y.

Al realizar el análisis modal en el software ETABS, con las cargas descritas y condiciones estructurales ya mencionadas, se obtienen los esfuerzos de los elementos estructurales. Para evaluar el costo de inversión del sistema antisísmico se han seleccionado los elementos más cargados para su diseño, de manera de proyectar estos datos al resto de la estructura, como porcentaje representativo de armadura o cuantía, generando una aproximación de costos en acero y secciones.

Se diseñaran los elementos tipo viga, estos se designan como: B1, B2, B13, B19 y B20.

También se diseñaran los elementos tipo muro los cuales se identifican como “Piers” y se designan como: 2-10, 4-1, 4-2, 9-2, T-1 y T-2. Se debe mencionar que los muros 2-10, 4-2, 9-2 y T-2 solo se encuentran en el primer nivel de la estructura. A continuación en la figura B.1. se muestran los elementos que serán diseñados.

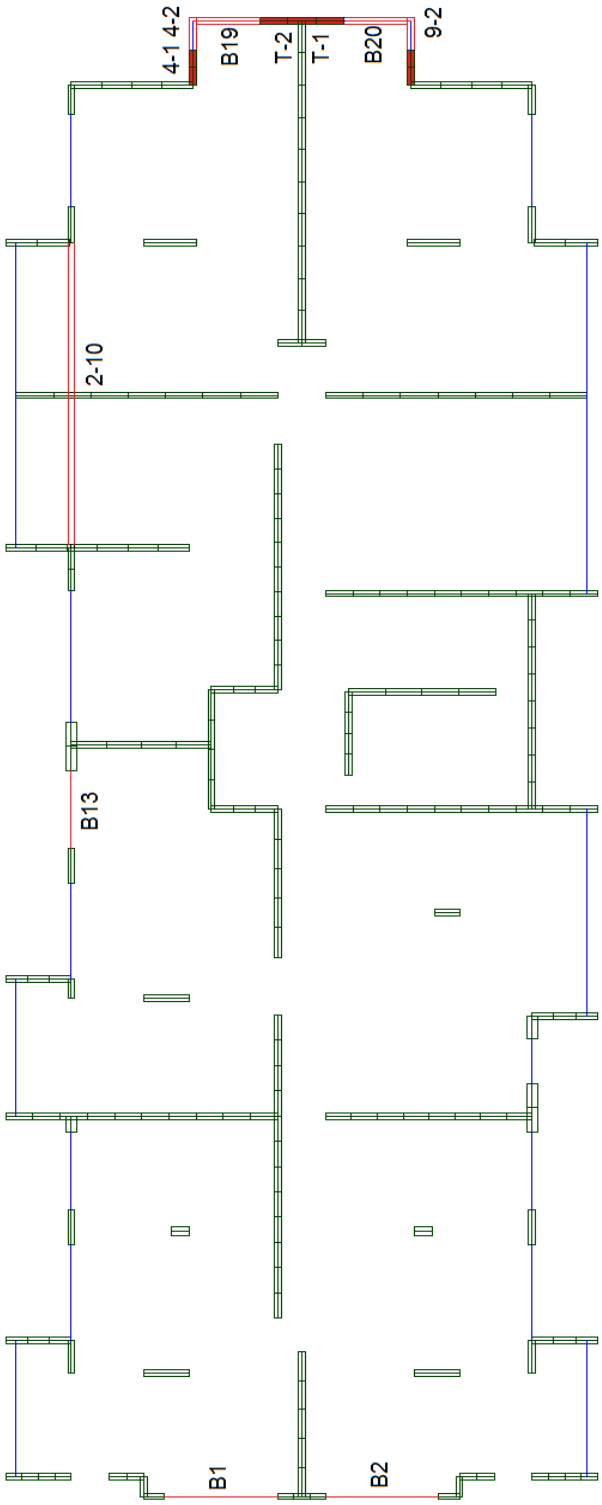

Figura B.1. Elementos escogidos para su diseño

B.II. Diseño de Vigas

Las vigas como se mencionó, se diseñan según ACI, específicamente los capítulos 10 y 11 (“flexión y cargas axiales”, “corte y torsión” respectivamente), pero debido a las cargas que estos elementos presentan solo se muestran las armaduras correspondientes a los esfuerzos de flexión y corte, dado que estos elementos no presentan cargas axiales y los esfuerzos de torsión presentes, pueden ser tomados por la armadura de corte sin problemas.

Se debe mencionar que todas las vigas resultaron simplemente armadas, por lo que no se especificara su armadura para flexo-compresión, la cual corresponde a la mínima que señala la norma. El enfoque del diseño se basa en la armadura a flexo-tracción y armadura de corte.

En las tablas B.1 a B.5 se muestran los esfuerzos resultantes de las condiciones estructurales y las combinaciones de carga presentadas, es decir, la magnitud de los esfuerzos de corte (V_u) y momento (M_u), además se exponen las armaduras de flexión.

En estas tablas se detalla: El esfuerzo de corte y momento que recibe el elemento, el nivel de la estructura donde se encuentra, la cuantía real necesaria para el elemento (ρ_R), la cuantía necesaria por norma para el elemento (ρ_N), área de acero requerida (As), área de acero dispuesta (As) y armadura dispuesta.

Nivel	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	ρ_R	ρ_N	As [cm^2]	Ad [cm^2]	Armadura Dispuesta
13	15.270	2.216.200	0,0022	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
12	18.300	2.677.100	0,0027	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
11	20.250	3.024.500	0,0031	0,0033	7,72	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
10	22.010	3.290.700	0,0033	0,0034	7,78	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
9	23.730	3.585.900	0,0037	0,0037	8,50	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
8	24.970	3.780.100	0,0039	0,0039	8,98	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
7	25.840	3.926.800	0,0040	0,0040	9,35	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
6	26.110	3.969.600	0,0041	0,0041	9,45	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
5	25.690	3.925.100	0,0040	0,0040	9,34	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
4	24.620	3.743.600	0,0038	0,0038	8,89	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
3	21.990	3.324.000	0,0034	0,0034	7,86	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
2	16.360	2.458.500	0,0025	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
1	1.390	75.900	0,0001	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25

Tabla B.1. Viga B-1, esfuerzos y diseño a flexión

Nivel	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	ρ_R	ρ_N	As [cm^2]	Ad [cm^2]	Armadura Dispuesta
13	16.840	2.468.000	0,0025	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
12	19.960	2.942.300	0,0030	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
11	21.920	3.293.800	0,0034	0,0034	7,77	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
10	23.700	3.562.100	0,0036	0,0036	8,43	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
9	25.460	3.862.600	0,0040	0,0040	9,19	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
8	26.700	4.057.900	0,0042	0,0042	9,67	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
7	27.580	4.205.400	0,0043	0,0043	10,06	12,32	Utilizar 2 barras ϕ 28
6	27.820	4.244.400	0,0044	0,0044	10,15	12,32	Utilizar 2 barras ϕ 28
5	27.340	4.166.800	0,0043	0,0043	9,96	12,32	Utilizar 2 barras ϕ 28
4	25.880	3.933.500	0,0041	0,0041	9,38	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
3	22.890	3.443.400	0,0035	0,0035	8,17	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
2	16.980	2.485.600	0,0025	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
1	1.390	75.900	0,0001	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25

Tabla B.2. Viga B-2, esfuerzos y diseño a flexión

Nivel	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	ρ_R	ρ_N	As [cm^2]	Ad [cm^2]	Armadura Dispuesta
13	18.130	2.284.800	0,0023	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
12	21.170	2.618.500	0,0026	0,0033	7,72	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
11	22.310	2.787.600	0,0028	0,0033	7,72	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
10	23.830	2.972.300	0,0030	0,0033	7,72	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
9	24.880	3.108.400	0,0032	0,0033	7,72	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
8	25.600	3.198.500	0,0033	0,0033	7,72	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
7	25.840	3.229.400	0,0033	0,0033	7,72	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
6	25.560	3.190.500	0,0032	0,0033	7,72	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
5	24.650	3.078.100	0,0031	0,0033	7,72	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
4	22.820	2.820.300	0,0029	0,0033	7,72	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
3	21.530	2.734.800	0,0028	0,0033	7,72	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
2	11.800	1.222.200	0,0012	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
1	1.020	40.700	0,0000	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25

Tabla B.3. Viga B-13, esfuerzos y diseño a flexión

Nivel	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	ρ_R	ρ_N	As [cm^2]	Ad [cm^2]	Armadura Dispuesta
13	15.930	2.826.800	0,0029	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
12	17.210	3.112.400	0,0032	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
11	18.670	3.389.700	0,0035	0,0035	8,02	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
10	20.190	3.684.700	0,0038	0,0038	8,75	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
9	21.520	3.939.700	0,0041	0,0041	9,38	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
8	22.510	4.130.500	0,0043	0,0043	9,85	12,32	Utilizar 2 barras ϕ 28
7	23.020	4.226.000	0,0044	0,0044	10,11	12,32	Utilizar 2 barras ϕ 28
6	22.860	4.196.500	0,0043	0,0043	10,03	12,32	Utilizar 2 barras ϕ 28
5	21.920	3.997.500	0,0041	0,0041	9,54	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
4	19.540	3.566.000	0,0037	0,0037	8,47	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
3	16.430	2.926.300	0,0030	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
2	1.200	835.800	0,0008	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25

Tabla B.4. Viga B-19, esfuerzos y diseño a flexión

Nivel	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	ρ_R	ρ_N	As [cm^2]	Ad [cm^2]	Armadura Dispuesta
13	17.320	3.033.300	0,0031	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
12	18.710	3.297.100	0,0034	0,0034	7,80	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
11	20.200	3.578.900	0,0037	0,0037	8,49	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
10	21.740	3.869.100	0,0040	0,0040	9,20	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
9	23.070	4.121.200	0,0042	0,0042	9,83	12,32	Utilizar 2 barras ϕ 28
8	24.040	4.304.900	0,0045	0,0045	10,31	12,32	Utilizar 2 barras ϕ 28
7	24.510	4.392.500	0,0046	0,0046	10,53	12,32	Utilizar 2 barras ϕ 28
6	24.270	4.346.900	0,0045	0,0045	10,41	12,32	Utilizar 2 barras ϕ 28
5	23.190	4.142.600	0,0043	0,0043	9,90	12,32	Utilizar 2 barras ϕ 28
4	20.680	3.667.300	0,0038	0,0038	8,71	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
3	17.570	3.081.200	0,0031	0,0033	7,72	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
2	1.100	770.400	0,0008	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25

Tabla B.5. Viga B-20, esfuerzos y diseño a flexión

En las tablas B.6 a B.10 se muestran las tablas resumen de corte, en estas tablas se detalla: El esfuerzo de corte nominal en la sección del elemento (V_n), el corte que puede tomar la sección de hormigón (V_c), el corte que debe tomar el área de acero (V_s), la cuantía real necesaria para el elemento (ρ_R),la armadura dispuesta para tomar el corte del acero donde se señalan los espaciamientos de la armadura y el diámetro propuesto, el esfuerzo de corte que puede tomar la armadura dispuesta ($V_{SDISPUESTO}$) y por último la cuantía de la armadura dispuesta (ρ_N).

Nivel	Vn [kg]	Vc [kg]	Vs [kg]	ρ_R	Armadura Dispuesta	$Vs_{DISPUESTO}$ [kg]	ρ_N
13	25.450	6.111	19.339	0,0020	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 25 cm	19.583	0,0020
12	30.500	6.111	24.389	0,0025	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0025
11	33.750	6.101	27.649	0,0028	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0031
10	36.683	6.101	30.583	0,0031	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
9	39.550	6.101	33.449	0,0034	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
8	41.617	6.101	35.516	0,0036	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
7	43.067	6.101	36.966	0,0038	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
6	43.517	6.101	37.416	0,0038	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
5	42.817	6.101	36.716	0,0038	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
4	41.033	6.101	34.933	0,0036	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
3	36.650	6.101	30.549	0,0031	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
2	27.267	6.101	21.156	0,0022	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0025
1	2.317	6.111	-	0,0000	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0013

Tabla B.6. Tabla resumen Corte Viga B-1

Nivel	Vn [kg]	Vc [kg]	Vs [kg]	ρ_R	Armadura Dispuesta	$Vs_{DISPUESTO}$ [kg]	ρ_N
13	28.067	6.111	21.956	0,0023	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0025
12	33.267	6.111	27.156	0,0028	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 18 cm	27.199	0,0028
11	36.533	6.111	30.422	0,0031	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 15 cm	32.638	0,0034
10	39.500	6.111	33.389	0,0034	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 14 cm	34.970	0,0036
9	42.433	6.101	36.333	0,0037	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
8	44.500	6.101	38.399	0,0039	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 18 cm	42.425	0,0044
7	45.967	6.093	39.874	0,0041	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 18 cm	42.425	0,0044
6	46.367	6.093	40.274	0,0041	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 18 cm	42.425	0,0044
5	45.567	6.093	39.474	0,0041	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 18 cm	42.425	0,0044
4	43.133	6.101	37.041	0,0038	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
3	38.150	6.111	32.049	0,0033	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 15 cm	32.638	0,0034
2	28.300	6.111	22.189	0,0023	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0025
1	2.317	6.111	-	0,0000	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0013

Tabla B.7. Tabla resumen Corte Viga B-2

Nivel	Vn [kg]	Vc [kg]	Vs [kg]	ρ_R	Armadura Dispuesta	$Vs_{DISPUESTO}$ [kg]	ρ_N
13	30.217	6.111	24.106	0,0025	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0025
12	35.283	6.101	29.183	0,0030	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0031
11	37.183	6.101	31.083	0,0032	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 22 cm	34.711	0,0036
10	39.717	6.101	33.616	0,0035	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 22 cm	34.711	0,0036
9	41.467	6.101	35.366	0,0036	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
8	42.667	6.101	36.566	0,0038	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
7	43.067	6.101	36.966	0,0038	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
6	42.600	6.101	36.499	0,0037	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
5	41.083	6.101	34.983	0,0036	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0039
4	38.033	6.101	31.933	0,0033	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 22 cm	34.711	0,0036
3	35.883	6.101	29.783	0,0031	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0031
2	19.667	6.111	13.556	0,0014	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 25 cm	19.583	0,0020
1	1.700	6.111	-	0,0000	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0013

Tabla B.8. Tabla resumen Corte Viga B-13

Nivel	Vn [kg]	Vc [kg]	Vs [kg]	ρ_R	Armadura Dispuesta	$Vs_{DISPUESTO}$ [kg]	ρ_N
13	26.550	6.111	20.439	0,0021	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 22 cm	22.253	0,0023
12	28.683	6.111	22.572	0,0023	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0025
11	31.117	6.101	25.016	0,0026	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 28 cm	27.273	0,0028
10	33.650	6.101	27.549	0,0028	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0031
9	35.867	6.101	29.766	0,0031	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0031
8	37.517	6.093	31.424	0,0032	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 22 cm	34.666	0,0036
7	38.367	6.093	32.274	0,0033	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 22 cm	34.666	0,0036
6	38.100	6.093	32.007	0,0033	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 22 cm	34.666	0,0036
5	36.533	6.101	30.433	0,0031	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0031
4	32.567	6.101	26.466	0,0027	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 28 cm	27.273	0,0028
3	27.383	6.111	21.272	0,0022	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 22 cm	22.253	0,0023
2	2.000	6.111	-	0,0000	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0013

Tabla B.9. Tabla resumen Corte Viga B-19

Nivel	Vn [kg]	Vc [kg]	Vs [kg]	ρ_R	Armadura Dispuesta	$Vs_{DISPUESTO}$ [kg]	ρ_N
13	28.867	6.111	22.756	0,0023	Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0025
12	31.183	6.101	25.083	0,0026	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 28 cm	27.273	0,0028
11	33.667	6.101	27.566	0,0028	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0031
10	36.233	6.101	30.133	0,0031	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0031
9	38.450	6.093	32.357	0,0033	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 22 cm	34.666	0,0036
8	40.067	6.093	33.974	0,0035	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 22 cm	34.666	0,0036
7	40.850	6.093	34.757	0,0036	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.133	0,0039
6	40.450	6.093	34.357	0,0035	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 22 cm	34.666	0,0036
5	38.650	6.093	32.557	0,0033	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 22 cm	34.666	0,0036
4	34.467	6.101	28.366	0,0029	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0031
3	29.283	6.101	23.183	0,0024	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 28 cm	27.273	0,0028
2	1.833	6.111	-	0,0000	Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 40 cm	12.239	0,0013

Tabla B.10. Tabla resumen Corte Viga B-20

B.III. Diseño de Muros

Los muros se diseñan según ACI, específicamente el capítulo 14 y 21. En las tablas B.11 a B.16 se muestran los esfuerzos resultantes de las condiciones estructurales y las combinaciones de carga presentadas, es decir, la magnitud de los esfuerzos de axiales (P_u) de corte (V_u) y momento (M_u), además se exponen las armaduras de flexión compuesta y el porcentaje de cuantía mínima.

En estas tablas se detalla: El esfuerzo axial, esfuerzo de corte y momento que recibe el elemento, el nivel de la estructura donde se encuentra, el requerimiento de armadura para todas las capas según el porcentaje de cuantía mínima (**ρt**) (obtenido de los diagramas de interacción Mu/Pu) y las capas de armadura dispuestas.

Nivel	Pu [kg]	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	As = As' [cm^2]	1º capa	2º capa	3º capa	4º capa	ρt
1	940.540	435.660	140.621.800	25,38	2ϕ22	2ϕ18	2ϕ18	2ϕ22	0,280

Tabla B.11. Muro 2-10, esfuerzos y diseño a flexión compuesta

Nivel	Pu [kg]	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	As = As' [cm^2]	1º capa	2º capa	3º capa	4º capa	ρt
13	6.830	9.340	1.212.100	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,60
12	16.910	11.970	1.517.100	5,15	2ϕ10	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ10	0,45
11	23.820	12.770	1.622.700	5,15	2ϕ10	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ10	0,35
10	29.830	14.490	1.832.500	6,28	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	0,30
9	34.760	15.790	1.997.900	6,28	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	0,45
8	39.940	16.950	2.142.700	7,67	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	0,45
7	47.920	17.760	2.245.900	7,67	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	0,45
6	56.270	18.190	2.298.100	7,67	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	0,45
5	64.610	18.140	2.296.300	7,67	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	0,45
4	74.270	17.810	2.270.200	7,67	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	0,45
3	83.560	16.380	2.089.700	7,67	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ10	0,50
2	111.020	22.450	3.183.200	12,57	2ϕ16	2ϕ12	2ϕ12	2ϕ16	0,65

Tabla B.12. Muro 4-1, esfuerzos y diseño a flexión compuesta

Nivel	Pu [kg]	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	As = As' [cm^2]	1º capa	2º capa	3º capa	4º capa	ρt
1	108.410	50.700	7.178.300	12,57	2ϕ16	2ϕ12	2ϕ12	2ϕ16	0,45

Tabla B.13. Muro 4-2, esfuerzos y diseño a flexión compuesta

Nivel	Pu [kg]	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	As = As' [cm^2]	1º capa	2º capa	3º capa	4º capa	ρt
1	110.550	57.770	8.113.300	16,08	2ϕ16	2ϕ16	2ϕ16	2ϕ16	0,55

Tabla B.14. Muro 9-2, esfuerzos y diseño a flexión compuesta

Nivel	Pu [kg]	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	As = As' [cm^2]	1º capa	2º capa	3º capa	4º capa	ρt
13	12.300	31.990	4.414.800	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,60
12	27.940	40.670	5.514.200	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,45
11	37.580	44.530	6.003.300	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,35
10	46.830	48.750	6.478.600	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,30
9	64.150	52.680	6.867.400	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,45
8	87.930	55.870	7.118.500	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,45
7	115.840	57.990	7.439.200	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,45
6	147.450	58.650	7.755.900	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,45
5	182.830	57.430	7.892.100	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,45
4	223.080	53.850	7.800.700	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,45
3	269.170	45.020	7.050.600	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,50
2	337.780	59.990	12.029.000	4,02	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,65

Tabla B.15. Muro T-1, esfuerzos y diseño a flexión compuesta

Nivel	Pu [kg]	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	As = As' [cm^2]	1º capa	2º capa	3º capa	4º capa	ρt
1	490.290	141.900	29.571.700	16,08	2ϕ16	2ϕ16	2ϕ16	2ϕ16	0,35

Tabla B.16. Muro T-2, esfuerzos y diseño a flexión compuesta

En las tablas B.17 a B.22. se muestran las tablas resumen de corte, en estas tablas se detalla: El corte que puede soportar la sección transversal de Hormigón (V_c), la cuantía requerida real (ρ_R), la cuantía requerida por norma (ρt), el corte que debe solventar la armadura según la cuantía requerida (V_s), la cuantía dispuesta (ρd) y por último la especificación de la distribución con diámetro y espaciamiento en centímetros.

Nivel	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
1	249.333	0,0030	0,0030	476.767	0,0039	D.M.H. ϕ10@25

Tabla B.17. Tabla resumen Corte Muro 2-10

Nivel	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
13	14.400	0,0001	0,0025	22.680	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
12	14.400	0,0006	0,0025	22.680	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
11	14.400	0,0008	0,0025	22.680	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
10	14.400	0,0011	0,0025	22.680	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
9	14.400	0,0013	0,0025	22.680	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
8	14.400	0,0015	0,0025	22.680	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
7	14.400	0,0017	0,0025	22.680	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
6	14.400	0,0018	0,0025	22.680	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
5	14.400	0,0017	0,0025	22.680	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
4	14.400	0,0017	0,0025	22.680	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
3	14.400	0,0014	0,0025	22.680	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
2	14.400	0,0025	0,0025	23.017	0,0031	D.M.H. ϕ10@25

Tabla B.18. Tabla resumen Corte Muro 4-1

Nivel	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
1	26.400	0,0035	0,0035	58.100	0,0039	D.M.H. ϕ10@20

Tabla B.19. Tabla resumen Corte Muro 4-2

Nivel	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
1	26.400	0,0042	0,0042	69.883	0,0045	D.M.H. ϕ12@25

Tabla B.20. Tabla resumen Corte Muro 9-2

Nivel	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
13	32.533	0,0010	0,0025	51.240	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
12	32.533	0,0017	0,0025	51.240	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
11	32.533	0,0020	0,0025	51.240	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
10	32.533	0,0024	0,0025	51.240	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
9	32.533	0,0027	0,0027	55.267	0,0039	D.M.H. ϕ10@20
8	32.533	0,0030	0,0030	60.583	0,0039	D.M.H. ϕ10@20
7	32.533	0,0031	0,0031	64.117	0,0039	D.M.H. ϕ10@20
6	32.533	0,0032	0,0032	65.217	0,0039	D.M.H. ϕ10@20
5	32.533	0,0031	0,0031	63.183	0,0039	D.M.H. ϕ10@20
4	32.533	0,0028	0,0028	57.217	0,0039	D.M.H. ϕ10@20
3	32.533	0,0021	0,0025	51.240	0,0039	D.M.H. ϕ10@20
2	32.533	0,0033	0,0033	67.450	0,0039	D.M.H. ϕ10@20

Tabla B.21. Tabla resumen Corte Muro T-1

Nivel	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
1	84.533	0,0029	0,0029	151.967	0,0039	D.M.H. ϕ10@20

Tabla B.22. Tabla resumen Corte Muro T-2

C.I. Diseño de Aisladores

Rigidez Preliminar K_H 1,773 [MN/m]

Espesor de goma Hr 0,17 [m]

Espesor capa de goma A tr^A 0,80 [cm]
Espesor capa de goma B tr^B 0,80 [cm]
Espesor capa de goma C tr^C 0,80 [cm]

N° capas de goma A n^A 22
N° capas de goma B n^B 22
N° capas de goma C n^C 22

Área de goma A A^A 0,7409 [m^2]
Área de goma B A^B 0,6444 [m^2]
Área de goma C A^C 0,4781 [m^2]

Diámetro estimado núcleo de Plomo A Φ^{PA} 0,17 [m]
Diámetro estimado núcleo de Plomo B Φ^{PB} 0,16 [m]
Diámetro estimado núcleo de Plomo C Φ^{PC} 0,14 [m]

Área de núcleo de plomo A A^{PA} 0,0227 [m^2]
Área de núcleo de plomo B A^{PB} 0,0201 [m^2]
Área de núcleo de plomo C A^{PC} 0,0154 [m^2]

Diámetro exterior A Φ^A 0,9200 [m]
Diámetro exterior B Φ^B 0,8000 [m]
Diámetro exterior C Φ^C 0,7471 [m]

Módulo de corte A G^A 0,4176 [Mpa]
Módulo de corte B G^B 0,4839 [Mpa]
Módulo de corte C G^C 0,6402 [Mpa]

Factor de forma Tipo A S^A 30,03
Factor de forma Tipo B S^B 27,88
Factor de forma Tipo C S^C 24,23

Rigidez post-fluencia A Kp^A 2,0384 [MN/m]
Rigidez post-fluencia B Kp^B 2,0384 [MN/m]
Rigidez post-fluencia C Kp^C 2,0384 [MN/m]

Rigidez inicial A Ki^A 14,27 [MN/m]
Rigidez inicial B Ki^B 14,27 [MN/m]
Rigidez inicial C Ki^C 14,27 [MN/m]

Capacidad de carga aislador sin deformación lateral A Q^A 22,6980 [ton]
Capacidad de carga aislador sin deformación lateral B Q^B 20,1062 [ton]
Capacidad de carga aislador sin deformación lateral C Q^C 15,3938 [ton]

Desplazamiento de Fluencia A Dy^A 0,0182 [m]
Desplazamiento de Fluencia B Dy^B 0,0161 [m]
Desplazamiento de Fluencia C Dy^C 0,0123 [m]

Fuerza de Fluencia A Fy^A 26,4810 [ton]
Fuerza de Fluencia B Fy^B 23,4572 [ton]
Fuerza de Fluencia C Fy^C 17,9594 [ton]

Rigidez efectiva (conjunto A) K_{eff}^A 9,0636 [MN/m]
Rigidez efectiva (conjunto B) K_{eff}^B 17,1133 [MN/m]
Rigidez efectiva (conjunto C) K_{eff}^C 8,7708 [MN/m]

Rigidez efectiva aislador A K_{eff}^A 2,2659 [MN/m]
Rigidez efectiva aislador B K_{eff}^B 2,1392 [MN/m]
Rigidez efectiva aislador C K_{eff}^C 2,1927 [MN/m]

Amortiguamiento Efectivo A β_{ef}^A 0,2366
Amortiguamiento Efectivo B β_{ef}^B 0,2241
Amortiguamiento Efectivo C β_{ef}^C 0,1701

Rigidez del sistema K_H 34,95 [MN/m]

Periodo de la estructura T_D 3,15 [seg]

Amortiguamiento compuesto β_D 0,2138

Módulo de compresión goma-acero tipo A E_C^A 901,40 [MN/m^2]
Módulo de compresión goma-acero tipo B E_C^B 901,12 [MN/m^2]
Módulo de compresión goma-acero tipo C E_C^C 900,98 [MN/m^2]

Rigidez vertical aislador tipo A K_Z^A 3.826,18 [MN/m]
Rigidez vertical aislador tipo B K_Z^B 3.300,62 [MN/m]
Rigidez vertical aislador tipo C K_Z^C 2.494,38 [MN/m]

Frecuencia horizontal f_H 0,32 [Hz]

Relación de Frecuencias tipo A $(f_V/f_H)^A$ 46,46
Relación de Frecuencias tipo B $(f_V/f_H)^B$ 43,15
Relación de Frecuencias tipo C $(f_V/f_H)^C$ 37,51

Frecuencia vertical tipo A f_V^A 14,74 [Hz]
Frecuencia vertical tipo B f_V^B 13,69 [Hz]
Frecuencia vertical tipo C f_V^C 11,90 [Hz]

Espesor capa de acero A ts^A 0,40 [cm]
Espesor capa de acero B ts^B 0,40 [cm]
Espesor capa de acero C ts^C 0,40 [cm]

Tensión máxima de tracción en las placas tipo A σ_S^A 360,00 [kg/cm^2]
Tensión máxima de tracción en las placas tipo B σ_S^B 360,00 [kg/cm^2]
Tensión máxima de tracción en las placas tipo C σ_S^C 360,00 [kg/cm^2]

Tensión de trabajo admisible σ_{ADM} 1.800,00 [kg/cm^2]

Número de capas de acero Tipo A n_S^A 21
Número de capas de acero Tipo B n_S^B 21
Número de capas de acero Tipo C n_S^C 21

Altura parcial del aislador Tipo A h^A 26,00 [cm]
Altura parcial del aislador Tipo B h^B 26,00 [cm]
Altura parcial del aislador Tipo C h^C 26,00 [cm]

Espesor Placas de acero para anclaje t_{ext} 4,40 [cm]

Altura total del aislador Tipo A	H^A	34,80	[cm]
Altura total del aislador Tipo B	H^B	34,80	[cm]
Altura total del aislador Tipo C	H^C	34,80	[cm]

C.II. Verificación del Pandeo

Inercia Tipo A	I^A	4.711.214,81	[cm^4]
Inercia Tipo B	I^B	3.513.368,73	[cm^4]
Inercia Tipo C	I^C	2.008.733,56	[cm^4]

Rigidez de inclinación (tilting) Tipo A	$(EI)_{eff}^A$	141.556,05	[MN-cm^2]
Rigidez de inclinación (tilting) Tipo B	$(EI)_{eff}^B$	105.531,87	[MN-cm^2]
Rigidez de inclinación (tilting) Tipo C	$(EI)_{eff}^C$	60.327,37	[MN-cm^2]

Carga de Pandeo de Euler Tipo A	P_E^A	2.066,72	[MN]
Carga de Pandeo de Euler Tipo B	P_E^B	1.540,77	[MN]
Carga de Pandeo de Euler Tipo C	P_E^C	880,78	[MN]

Área de corte efectiva Tipo A	A_s^A	11.036,27	[cm^2]
Área de corte efectiva Tipo B	A_s^B	9.523,31	[cm^2]
Área de corte efectiva Tipo C	A_s^C	7.198,17	[cm^2]

Rigidez de corte efectiva Tipo A	P_s^A	0,46	[MN]
Rigidez de corte efectiva Tipo B	P_s^B	0,46	[MN]
Rigidez de corte efectiva Tipo C	P_s^C	0,46	[MN]

Carga critica Tipo A	P_{crit}^A	30,86	[MN]
Carga critica Tipo B	P_{crit}^B	26,65	[MN]
Carga critica Tipo C	P_{crit}^C	20,15	[MN]

Factor de seguridad Tipo A	P_{crit}/P_{MAX}	3,54
Factor de seguridad Tipo B	P_{crit}/P_{MAX}	3,51
Factor de seguridad Tipo C	P_{crit}/P_{MAX}	3,58

C.III. Verificación del Volcamiento

Desplazamiento Total máximo D_{TM} 31,43 [cm]

Desplazamiento máximo admisible Tipo A D_{MAX}^{A} 90,91 [cm]
Desplazamiento máximo admisible Tipo B D_{MAX}^{B} 83,89 [cm]
Desplazamiento máximo admisible Tipo C D_{MAX}^{C} 70,58 [cm]

Tipo A Cumple
Tipo B Cumple
Tipo C Cumple

D.I. Diseño de Elementos estructura aislada

Siguiendo el mismo proceso y las consideraciones del anexo B, para el armado de elementos tipo viga y tipo muro, se presentan las siguientes tablas de esfuerzos en los elementos seleccionados previamente, cabe destacar que se mantienen las condiciones de carga propuestas en el anexo comentado.

Se debe considerar que al usar aislación basal y métodos de análisis dinámicos se reducen ciertas solicitaciones, mediante el factor R y la acción propia de los aisladores.

D.II. Diseño de vigas

En las tablas D.1 a D.5 se muestran los esfuerzos resultantes de las condiciones estructurales y las combinaciones de carga presentadas, es decir, la magnitud de los esfuerzos de corte (V_u) y momento (M_u), además se exponen las armaduras de flexión.

En estas tablas se detalla: El esfuerzo de corte y momento que recibe el elemento, el nivel de la estructura donde se encuentra, la cuantía real necesaria para el elemento (ρ_R), la cuantía necesaria por norma para el elemento (ρ_N), área de acero requerida (As), área de acero dispuesta (As) y armadura dispuesta.

Nivel	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	ρ_R	ρ_N	As [cm^2]	Ad [cm^2]	Armadura Dispuesta
13	5.750	699.200	0,0007	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
12	14.410	2.009.700	0,0020	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
11	15.820	2.209.500	0,0022	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
10	16.820	2.400.600	0,0024	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
9	17.800	2.539.600	0,0026	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
8	19.140	2.765.500	0,0028	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
7	20.500	2.984.900	0,0030	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
6	20.833	2.958.200	0,0030	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
5	19.987	2.976.329	0,0030	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
4	19.057	2.819.794	0,0029	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
3	17.178	2.503.025	0,0025	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
2	12.981	1.804.731	0,0018	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
1	1.117	57.689	0,0001	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25

Tabla D.1. Viga B-1, esfuerzos y diseño a flexión para la estructura aislada

Nivel	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	ρ_R	ρ_N	As [cm^2]	Ad [cm^2]	Armadura Dispuesta
13	6.920	886.500	0,0009	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
12	17.630	2.290.700	0,0023	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
11	19.280	2.767.100	0,0028	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
10	20.290	2.962.100	0,0030	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
9	21.400	3.120.400	0,0032	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
8	22.990	3.389.000	0,0035	0,0035	8,02	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
7	23.632	3.661.700	0,0038	0,0038	8,69	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
6	24.088	3.608.924	0,0037	0,0037	8,56	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
5	18.290	3.593.340	0,0037	0,0037	8,56	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
4	17.431	3.395.016	0,0035	0,0035	8,05	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
3	19.960	2.977.051	0,0030	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
2	14.757	2.152.074	0,0022	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
1	1.221	65.992	0,0001	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25

Tabla D.2. Viga B-2, esfuerzos y diseño a flexión para la estructura aislada

Nivel	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	ρ_R	ρ_N	As [cm^2]	Ad [cm^2]	Armadura Dispuesta
13	6.840	758.100	0,0008	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
12	14.570	1.736.100	0,0017	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
11	16.520	1.924.700	0,0019	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
10	16.990	2.010.600	0,0020	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
9	18.080	2.138.400	0,0022	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
8	19.090	2.268.900	0,0023	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
7	20.240	2.406.900	0,0024	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
6	21.390	2.545.500	0,0026	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
5	22.530	2.681.300	0,0027	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
4	20.800	2.473.773	0,0025	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
3	19.776	2.379.049	0,0024	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
2	10.878	1.071.214	0,0011	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25
1	944	35.697	0,0000	0,0033	7,73	9,81	Utilizar 2 barras ϕ 25

Tabla D.3. Viga B-13, esfuerzos y diseño a flexión para la estructura aislada

Nivel	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	ρ_R	ρ_N	As [cm^2]	Ad [cm^2]	Armadura Dispuesta
13	5.570	1.004.100	0,0005	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
12	15.010	2.808.600	0,0013	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
11	16.000	3.002.200	0,0014	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
10	16.990	3.195.400	0,0014	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
9	18.290	3.448.500	0,0016	0,0035	8,15	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
8	19.640	3.711.700	0,0017	0,0038	8,80	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
7	20.960	3.860.046	0,0018	0,0040	9,18	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
6	21.081	3.885.228	0,0018	0,0040	9,18	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
5	20.304	3.704.110	0,0016	0,0038	8,80	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
4	18.118	3.307.578	0,0016	0,0034	7,82	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
3	15.288	2.734.430	0,0013	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
2	1.126	786.903	0,0004	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25

Tabla D.4. Viga B-19, esfuerzos y diseño a flexión para la estructura aislada

Nivel	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	ρ_R	ρ_N	As [cm^2]	Ad [cm^2]	Armadura Dispuesta
13	5.060	906.500	0,0009	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
12	13.560	2.526.000	0,0025	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
11	14.450	2.700.900	0,0027	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
10	15.460	2.897.400	0,0029	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
9	16.810	3.159.100	0,0032	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
8	18.240	3.437.900	0,0035	0,0035	8,13	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
7	19.660	3.715.700	0,0038	0,0038	8,81	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
6	20.930	3.963.600	0,0041	0,0041	9,42	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
5	20.964	3.798.446	0,0039	0,0039	9,01	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
4	18.917	3.373.333	0,0034	0,0034	7,97	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
3	16.226	2.861.646	0,0029	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25
2	1.022	718.595	0,0007	0,0033	7,73	9,82	Utilizar 2 barras ϕ 25

Tabla D.5. Viga B-20, esfuerzos y diseño a flexión para la estructura aislada

En las tablas D.6 a D.10 se muestran las tablas resumen de corte, en las cuales se detalla: El esfuerzo de corte nominal en la sección del elemento (V_n), el corte que puede tomar la sección de hormigón (V_c), el corte que debe tomar el área de acero (V_s), la cuantía real necesaria para el elemento (ρ_R),la armadura dispuesta para tomar el corte del acero donde se señalan los espaciamientos de la armadura y el diámetro propuesto, el esfuerzo de corte que puede tomar la armadura dispuesta ($V_{SDISPUESTO}$) y por último la cuantía de la armadura dispuesta (ρ_N).

Nivel	Vn [kg]	Vc [kg]	Vs [kg]	Armadura Dispuesta	$Vs_{DISPUESTO}$ [kg]	ρ_R	ρ_N
13	9.583	6.111	3.472	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0004	0,0013
12	24.017	6.111	17.906	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 25 cm	19.583	0,0018	0,0020
11	26.367	6.111	20.256	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0021	0,0025
10	28.033	6.111	21.922	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0023	0,0025
9	29.667	6.111	23.556	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0024	0,0025
8	31.900	6.101	25.799	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.598	0,0026	0,0031
7	34.167	6.101	28.066	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.598	0,0029	0,0031
6	34.721	6.101	28.620	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.598	0,0029	0,0031
5	33.312	6.101	27.211	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.598	0,0028	0,0031
4	31.761	6.101	25.660	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.598	0,0026	0,0031
3	28.630	6.101	22.530	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0023	0,0025
2	21.636	6.101	15.535	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 25 cm	19.583	0,0016	0,0020
1	1.861	6.101	-	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0000	0,0013

Tabla D.6. Tabla resumen Corte Viga B-1 para la estructura aislada

Nivel	Vn [kg]	Vc [kg]	Vs [kg]	Armadura Dispuesta	$Vs_{DISPUESTO}$ [kg]	ρ_R	ρ_N
13	11.533	6.111	5.422	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0006	0,0013
12	29.383	6.111	23.272	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0024	0,0025
11	32.133	6.101	26.033	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0027	0,0031
10	33.817	6.101	27.716	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0028	0,0031
9	35.667	6.101	29.566	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0030	0,0031
8	38.317	6.101	32.216	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0033	0,0039
7	39.387	6.101	33.286	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0034	0,0039
6	40.146	6.101	34.046	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0035	0,0039
5	30.483	6.101	24.382	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0025	0,0025
4	29.052	6.101	22.952	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0024	0,0025
3	33.267	6.101	27.166	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0028	0,0031
2	24.595	6.101	18.495	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 25 cm	19.583	0,0019	0,0020
1	2.035	6.101	-	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	54.816	0,0000	0,0056

Tabla D.7. Tabla resumen Corte Viga B-2 para la estructura aislada

Nivel	Vn [kg]	Vc [kg]	Vs [kg]	Armadura Dispuesta	$Vs_{DISPUESTO}$ [kg]	ρ_R	ρ_N
13	11.400	6.111	5.289	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0005	0,0013
12	24.283	6.111	18.172	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 25 cm	19.583	0,0019	0,0020
11	27.533	6.111	21.422	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0022	0,0025
10	28.317	6.111	22.206	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0023	0,0025
9	30.133	6.111	24.022	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0025	0,0025
8	31.817	6.101	25.716	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0026	0,0031
7	33.733	6.101	27.633	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0028	0,0031
6	35.650	6.101	29.549	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0030	0,0031
5	37.550	6.101	31.449	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 20 cm	38.182	0,0032	0,0039
4	34.667	6.101	28.566	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0029	0,0031
3	32.959	6.101	26.859	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0028	0,0031
2	18.130	6.111	12.019	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0012	0,0013
1	1.573	6.111	-	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0000	0,0013

Tabla D.8. Tabla resumen Corte Viga B-13 para la estructura aislada

Nivel	Vn [kg]	Vc [kg]	Vs [kg]	Armadura Dispuesta	$Vs_{DISPUESTO}$ [kg]	ρ_R	ρ_N
13	9.283	6.111	3.172	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0003	0,0013
12	25.017	6.111	18.906	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 25 cm	19.583	0,0019	0,0020
11	26.667	6.111	20.556	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0021	0,0025
10	28.317	6.111	22.206	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0023	0,0025
9	30.483	6.111	24.372	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0025	0,0025
8	32.733	6.101	26.633	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0027	0,0031
7	34.933	6.101	28.833	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0030	0,0031
6	35.135	6.101	29.034	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0030	0,0031
5	33.840	6.101	27.740	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.546	0,0029	0,0031
4	30.197	6.111	24.086	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0025	0,0025
3	25.480	6.111	19.369	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 25 cm	19.583	0,0020	0,0020
2	1.877	6.111	-	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0000	0,0013

Tabla D.9. Tabla resumen Corte Viga B-19 para la estructura aislada

Nivel	Vn [kg]	Vc [kg]	Vs [kg]	Armadura Dispuesta	$Vs_{DISPUESTO}$ [kg]	ρ_R	ρ_N
13	8.433	6.111	2.322	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0002	0,0013
12	22.600	6.111	16.489	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 25 cm	19.583	0,0017	0,0020
11	24.083	6.111	17.972	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 25 cm	19.583	0,0018	0,0020
10	25.767	6.111	19.656	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0020	0,0025
9	28.017	6.111	21.906	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0022	0,0025
8	30.400	6.111	24.289	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0025	0,0025
7	32.767	6.101	26.666	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.598	0,0027	0,0031
6	34.883	6.101	28.783	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.598	0,0030	0,0031
5	34.940	6.101	28.839	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.598	0,0030	0,0031
4	31.528	6.101	25.428	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 10 @ 25 cm	30.598	0,0026	0,0031
3	27.043	6.111	20.932	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 20 cm	24.479	0,0021	0,0025
2	1.703	6.111	-	Utilizar Estribo de 2 ramas ϕ 8 @ 40 cm	12.239	0,0000	0,0013

Tabla D.10. Tabla resumen Corte Viga B-20 para la estructura aislada

D.III. Diseño de Muros

En las tablas D.11 a D.16 se muestran los esfuerzos resultantes de las condiciones estructurales y las combinaciones de carga presentadas, es decir, la magnitud de los esfuerzos de axiales (P_u) de corte (V_u) y momento (M_u), además se exponen las armaduras de flexión compuesta.

En estas tablas se detalla: El esfuerzo axial, esfuerzo de corte y momento que recibe el elemento, el nivel de la estructura donde se encuentra, el requerimiento de armadura para todas las capas según el porcentaje de cuantía mínima (**ρt**) (obtenido de los diagramas de interacción Mu/Pu) y las capas de armadura dispuestas.

Nivel	Pu [kg]	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	As = As' [cm^2]	1º capa	2º capa	3º capa	4º capa	ρt
1	759.966	346.237	95.004.687	16,085	2ϕ16	2ϕ16	2ϕ16	4ϕ16	0,20

Tabla D.11. Muro 2-10, esfuerzos y diseño a flexión compuesta para la estructura aislada

Nivel	Pu [kg]	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	As = As' [cm^2]	1º capa	2º capa	3º capa	4º capa	ρt
13	2.920	4.120	575.900	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,05
12	7.441	6.910	884.100	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,15
11	10.451	6.590	842.000	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,20
10	14.224	7.480	945.800	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,20
9	17.134	8.030	1.018.800	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,20
8	20.040	8.760	1.110.100	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,25
7	23.566	9.390	1.188.600	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,25
6	27.055	10.080	1.275.800	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,25
5	28.970	10.460	1.319.200	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,25
4	32.596	11.470	1.460.700	5,152	2ϕ10	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ10	0,25
3	36.939	10.800	1.379.200	5,152	2ϕ10	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ10	0,25
2	61.230	15.375	2.228.035	7,665	2ϕ12	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ12	0,40

Tabla D.12. Muro 4-1, esfuerzos y diseño a flexión compuesta para la estructura aislada

Nivel	Pu [kg]	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	As = As' [cm2]	1º capa	2º capa	3º capa	4º capa	ρt
1	65.190	29.893	4.354.593	7,67	2ϕ12	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ12	0,45

Tabla D.13. Muro 4-2, esfuerzos y diseño a flexión compuesta para la estructura aislada

Nivel	Pu [kg]	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	As = As' [cm^2]	1º capa	2º capa	3º capa	4º capa	ρt
1	70.510	32.810	4.693.900	7,665	2ϕ12	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ12	0,29

Tabla D.14. Muro 9-2, esfuerzos y diseño a flexión compuesta para la estructura aislada

Nivel	Pu [kg]	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	As = As' [cm^2]	1º capa	2º capa	3º capa	4º capa	ρt
13	5.906	13.640	1.906.900	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,05
12	13.149	16.300	2.134.200	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,15
11	18.493	17.520	2.318.100	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,20
10	23.539	18.840	2.478.500	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,20
9	30.971	20.320	2.647.900	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,20
8	39.847	21.690	2.785.400	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,20
7	49.512	22.930	2.890.000	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,20
6	60.404	23.740	3.059.100	4,021	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ8	0,25
5	73.291	24.170	3.209.200	5,152	2ϕ10	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ10	0,25
4	87.765	23.710	3.271.200	5,152	2ϕ10	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ10	0,25
3	103.851	20.870	3.221.200	5,152	2ϕ10	2ϕ8	2ϕ8	2ϕ10	0,25
2	122.863	30.025	6.070.100	7,665	2ϕ12	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ12	0,30

Tabla D.15. Muro T-1, esfuerzos y diseño a flexión compuesta para la estructura aislada

Nivel	Pu [kg]	Vu [kg]	Mu [kg-cm]	As = As' [cm^2]	1º capa	2º capa	3º capa	4º capa	ρt
1	113.210	58.009	14.801.144	7,665	2ϕ12	2ϕ10	2ϕ10	2ϕ12	0,35

Tabla D.16. Muro T-2, esfuerzos y diseño a flexión compuesta para la estructura aislada

En las tablas D.17 a D.22 se muestran las tablas resumen de corte, en estas tablas se detalla: El corte que puede soportar la sección transversal de Hormigón (V_c), la cuantía requerida real (ρ_R), la cuantía requerida por norma (ρt), el corte que debe solventar la armadura según la cuantía requerida (V_s), la cuantía dispuesta (ρd) y por último la especificación de la distribución con diámetro y espaciamiento en centímetros.

Nivel	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
1	249.333	0,0021	0,0025	392.700,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20

Tabla D.17. Tabla resumen Corte Muro 2-10 para la estructura aislada

Nivel	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
13	14.400	0	0,0025	22.680,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
12	14.400	0	0,0025	22.680,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
11	14.400	0	0,0025	22.680,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
10	14.400	0	0,0025	22.680,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
9	14.400	0	0,0025	22.680,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
8	14.400	0	0,0025	22.680,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
7	14.400	0,0001	0,0025	22.680,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
6	14.400	0,0003	0,0025	22.680,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
5	14.400	0,0003	0,0025	22.680,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
4	14.400	0,0005	0,0025	22.680,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
3	14.400	0,0004	0,0025	22.680,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
2	14.400	0,0012	0,0025	22.680,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20

Tabla D.18. Tabla resumen Corte Muro 4-1 para la estructura aislada

Nivel	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
1	26.400	0,0014	0,0025	41.580,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20

Tabla D.19. Tabla resumen Corte Muro 4-2 para la estructura aislada

Nivel	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
1	26.400	0,0023	0,0025	41.580,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20

Tabla D.20. Tabla resumen Corte Muro 9-2 para la estructura aislada

Nivel	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
13	32.533	0	0,0025	51.240,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
12	32.533	0	0,0025	51.240,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
11	32.533	0	0,0025	51.240,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
10	32.533	0	0,0025	51.240,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
9	32.533	0,0001	0,0025	51.240,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
8	32.533	0,0002	0,0025	51.240,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
7	32.533	0,0003	0,0025	51.240,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
6	32.533	0,0003	0,0025	51.240,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
5	32.533	0,0004	0,0025	51.240,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
4	32.533	0,0003	0,0025	51.240,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
3	32.533	0,0001	0,0025	51.240,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20
2	32.533	0,0009	0,0025	51.240,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20

Tabla D.21. Tabla resumen Corte Muro T-1 para la estructura aislada

Nivel	Vc [kg]	ρ_R	ρt	Vs [kg]	ρd	Armadura dispuesta
1	84.533	0,0002	0,0025	133.140,00	0,0025	D.M.H. ϕ8@20

Tabla D.22. Tabla resumen Corte Muro T-2 para la estructura aislada

Cabe destacar que estas tablas serán la referencia para el capítulo de comparación de resultados, en donde se contrastaran estos datos con los obtenidos en el capítulo IV, los cuales corresponden a los datos de la estructura de base fija.