



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL EN OBRAS CIVILES

**“APLICACIÓN DE MODELO DE OPTIMIZACIÓN PARA EL
DISEÑO DE AISLADORES BASALES EN EDIFICIO DE MEDIANA
ALTURA”**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL EN OBRAS CIVILES

PROFESOR GUÍA: IGNACIO MARCELO
FUENZALIDA HENRÍQUEZ

DANILO BASTIÁN ARANCIBIA DÍAZ

CURICÓ, CHILE

2021

CONSTANCIA

La Dirección del Sistema de Bibliotecas a través de su encargado Biblioteca Campus Curicó certifica que el autor del siguiente trabajo de titulación ha firmado su autorización para la reproducción en forma total o parcial e ilimitada del mismo.



Two circular stamps and signatures are present. The left stamp is blue and reads "UNIVERSIDAD DE TALCA" around the top edge, "DIRECCIÓN" in the center, and "SISTEMA DE BIBLIOTECAS" around the bottom edge. A blue ink signature is written over the stamp. The right stamp is grey and reads "UNIVERSIDAD DE TALCA" around the top edge, "SISTEMA DE BIBLIOTECAS" around the middle edge, and "CAMPUS CURICO" around the bottom edge. A blue ink signature is written over the stamp.

Curicó, 2022

Índice

| Contenido | Página |
|--|---------------|
| CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN | 4 |
| 1.1 Resumen | 4 |
| 1.2 Introducción | 5 |
| 1.3 Objetivos | 6 |
| 1.3.1 Objetivo general | 6 |
| 1.3.2 Objetivos específicos | 6 |
| CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO | 7 |
| 2.1 Sismología | 7 |
| 2.2 Estructuras en zonas sísmicas | 9 |
| 2.3 Aislación sísmica | 11 |
| 2.4 Modelos de Optimización | 26 |
| 2.5 Software | 30 |
| CAPÍTULO 3: MATERIALES Y MÉTODOS | 32 |
| 3.1 Materiales y Métodos | 32 |
| CAPÍTULO 4: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN | 34 |
| 4.1. Desarrollo | 34 |
| 4.1.1 Bases de cálculo | 34 |
| 4.1.2 Análisis y diseño de las estructuras convencional | 44 |
| 4.1.3 Método de análisis modal espectral y revisión de resultados | 45 |
| 4.2 Análisis y diseño de las estructuras aisladas | 63 |
| 4.2.1 Procedimiento de análisis dinámico | 64 |
| 4.2.2 Características de la estructura con aislación | 72 |
| 4.2.3 Modelación de la estructura aislada | 74 |
| CAPÍTULO 5: RESULTADOS | 109 |

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES..... 125

Bibliografía 129

Anexos 133

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Resumen

El presente trabajo desarrolla un proyecto de investigación el cual está enfocado en la implementación de un Modelo de Optimización, cuyo objetivo principal es estudiar y aplicar dicho modelo en el diseño de aisladores basales elastoméricos para edificios de mediana altura en Chile. En primer lugar, se busca crear un algoritmo de optimización en Matlab, luego, realizar un análisis de la respuesta de edificios de mediana altura con sistema de aislación basal en SAP2000, posteriormente vincular los softwares que se utilizan para variar los parámetros que rigen el diseño de aisladores basales elastoméricos y así de forma iterativa encontrar la solución óptima que muestre una disminución en los costos de fabricación.

Palabras claves: modelo de optimización, aisladores basales elastoméricos, costos

1.2 Introducción

A lo largo de la historia Chile se ha catalogado como uno de los países más sísmicos del mundo, esto se debe a su formación geográfica, donde la placa oceánica de Nazca se introduce por debajo de la placa Sudamericana a través de un proceso de subducción debido a su mayor densidad, ya que esta proviene de la corteza marina (basalto) siendo más resistente que la continental (granito) (Cisternas, A. 2011).

En el país el estudio de la ciencia sismológica nace a raíz de un evento que lo marca drásticamente, el cual fue el terremoto de Valparaíso ocurrido en el año 1906. Unos años más tarde en Valdivia se produce otro evento sísmico, el más grande registrado en la historia el cual tuvo una magnitud de 9.5 Mw.

A raíz de los acontecimientos sísmicos ya mencionados los que han causado un alto impacto en el país y, además, por la seguidilla de registros sísmicos que ocurren a lo largo de este es que hoy en día se toman consideraciones importantes al momento de construir, ya que la acción de los futuros eventos sísmicos puede afectar las estructuras futuras. Debido al motivo mencionado, es que cada día surge la necesidad de investigar más sistemas de propagación de energía para obtener un comportamiento eficiente al momento de una sollicitación sísmica, sin embargo, el gran inconveniente de los sistemas de disipación de energía actuales son el costo de implementación y la creación de estos.

De esta forma la presente investigación se basará en la implementación del sistema de disipación de energía en edificios de mediana altura a través de aisladores basales, el cual busca la creación de un modelo de optimización para el diseño de aisladores basales, teniendo como fin lograr una disminución del costo manteniendo las propiedades necesarias para el buen funcionamiento estructural.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Estudiar y aplicar un modelo de optimización en el diseño de aisladores basales para edificios de mediana altura.

1.3.2 Objetivos específicos

- Estudiar y aplicar aisladores basales a edificios de mediana altura.
- Realizar un análisis de optimización en el diseño del aislador, usando software de programación y de análisis de estructuras.
- Comparar los resultados obtenidos y encontrar alguna relación funcional entre las propiedades de los aisladores (diseño) y el comportamiento esperado del edificio, considerando además el costo.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Sismología

La sismología es una ciencia que actúa mediante diversos sucesos como lo son terremotos, su distribución del espacio temporal, mecanismos en el foco y liberación de la energía, dejando en evidencia que en la tierra ocurren procesos dinámicos constantemente (Instituto Geográfico Nacional, s/f). “Un terremoto o sismo es una manifestación de la súbita liberación de energía durante un proceso de ruptura” (CSNUCh, 2014). De esta manera, el estudio de la propagación que generan las ondas originadas por los terremotos nos entrega detalles sobre su estructura interior, las regiones que la forman y la distribución en ellas de la densidad y de las constantes elásticas (Instituto Geográfico Nacional, s/f).

En base a lo anterior, el tema de la sismología se desarrolla de forma potente en Chile, esto ya que es considerado uno de los países más sísmicos de nuestro planeta, donde en promedio, cada diez años ocurre un terremoto de grado 8 en la escala de Magnitud de Momento (Mw) en algún sitio del territorio (Madariaga, 1998). El país se encuentra ubicado sobre la placa Sudamericana, donde por el lado occidental convergen y se forman zonas de subducción en las placas de Nazca y Antártica, en tanto la placa de Scotia se desliza horizontalmente respecto a la placa Sudamericana, en un borde de placas transcurrente. En consecuencia, estas interacciones provocan deformaciones en el continente Sudamericano, ocasionando terremotos en todo Chile, destacando que la sismicidad en este territorio es la más intensa y es la que produce mayores terremotos en el país puesto que existe una alta velocidad de convergencia entre la placa de Nazca y la Sudamericana. El centro sismológico nacional registra 1570 sismos importantes y/o destructivos hasta la fecha (CSNUCh, 2014), donde en la siguiente tabla N°2.1 y figura N°2.1 se plasman los últimos terremotos más grandes registrados en el país.

Los 10 terremotos mas fuertes ocurridos en Chile

| Lugar | Año | Magnitud |
|-----------------|------|----------|
| Valparaíso | 1730 | 8.7 |
| Arica | 1868 | 9.0 |
| Tarapacá | 1877 | 8.3 |
| Valparaíso | 1906 | 8.2 |
| Vallenar | 1922 | 8.5 |
| Illapel | 1943 | 8.2 |
| Valdivia | 1960 | 9.5 |
| Cobquecura | 2010 | 8.8 |
| Arica e Iquique | 2014 | 8.2 |
| Canela Baja | 2015 | 8.4 |

Tabla N°2.1: Diez terremotos más fuertes ocurridos en Chile.

Fuente: CSNUCh, 2014.



Figura N°2.1: Registro de sismos más grandes ocurridos en Chile.

Fuente: CSNUCh, 2014.

En el año 2010 ocurre un terremoto devastador en el país, el más fuerte de los últimos 50 años, donde el terremoto alcanzó una magnitud de 8,8 grados en la escala de Magnitud de Momento (Mw), seguido por un devastador tsunami. Este sismo abarcó la zona central y zona sur del país, dejando grandes consecuencias tanto humanas como físicas/materiales, en esta última incluyen derrumbes de edificios, carreteras y puentes (Délano, 2010). Las zonas pobladas afectadas por el gran sismo rondaban los trece millones de habitantes, es decir, superando el 75 % de los habitantes del país, dejando 521 víctimas fatales (Contreras & Winckler, 2013). Cabe destacar que las pérdidas humanas no fueron significativas debido a las destacadas edificaciones antisísmicas que existe en Chile, esto ya que ha ido elevando los estándares de seguridad en cuanto a la construcción (T13, 2015).

En cuanto a las repercusiones económicas totales que trajo este terremoto al país, se consideran estimativamente treinta mil millones de dólares en pérdida. Estos daños se descomponen en la pérdida de US\$ 21.000 millones en infraestructura y US\$ 9.000 millones en bienes y servicios que se dejaron de producir por el terremoto (Gobierno de Chile, 2010). Evidentemente este sismo alcanzó los más altos costos para el país y toda Sudamérica desde 1900 a la fecha, alcanzando el cuarto lugar en eventos de origen sísmico más costoso a nivel mundial desde inicios del siglo XX (Contreras & Winckler, 2013).

Como se menciona anteriormente, de acuerdo a su infraestructura, Chile responde apropiadamente a los grandes sismos ocurridos en los últimos años, sin embargo, hubieron edificios que colapsaron, pero en menor cantidad, en este caso fue necesario revisar las normativas de construcción empleadas en estas edificaciones. No obstante, lo anterior indica la relevancia del diseño de estructuras y el estudio de suelo son perspectivas claves para enfrentar eventos naturales de gran embergadura (Ventura B., 2014). Así lo revela un estudio realizado por la Universidad de Chile, donde con el fin de fomentar el uso de la aislación sísmica, construyéndose así un edificio habitacional donde se utilizaron 6 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento conectándose con los cimientos; como mecanismo para realizar comparación de resultados se construye, además, un edificio similar pero sin aisladores. De esta forma, eran dos edificios, uno de ellos con aislación de base y el otro sin aislación de base (forma tradicional de construcción). Finalmente los resultados que se obtuvieron dejaron en evidencia que la aislación sísmica de base resulta una buena opción para dar solución para la protección de edificios o estructuras frente a un sismo. La comparación de ambas estructuras obtuvieron resultados indicando beneficios de esta tecnología (Fcfm, s/f).

De acuerdo algunos casos a nivel mundial, en Japon el año 2011 se pusieron a prueba mas de 2500 edificios con sistemas de proteccion sísmica, donde se pudo concluir que los sistemas de aislación sísmica tuvieron un rendimiento sobresaliente. Un caso emblemático es el Teaching Hospital de la Universidad de South California (USC) en Los Angeles (EEUU), el cual posee un sistema de aislación basal y consta de 81 apoyos elastoméricos y 68 aisladores elastoméricos con nucleo de plomo, este edificio esta ubicado a 36 kilómetros del epicentro del terremoto de Northridge (1994) y no sufrió daños estructurales ni en sus contenido y pudo seguir operando. En esta estructura, que se encuentra totalmente aislada, el sistema de aislación sísmica basal permitio reducir en un 75 % las aceleraciones. En comparación, un hospital ubicado en las cercanias del hospital USC, no pudo seguir operando y sufrió grandes daños cercanos a los 400 millones de dólares (CChC,2011).

2.2 Estructuras en zonas sísmicas

A lo largo de los años se han diseñado estructuras sismorresistentes para reducir las consecuencias desfavorables de sismos severos, es de vital importancia tener en consideración un conjunto de recomendaciones cuyo fin es proporcionar un sistema resistente el cual tenga la capacidad de absorber y disipar energía sin mayores pérdidas o daños de los elementos estructurales (Cisternas, A. 2011).

La respuesta de una estructura sometida a solicitaciones sísmicas depende de las características dinámicas del diseño realizado, como su rigidez, amortiguamiento y distribución de masas y de la interacción suelo-estructura. Las fuerzas de inercia debido a las solicitaciones sísmicas son de la tal magnitud que producen grandes esfuerzos de corte, torsión y flexión en los elementos estructurales, provocando fisuras en el hormigón y muchas veces plastificación del acero estructural, conllevando un comportamiento inelástico de la estructura, el cual termina en rotura de elementos resistentes o el colapso total de la estructura (Astiz Suárez & Marí Bernat, 2005).

La norma chilena NCh. 433 (INN, 1996) y posteriormente modificada el año 2011 (INN, 2011), nos entrega los principios e hipótesis básicas utilizadas para el diseño de estructuras sismorresistentes, las cual busca lograr estructuras que: a) resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada; b) limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad; c) aunque presenten daños, eviten el colapso durante sísmicos de intensidad excepcionalmente severa. La filosofía de diseño según estas hipótesis resulta poco objetiva al momento de analizar estructuras esenciales que no pueden quedar inhabilitadas posterior a sismos severos, como lo es el caso de hospitales, edificios públicos o industriales, puentes, aeropuertos, entre otros (INN, 2011). En base a lo anterior y la experiencia internacional se muestra que el uso de nuevas tecnologías para el desarrollo de estructuras antisísmicas es una solución eficiente y no solo se aplica para estructuras nuevas, sino que además puede ser ocupada para un plan de refuerzo o rehabilitación de estructuras ya existentes (CChC,2011). En general una estructura con sistemas de aislación sísmica es al menos 5 veces más segura que una estructura convencional de base fija, esto se debe a que sus deformaciones y aceleraciones se pueden reducir hasta en un 80 %. De hecho, los esfuerzos producidos en una estructura aislada debido a una sollicitación sísmica son del orden de 10 veces menores a los de la misma estructura, pero con base fija (Reveco Ayub, T. I., & Silva Cavieres, D. V. 2015).

2.3 Aislación sísmica

El aislamiento sísmico es relativamente nuevo y el cual se basa en la idea de que es más eficiente reducir la demanda sísmica de un edificio en comparación a aumentar su resistencia frente a un terremoto. El principio en base al aislamiento es simple pero efectivo, el cual es desacoplar una estructura desde su fundación, para que la tierra se mueva en el caso de un terremoto, pero no transmitiendo este movimiento horizontal causado por las ondas sísmicas, al edificio. Básica y teóricamente no existiría una distribución ni amplificación de las fuerzas sísmicas y, por lo tanto, la historia de desplazamiento entre pisos es más limitada, esto conduce a que el riesgo de daños en elementos estructurales y no estructurales se minimice (Botiş, M., & Harbic, C. 2012).

Entre las ventajas más llamativas del concepto de aislamiento sísmico se encuentran:

1. Reducir sustancialmente el daño estructural.
2. Disminuir el daño a los contenidos.
3. Minimizar la incertidumbre en el comportamiento sísmico debido a la variabilidad en las propiedades de la estructura.
4. Aminorar el riesgo de detener la operación 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.

En base a lo anterior, el aislamiento sísmico esta esencialmente ligado al desarrollo de edificaciones más seguras para lograr un desempeño controlado y predecible durante un sismo severo (Reveco Ayub, T. I., & Silva Cavieres, D. V. 2015).

Debido a lo anterior, nace el sistema de aislación el cual corresponde al conjunto de elementos estructurales los cuales incluyen a todos los aisladores individuales, los elementos estructurales de la superestructura y la subestructura, y todas las conexiones a los elementos resistentes. El sistema de aislación debe satisfacer tres requisitos fundamentales (NCh 2745. 2003):

- a) Tener una gran flexibilidad horizontal de modo de alargar el periodo fundamental de vibración de la estructura a una zona de menor aceleración espectral.
- b) Introducir un nivel de disipación de energía de modo de reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación; y
- c) Proveer una rigidez suficiente para cargas de servicio de la estructura de modo de evitar vibraciones molestas.

En la actualidad los sistemas utilizados y probados a nivel internacional y nacional ayudan de manera significativa a mejorar la respuesta sísmica de la estructura más allá de las exigencias mínimas de la normativa vigente. Para el caso de edificios los principales daños debido a la disipación de energía posterior a un evento sísmico se ven reflejados en los elementos estructurales como interacción suelo-fundaciones, vigas, columnas, muros, conexiones, encuentros viga-columnas e interacción sistema estructural y sistemas no estructurales (Tabiques, instalaciones u otros) (CChC,2011).

En base a lo anterior, para lograr un diseño óptimo y eficiente de estructuras sismorresistentes, se pueden implementar sistemas de protección sísmica en las estructuras. Si bien estos sistemas no son fundamentales para que las estructuras resistan movimientos sísmicos, conceden mejoras importantes en el comportamiento dinámico de la estructura. En la actualidad existen sistemas de protección sísmica con diseños relativamente simples hasta otros avanzados que son totalmente automatizados y se pueden clasificar en 3 categorías (CChC,2011).

2.3.1 Sistemas activos

Los sistemas activos de protección sísmica corresponden a sistemas avanzados los cuales poseen sensores de movimientos, sistemas de control y procesamiento de datos y actuadores dinámicos. Estos sistemas realizan un seguimiento de la respuesta sísmica de la estructura en tiempo real principalmente a través de acelerómetros instalados en puntos estratégicos de la estructura, los cuales revelan los movimientos debido a las excitaciones externas. Por medio de un algoritmo de control se analiza la información obtenida por los instrumentos y se estima la fuerza necesaria que se debe emplear por medio de los actuadores dinámicos para estabilizar la estructura.

2.3.2 Sistemas semi-activos

Los sistemas semi-activos de protección sísmica, de la misma manera que el sistema activo posee sensores de movimiento y sistemas de control y procesamiento de datos. Sin embargo, no cuenta con actuadores dinámicos que ejercen fuerzas directamente sobre la estructura. Estos sistemas operan modificando las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía en tiempo real.

Algunos ejemplos de los sistemas de protección sísmica semi-activos son los amortiguadores de masa semi-activos, los dispositivos de fricción con fricción controlable, entre otros.

2.3.3 Sistemas pasivos

Los sistemas de protección sísmica pasivos son aquellos que permiten disminuir la respuesta dinámica de la estructura por medio de mecanismos especialmente diseñados para disipar energía por medio de calor o deformaciones, siendo esta clase la asociada a los sistemas de disipación de energía o aislación sísmica de base. Los sistemas de protección sísmica pasivos son los dispositivos de protección sísmica más utilizados en la actualidad. La figura 2.2 muestra el diagrama de flujo del mecanismo de operación de los sistemas de protección sísmica pasiva (CChC,2011).

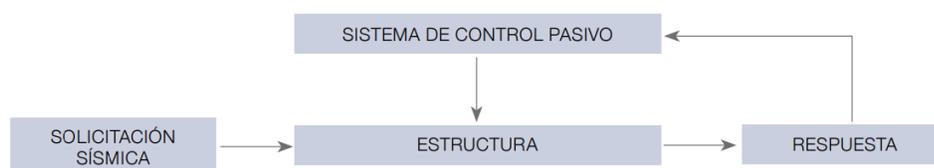


Figura N°2.2: Esquema mecanismo de operación de sistemas pasivos.

Fuente: Documentos Técnicos N° 29 (CChC,2011).

De esta forma, en las últimas décadas la comunidad profesional ha ido implementando con mayor frecuencia sistemas de protección sísmica en las estructuras, donde uno de los más utilizados es el sistema pasivo de aislación de base. Este sistema trabaja independizando el movimiento de la estructura con el movimiento horizontal del suelo, disminuyendo así la energía que el sismo transporta sobre la superestructura, implicando además una disminución de los esfuerzos y deformaciones. Los sistemas de aislación sísmica de base aumentan el nivel de amortiguamiento de la estructura reduciendo la demanda de desplazamientos. Estos sistemas generalmente se encuentran entre la estructura y su fundación o a nivel del cielo del subterráneo, sin embargo, hay indicios que muestran el uso de estos sistemas en pisos superiores. Por otro lado, los sistemas de aislación basal sirven para disminuir la rigidez del sistema estructural, lo que conlleva un aumento en el periodo de vibración de la estructura de hasta 3 veces mayor que una estructura sin sistemas de aislación (Reveco Ayub, T. I., & Silva Cavieres, D. V. 2015).

La figura N°2.3 muestra un esquema comparativo del comportamiento de un edificio sin aislación sísmica de base y un edificio con aislación sísmica de base, donde notoriamente se puede verificar la disminución de las aceleraciones del sismo sobre la estructura, por lo tanto, este método incrementa el nivel de protección de la estructura, situando este sistema de aislación dentro de los más utilizados en la actualidad (De La Llera, 2010).

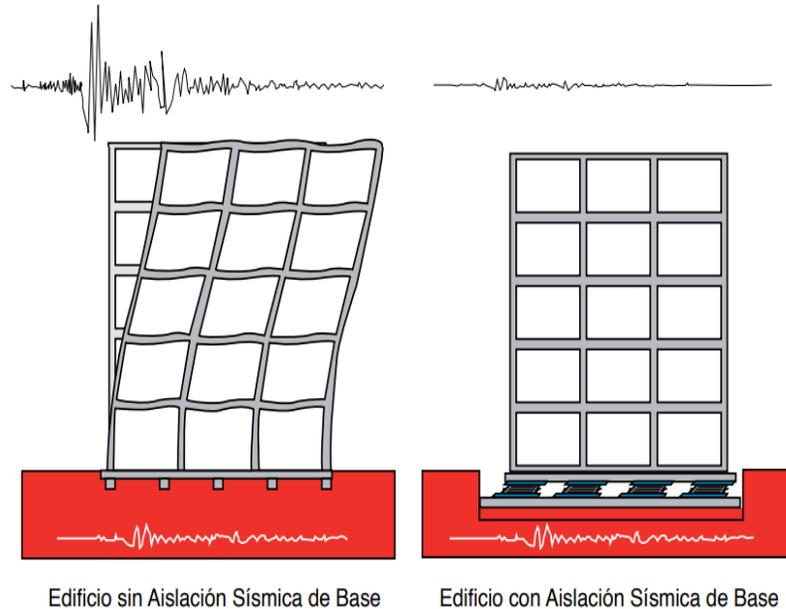


Figura N°2.3: Comparación de respuesta sísmica de edificio sin aislación y edificio con aislamiento basal

Fuente: Documentos Técnicos N° 29 (CChC,2011).

Dicho de otra forma, los principios de aislación son dos: la flexibilidad y el aumento de amortiguamiento. La flexibilidad o aumento 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. Esto se debe a que, si la rigidez lateral de este piso blando es mucho menor que la rigidez lateral de la superestructura, el sistema estructural tendera a deformarse solo en la interfaz de aislación, transmitiendo 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 (Reveco Ayub, T. I., & Silva Cavieres, D. V. 2015).

La primera estructura moderna de base aislada es conocida como la escuela Pestalozzi en Skoje, Macedonia en el año 1969, donde el aislamiento constaba de 16 cojinetes de goma, cada uno hecho de 7 capas de goma no reforzada pegada con un tipo de adhesivo, estos aisladores tenían como desventaja el hecho de que un bajo movimiento horizontal, producía movimientos verticales debido a que su rigidez vertical era solo un poco más grande que la rigidez horizontal. Mas tarde se fueron desarrollando aisladores alternados de goma y placas de acero con y sin núcleo de plomo donde especialmente se utilizaban en puentes y también en edificios, siendo el edificio C-1 (Tokio) el edificio más grande del mundo que es protegido por este tipo de dispositivos (Botiș, M., & Harbic, C. 2012).

Con el fin de fomentar en Chile, el uso de la aislación sísmica de base como herramienta de protección antisísmica. Se construyó el primer edificio con sistema de aislación sísmica de base el año 1991, correspondiente a un edificio de viviendas sociales pertenecientes al conjunto habitacional en la comunidad de Andalucía, Santiago, el cual está compuesto por 4 niveles, donde el aislamiento consta de un conjunto de 6 aisladores de goma de alto amortiguamiento que lo conectan a los cimientos (Fcfm, s/f). A través de los años las estructuras con sistemas de aislación sísmica tomaron mayor importancia dentro del rubro de la construcción, destacándose el viaducto Marga-Marga, el Muelle Coronel, el nuevo Hospital Militar, entre otros (CChC,2011).

2.3.4 Aisladores elastoméricos

Los aisladores elastoméricos son piezas de caucho vulcanizado en caliente reforzado con láminas de acero intercaladas entre sí, comúnmente su forma es circular, sin embargo, se pueden fabricar en secciones cuadradas o rectangulares. Dichos dispositivos presentan una baja rigidez horizontal, facilitando una flexibilidad lateral para la disipación de energía. Al mismo tiempo, posee una alta rigidez vertical, aportada por las láminas de acero y además brinda una capacidad de amortiguación adecuada. Los parámetros influyentes en el diseño de los aisladores elastoméricos para el cumplimiento de las rigideces necesarias vienen dados principalmente por las características geométricas (dimensiones y espesores de capas) y mecánicas de su elastómero. El comportamiento de los aisladores elastoméricos varía según la amplitud de la deformación a la que son sometidos en un evento sísmico y con menos implicancia los factores como el envejecimiento, la temperatura y la frecuencia del movimiento (NISHI, T. 2005).

Los aisladores sísmicos de base más utilizados en la actualidad son los aisladores elastoméricos con y sin núcleo de plomos los cuales se definen a continuación:

2.3.5 Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB):

Los aisladores LDRB son el tipo de dispositivos más simples dentro de los aisladores elastoméricos. Como el nombre lo dice son de bajo amortiguamiento entre un 2 % y 5 % como máximo, por lo que generalmente son utilizados en conjunto con sistemas de disipación de energía para así poder brindar amortiguamiento adicional al sistema. Las ventajas de estos dispositivos es que son de fáciles de fabricar y modelar. La figura 2.4 muestra una vista en corte de un aislador elastoméricos del tipo LDRB. Además, una relación fuerza-deformación característica de un dispositivo LDRB se muestra en la figura 2.5.



Figura N°2.4: Aislador tipo LDRB

Fuente: NISHI, T. 2005.

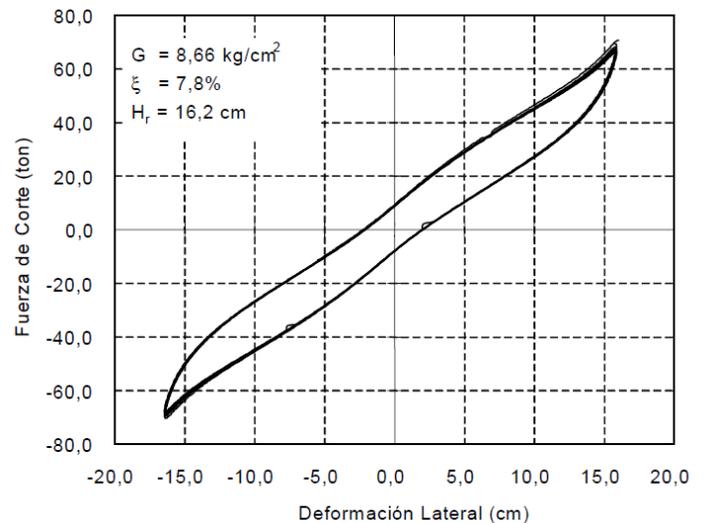


Figura N°2.5: Ciclo fuerza-deformación de una pareja de aisladores de bajo amortiguamiento LDRB

Fuente: NISHI, T. 2005.

2.3.6 Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB):

Los aisladores con núcleo de plomo (LRB) son dispositivos similares a los aisladores LDRB, sin embargo, la diferencia radica en que posee un núcleo de plomo ubicado en el centro del aislador. Este núcleo entrega la capacidad de aumentar el amortiguamiento del sistema entre un 25 % y 30 %. Durante un evento sísmico el núcleo de plomo fluye y se deforma lateralmente, sometiéndose en el rango de deformaciones plásticas y disipando energía en forma de calor. Posterior a la sollicitación sísmica el núcleo de plomo se recristaliza provocando el retorno de la estructura a su posición original. La figura N° 2.6 muestra una vista en corte de un aislador elastoméricos del tipo LRB. Además, un ciclo típico de fuerza-deformación de un aislador con núcleo de plomo se muestra en la figura N°2.7.

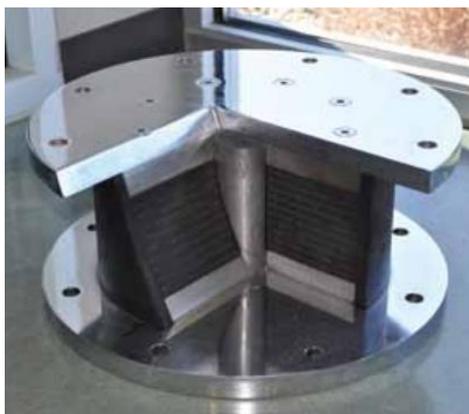


Figura N°2.6: Aislador tipo LRB.

Fuente: Documentos Técnicos N° 29 (CChC,2011).

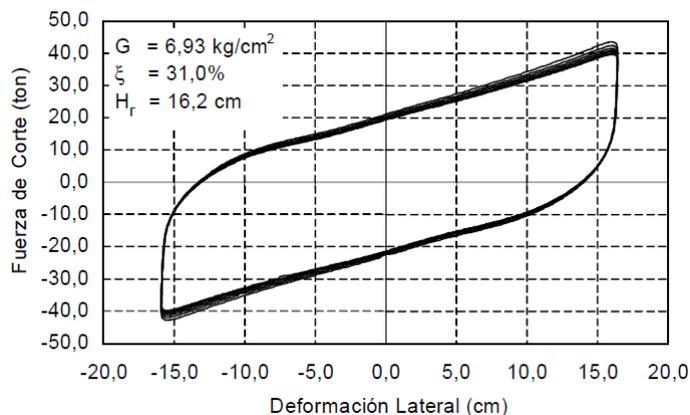


Figura N°2.7: Ciclo fuerza-deformación de una pareja de aisladores con núcleo de plomo LRB.

Fuente: NCh 2745. 2003.

2.3.7 Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB):

Los aisladores HDRB están compuesto por láminas de elastómeros que poseen elementos como carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma hasta un 10 % o 15 % aproximadamente. Estos dispositivos presentan una mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencias que los aisladores de tipo LDRB y LRB. Por otro lado, los aisladores HDRB presentan una mayor rigidez en los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabilizan al tercer ciclo de

carga. Los aisladores tipo HDRB al igual que los dispositivos del tipo LRB, combinan la flexibilidad y disipación de energía en un solo elemento, siendo relativamente fáciles de fabricar. Un ciclo típico de fuerza-deformación de un aislador de alto amortiguamiento se muestra en la figura N° 2.8.

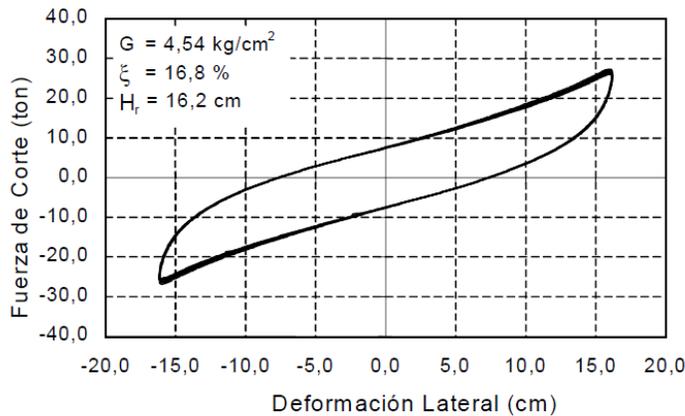


Figura N°2.8: Ciclo fuerza-deformación de una pareja de aisladores de alto amortiguamiento HDRB

Fuente: NCh 2745. 2003.

Las características mecánicas de los aisladores elastoméricos se han estudiado durante muchos años, sin embargo, los análisis exactos utilizan técnicas no lineales todavía bastante difíciles. Muchos investigadores han desarrollado predicciones simples del comportamiento basadas en la teoría elástica y verificadas mediante ensayos de laboratorio y más recientemente por análisis de elementos finitos (Naeim & Kelly, 1999).

Según la investigación realizada por los autores Rosales Villanueva & Sandivar Ramirez (2020), las características mecánicas más relevantes al momento de diseñar aisladores elastoméricos, son su rigidez horizontal K_H , que viene dada por:

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde G es el módulo de corte del elastómero, A es el área de la sección transversal completa (puede diferir del área de las láminas metálicas de refuerzo) y t_r es el espesor total de goma del aislador. Además, la rigidez vertical K_V , el factor de forma S y el módulo de compresión E_C . Por otro lado, para finalizar el diseño se tienen que escoger las propiedades geométricas

del aislador como: diámetro, altura, número de capas de caucho y diámetro del núcleo del plomo en el caso que sea necesario (Rosales Villanueva & Sandivar Ramirez 2020).

2.3.8 Ejemplos y aplicaciones de aislación sísmica en Chile

A continuación, se muestran distintos vestigios y ejemplos de aplicaciones de sistemas de aislación sísmica en Chile.

I. Clínica UC San Carlos de Apoquindo



Figura N°2.9: Clínica UC San Carlos de Apoquindo, posee sistema de aislamiento sísmico.

Fuente: Vela, 2015.

Descripción: Edificio con 8.000 m^2 construidos, distribuidos en 6 pisos y estructurado en base a marcos dúctiles de hormigón armado. El edificio se encuentra aislado al nivel de cielo del subterráneo con 52 aisladores de alto amortiguamiento, 22 de los cuales cuentan con corazón de plomo. Construido el año 2001.

II. Hospital militar



Figura N°2.9: Hospital Militar Santiago, consta con un sector con sistema de aislamiento sísmico.

Fuente: Cáceres, 2005.

Descripción: Hospital Militar, un edificio de 5 pisos con $85.000 m^2$. El edificio es de tipo estándar salvo que en el cielo del subterráneo se colocan los 164 aisladores (50 con núcleo de plomo) de 90 centímetros de diámetro cada uno, los cuales provocan una interfaz de aislamiento entre la losa que está sobre y debajo del sistema de aislamiento. Construido entre el año 2002 y el año 2003.

III. Viaducto Marga-Marga



Figura N°2.10: Viaducto Marga-Marga con sistema de aislamiento sísmico.

Fuente: RENADIC, 2018.

Descripción: El Viaducto Marga-Marga (El Salto) tiene una longitud de 383 metros y un sistema estructural consistente en un único tablero continuo formado por vigas metálicas apoyado sobre 36 aisladores sísmicos, distribuidos en dos estribos y siete cepas. Los aisladores son de goma de alto

amortiguamiento con placas metálicas existiendo 3 tamaños distintos según su ubicación y fueron fabricados y probados completamente en Chile.

IV. Edificio de consultas de la ACHS Viña del Mar



Figura N°2.11: Edificio de consultas de la ACHS Viña del Mar, posee sistema de aislamiento sísmico.

Fuente: Antequera de la Fuente, 2010.

Descripción: Entre los años 2004 y 2005 se construyó el edificio de consultas de la ACHS (Asociación Chilena de Seguridad), este edificio de 7 pisos y 3 subterráneos posee una estructura mixta de muros (núcleo) y marcos de hormigón armado. El sistema de aislamiento consta de 32 aisladores (23 elastoméricos y 9 friccionales), distribuidos en el nivel de las fundaciones y en el cielo del primer subterráneo.

V. Edificio Vulco



Figura N°2.12: Edificio Vulco, consta con sistema de aislamiento sísmico.

Fuente: Antequera de la Fuente, 2010.

Descripción: El edificio de oficinas Vulco S.A. que se terminó de construir el año 2006 y cuyo sistema de aislación está compuesto por 12 aisladores elastoméricos y 3 deslizadores friccionales. Construido en el año 2005.

VI. Muelle del puerto Coronel



Figura N°2.13: Muelle del puerto de Coronel, con sistema de aislamiento sísmico.

Fuente: Antequera de la Fuente, 2010.

Descripción: La nueva obra del muelle del puerto de Coronel se le incorporó un sistema de aislamiento sísmico para obtener un diseño más económico y seguro que la solución convencional mediante una solución híbrida que incorporó 96 aisladores sísmicos elastoméricos junto con pilotes verticales. Construido entre el año 2006 y el año 2007.

VII. Edificio Marina Paihuen en Pucón



Figura N°2.14: Edificio Marina Paihuen, posee sistema de aislamiento sísmico.

Fuente: Gálvez H., Tomisic C., & Salgado T., 2010.

Descripción: El segundo edificio prefabricado de hormigón en Chile, ubicado en la ciudad de Pucón en la novena región el cual incorpora sistema de aislamiento sísmico. Este edificio residencial, cuenta con 9 pisos y 3.000 m^2 y posee una estructura de prefabricación de marcos y losas apoyadas sobre 13 aisladores elastoméricos. Construido en el año 2010.

VIII. Estanque de gas GNL Mejillones



Figura N°2.15: Estanque de gas GNL Mejillones, con sistema de aislamiento sísmico.

Fuente: Peña Ruiz, Vaquero Morena, & Guzmán Gutiérrez, 2016.

Descripción: Estanque de almacenamiento de GNL en tierra, de 175.000 m³ de capacidad, donde se dispusieron 293 aisladores elastoméricos en la zona central de la losa de cimentación (dispuestos hasta un radio de unos 42 m, con una separación de 4 m) y 208 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo en la periferia (en la corona circular hasta el radio exterior de 48 m, con una separación en torno a 3 m) y que sustentan una losa de aislación de 94 metros de diámetro. Construido entre los años 2010 y el año 2013.

2.3.9 Requisitos normativos

La publicación de la norma de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica se realizó en el año 2003, siendo la primera en el continente sudamericano. Dicha norma está destinada a regularizar el diseño de estructuras aisladas sísmicamente haciendo referencia a la NCh433 oficializada el año 1996 y posteriormente modificada el año 2011 (norma de diseño sísmico de edificios). Los procedimientos de análisis y diseño de la norma de aislación sísmica no concuerdan con lo establecido en la Norma NCh433. Sin embargo, se insta que la estructura debe resistir al menos el cortante mínimo determinado en la NCh433 con el período de la estructura aislada. Además, acorde a la normativa, se deben realizar ensayos de laboratorio sofisticados en aisladores de prototipo y ensayos para el control de calidad de los aisladores de obra y de los materiales utilizados en su elaboración. La carga de ensayo vertical en un aislador debe incluir el aumento de carga axial debido al momento volcante provocado por el sismo y debe ser mayor o igual a la fuerza vertical máxima correspondiente al desplazamiento de ensayo que se está evaluando. En estos ensayos las cargas verticales combinadas se deben considerar como la fuerza de compresión más representativa en todos los aisladores de un mismo tipo y tamaño (NCh 2745. 2003).

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 (NCh 2745. 2003).

2.3.10 Evaluación económica

Con el fin de identificar las ventajas y desventajas del uso de sistemas de aislación basal en los diseños estructurales, lo más conveniente es realizar una comparación entre los costos de las soluciones con y sin dispositivos de aislación. El resultado de este análisis económico dependerá de cada caso en particular y se deberán tomar en cuenta los requerimientos establecidos en los reglamentos y los definidos por el dueño o mandante. Sin embargo, en el caso que se necesite mantener la operabilidad o que se quieran proteger equipos costosos, la mejor alternativa sería la implementación de estos sistemas de aislación basal (Genatios, C., & Lafuente, M. 2016).

De acuerdo con la revisión bibliográfica algunos de los primeros estudios económicos realizados en estructuras con sistemas de aislación sísmica revelan una disminución en los costos, en el caso del estudio de Ryan en el año 1990, el cual dejó en evidencia que, en la construcción de una planta nuclear, el costo de utilización de aisladores sísmicos fue 2 % menor en comparación con la estructura sin aisladores. Por otro lado, también se evidenció que el costo de construcción de una estación de bomberos era 6 % menor en comparación con la estructura sin aisladores. Consiguientemente, para el caso de una edificación residencial en Ecuador se comprobó que el costo del proyecto era el mismo si se ocupaban aisladores o no, esto se debe a la reducción de materiales asociada a la disminución de las cargas aplicadas a la estructura y el diseño elástico que se aplica a la superestructura (Genatios, C., & Lafuente, M. 2016).

Conforme a lo anterior, el costo de implementación de sistemas de aislamiento basal incluyendo todo el interfaz de aislación como los aisladores, vigas de amarre, capiteles e instalación es aproximadamente del orden de 0.6 a 1.8 UF/m², dependiendo del tipo de solución realizada. Estos costos se pueden suplir con el mantenimiento, reparación o sustitución de elementos estructurales, no estructurales (terminaciones), equipos y contenidos que se ven perjudicados después de un evento sísmico de gran intensidad. De acuerdo con lo anterior, es importante tener en cuenta que en las edificaciones el costo de las terminaciones es mayor al de la estructura, dejando en evidencia la importancia del estudio económico de cada proyecto (Reveco Ayub, T. I., & Silva Cavieres, D. V. 2015).

Según los estudios realizados por John Blacio y Diego Herrera el año 2018, los presupuestos de una edificación de estructura metálica con sistemas de aislación son mayores a una estructura convencional de base fija, el incremento en la inversión total del proyecto es alrededor del 4.3 % mayor en el caso aislado. Además, realizaron una comparación en los costos de otros rubros

relacionados (obras civiles, sanitario, eléctrico, medio ambiente) donde igual que en el caso anterior existe un aumento en el costo de implementación de sistemas de aislación basal, pero solo alrededor del 3 %, porcentajes que son ínfimos en relación con la protección y seguridad obtenida en la estructura (Blacio Romero & Herrera Vivero, 2018).

Sin embargo, los nuevos avances tecnológicos facilitan la baja de costos para la fabricación, ensayos e implementación de estos sistemas, mientras mayor sea su utilización y difusión los costos cada vez serán menores, donde finalmente se podrá brindar un mayor resguardo de vidas humanas e inversiones en países con menor desarrollo (Kelly, 2013).

Actualmente, la empresa de ingeniería antisísmica CDV Perú, busca innovar con productos y soluciones que cuentan con el respaldo de marcas reconocidas por su excelencia a nivel mundial, destacando productos como son los aisladores basales de la marca DIS (Dynamic Isolation Systems) la cual indica que el costo por m^2 varía entre 30 a 50 dólares (CDV Ingeniería Antisísmica, Peru, 2020). A continuación, la tabla N° 2.2 muestra los beneficios del uso de aisladores DIS.

| AHORRO EN INVERSIÓN | AHORRO FUTURO |
|---|---|
| Menor cantidad de muros de concreto que bajan hasta la cimentación. | Disminuye o elimina costos de reparación del inmueble ante un sismo severo. |
| Mas zonas vendibles en sótanos. | Elimina costos por paralización de actividades y lucro cesante. |
| Puede disminuir más del 50 % de muros de concreto cuando se usan aisladores sísmicos. | Aisladores DIS no requiere de reemplazos ni mantenimientos por un periodo de 50 años aproximadamente. |

Tabla N°2.2: Beneficios del uso de aisladores basales.

Fuente: (CDV Ingeniería Antisísmica, Peru, 2020).

2.4 Modelos de Optimización

En primer lugar, cuando hablamos de optimización nos referimos a la necesidad de buscar una solución mejorada de algún problema que este en cuestión y así encontrar el óptimo global.

Consiguientemente, un modelo de optimización se refiere a la representación matemática de este problema, dejando en evidencia la repercusión que tiene cada variable que lo compone, y así encontrar el mínimo valor (o máximo) posible de una función objetivo: costo, ventas, nivel de servicio, entre otros. De acuerdo con el planteamiento de un modelo de optimización se considera que existe conocimiento del efecto causado por cada variable (función objetivo), donde, luego de realizar una búsqueda en todo el sistema intenta proporcionar una mejora óptima (Halcartegaray, 2008).

Por otro lado, se debe considerar que para emplear un modelo de optimización es necesario tomar en cuenta ciertas condiciones de certeza o incertidumbre que se generan al emplear un modelo al momento de la toma de decisión, es decir, la clasificación de estas condiciones se divide en determinísticos y estocásticos (o también llamados probabilísticos). Donde, el campo determinístico comprende, entre otros, la programación lineal, programación por metas, programación entera, programación dinámica, programación no lineal, análisis de redes (de máximo flujo, transporte, asignación), administración de proyectos (CPM). En tanto, el campo estocástico promueve modelos, cadenas de Markov, modelos de Sistemas de servicios (colas), simulación de sistemas, administración de inventarios, análisis de decisiones y administración de proyectos (PERT) (Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, 2010).

Actualmente, utilizar modelos de optimización ha resultado ser frecuente en distintas áreas, las cuales abarcan desde las ciencias, ingenierías hasta negocios de todo ámbito (Caballero & Grossmann, 2007). Como, por ejemplo, “*Optimización en Modelos de Transporte*” (Ibáñez Salinas & Stuardo Namur, 2018); así como también otros enfocados en la “*Modelos de optimización para el diseño sostenible de cadenas de suministros de reciclaje de múltiples productos*” (Feitó Cespón, Cespón Castro, & Rubio Rodríguez, 2016); “*Modelos de Optimización para la Planificación Minera a Cielo Abierto*” (Castillo Delgado, 2009); llegando abarcar hasta “*Integración del Mercado eléctrico y el Mercado de Gas Natural*” (Briglia, y otros, 2013).

2.4.1 Tipos de algoritmos

2.4.1.1 Algoritmo genético

Los algoritmos genéticos fueron desarrollados por John Holland a mediados de los 60's, donde existía un contexto de aprendizaje en máquinas, siendo utilizados frecuentemente en optimización (Santana Quintero & Coello Coello, 2006)

La ideología de este algoritmo pretende representar los mecanismos de la evolución natural, de esta manera entregar una solución a los problemas de optimización, los cuales son el resultado de la adaptación de los seres vivos en el medio ambiente. Las representaciones se establecen entre los algoritmos genéticos y componentes que proporciona la naturaleza, de esta manera se busca entregar soluciones potenciales (cromosoma o individuos) a un medio en función de su ajuste (Hernández, 2005).

Algunas investigaciones relacionadas con esta área plasman, por ejemplo, la optimización de la distribución en plantas de instalaciones industriales mediante algoritmos genéticos, realizando aportes a la geometría de las actividades (Diego-Más, 2005), “*Optimización del algoritmo genético para la solución integral de enrutamiento en redes fotónicas*” (Rodríguez & Saavedra, 2010), así como también, entre otros, se han desarrollado algoritmos genéticos que logran determinar la red de distribución de agua de costo mínimo para una topología y una condición de carga dadas (Montecinos Barrios, García Guzmán, & Ayuso Muñoz, 1997).

2.4.1.2 Algoritmo basado en evaluación diferencial

El algoritmo de evaluación diferencial (DE) tuvo sus inicios cerca del año 1995 ya que existía la necesidad de mejorar problemas relacionados con la optimización. Inicialmente este algoritmo se originó puesto que existió la necesidad de mejorar algoritmos que tenían relación con Algoritmos genéticos, donde, a diferencia de estos últimos la evaluación diferencial está basada en poblaciones. El algoritmo DE se basa en tres operadores, estos son: mutación, cruzamiento y selección que, a diferencia de los operadores con igual nombre de Algoritmo Genéticos, están basados en operaciones con vectores (Camps Echevarría, Llanes Santiago, & da Silva Neto, 2012). Dicha evaluación diferencial es una rama de la computación evolutiva enfocada en la optimización de espacios continuos, por otro lado, las variables son representadas mediante números reales, la población seleccionada es aleatoria donde se eligen tres sujetos como patrones (Santana Quintero, 2004).

En base a la literatura existente se deja en evidencia investigaciones ligadas a la medicina, como por ejemplo, la búsqueda de “*Algoritmos para el diagnóstico diferencial de catatonía en emergencias médicas*” (Romero Tapia & Escobar Córdoba, 2006), por otro lado, en el ámbito de la ingeniería se han desarrollado investigaciones para la “*Evaluación de dos nuevos algoritmos en el diseño de granjas eólicas*” (Loor, Leguizamón, & Apolloni, 2015), así como también, entre otros,

Identificación paramétrica de un motor de CD utilizando el algoritmo de evolución diferencial” el cual mediante evolución diferencial busca identificar el modelo de un servomecanismo de corriente directa (Cortez Vega & Garrido, 2018).

2.4.1.3 Variable Neighbourhood Search (VNS)

La VNS cuya traducción al español significa “Búsqueda de Entorno Variable”, es una metaheurística que se enfoca en la resolución de problemas de optimización, donde principalmente provoca cambios sistemáticos de entorno dentro de una búsqueda por entornos. Las metaheurísticas son estrategias usuales utilizadas para diseñar operaciones heurísticas y así lograr resolver problemas de optimización por medio de un proceso de búsqueda en el espacio de soluciones. Entonces, la VNS es una metaheurística que se enfoca en un principio simple, donde, existe un cambio en la estructura de entornos cuando la búsqueda local se estanca en un óptimo local (Hansen, Mladenovia, & Moreno Pérez, 2003)

De acuerdo con la revisión de literatura, el enfoque de búsqueda en entornos variables VNS y sus variantes han sido ampliamente estudiados y aplicados para resolver varios problemas de planificación, especialmente para el caso de máquina única. En este contexto, las publicaciones encontradas abarcan temáticas, por ejemplo, la *“Búsqueda de un entorno variable multiobjetivo para resolver el problema de particionamiento de datos espaciales con características poblacionales”* (Bernábe Loranca & Guillén Galván, 2011); en el área del transporte *“Heurística de búsqueda de entorno variable para el problema de ruteo de transporte público urbano”* (Alvarez Arispe, Martínez Luz, & Mauttone, 2010), así como, entre otros, las metaheurísticas están alcanzando cada vez más relevancia en la aplicación de técnicas de aprendizaje automático en tareas minería de datos para el descubrimiento de conocimiento en grandes bases de datos, cuya investigación lleva por título *“Búsquedas Dispersa y de Entorno Variable en Minería de Datos”* (García Torres, Melián Batista, Moreno Pérez, Moreno Vega, & Rivero Martín, 2005).

2.4.1.4 Teorema de KKT

El teorema KKT tiene sus inicios en el año 1939 con la publicación de la tesis de William Karush (1917-1997), el cual propuso las condiciones necesarias que deben satisfacer los óptimos de

problemas de optimización no lineal las cuales tienen restricciones de desigualdad. Posteriormente, lo propuesto por Karush fue renombrado tras un artículo expuesto en una conferencia por Harold W. Kuhn y Albert W. Tucker realizada en el año 1951 (Uresti Charre, s.f). De esta manera se considera que las restricciones de Karush-Kuhn-Tucker (KKT) son una generalización del método de los multiplicadores de Lagrange para restricciones de desigualdad, por ende, proporciona las condiciones necesarias y suficientes para que la solución de una programación no lineal sea óptima (Bour, s.f)

Dentro de las investigaciones existentes referente a este tipo de teorema, algunas se enfocan en la búsqueda, por ejemplo, de un “*Método Predictor-Corrector para Programación Cuadrática*” (Soria & Redchuk, 2015), otras se enfocan en el “*Análisis y comparación de precondicionadores para el problema KKT*”, así como también, entre otras áreas, utilizan los criterios KKT para realizar análisis de cantidad de orden económico en un Modelo de inventario en problemas con el suministro, donde se enfoca en determinar el costo total mínimo que maximiza las ganancias (Setiawan & Pramesti, 2018).

2.5 Software

Uno de los softwares a utilizar en esta investigación es el programa SAP2000, el cual realiza cálculos de estructuras perteneciendo a una serie de programas que han sido desarrollados por Edward L. Wilson en la University of California durante los primeros años de la década del ‘70 (Berkeley, EE. UU).

SAP200 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento del más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras.

Actualmente SAP2000 es ejecutable en Microsoft Windows, además, incluye sistemas rápidos de solución de ecuaciones, solicitaciones estructurales de cargas o deformaciones, vigas no prismáticas, elementos tipo cáscara de alta precisión, análisis dinámico con vectores propios o de Ritz, diferentes tipos de sistemas coordenados, opciones de construcción de puntos, fusión de mallas creadas en forma independiente, elementos de resorte para todos los grados de libertad, múltiples análisis dinámicos en un sólo cálculo, y el diseño y optimización de estructuras de acero o concreto (Kelly, 2013).

Por otro lado, se utilizará Matlab, el cual es un programa de computación y desarrollo de aplicaciones totalmente integrado, la orientación de este programa está enfocada en llevar a cabo proyectos donde

se encuentren implicados elevados cálculos matemáticos y la visualización gráfica de los mismos. Matlab integra análisis numérico, cálculo matricial, proceso de señal y visualización gráfica en un entorno completo donde los problemas y sus soluciones son expresados del mismo modo en que se escribirían tradicionalmente, sin necesidad de hacer uso de la programación tradicional. Además, incluye el editor en vivo para crear scripts que combinan código, salida y texto preparados en un cuaderno ejecutable. Las aplicaciones de Matlab le permiten ver cómo funcionan los diferentes algoritmos con sus datos a través de un proceso iterativo hasta obtener los resultados que desea (MathWorks, 2020).

CAPÍTULO 3: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Materiales y Métodos

Para cumplir con los objetivos propuestos del trabajo de titulación se debe utilizar una metodología que permita entregar de forma clara los fundamentos que sustentaran las futuras conclusiones. Como se trata de la implementación de un nuevo modelo, la metodología empleada se basará principalmente en la aplicación de un conjunto de fundamentos teóricos, para la implementación del modelo de optimización y para el diseño de aisladores basales, donde se pretende ver si realmente es conveniente estructural y financieramente la ejecución de dicho modelo. Para la realización de esta investigación se divide el presente trabajo en cuatro partes.

La primera consiste en crear un modelo de optimización a través del software computacional Matlab, el cual sea capaz de escoger las alternativas más eficientes para el diseño de aisladores basales. Esto se realizará por medio del método de optimización simple o multiobjetivo, el cual realiza algoritmos evolutivos los cuales permiten analizar las posibles alternativas dentro de los parámetros establecidos en el diseño de aisladores basales, sin tener que analizar la totalidad de soluciones (frontera de Pareto para el caso multiobjetivo) (Jimenez Lozano, 2009). Con esto se podrá realizar un análisis de optimización contemplando los diferentes parámetros del diseño de aisladores basales según la NCh 2745 (2003), considerando el costo como variable de decisión.

El segundo estudio por realizar es la aplicación de aisladores basales a diferentes tipos de edificios de mediana altura en Chile basándose en la norma NCh 2745 Of 2003. Esto busca poder ver el comportamiento de las distintas estructuras analizadas y además poder escoger el más adecuado para el funcionamiento deseado de cada estructura, dicho análisis se realizará por medio del software para análisis y diseño estructural SAP 2000. Para la realización de este apartado se decidió seleccionar dos tipos de aisladores basales, los cuales son los más utilizados en el mundo y en el país, además existen estudios y antecedentes que indican que son los que presentan mayores ventajas para los tipos de estructuración típica del país (CChC,2011). Los sistemas escogidos son: aislador elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB) y aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB). Esta parte consta de todo el respaldo teórico que se pueda encontrar en la bibliografía existente y en las experiencias experimentales realizadas sobre estos sistemas.

En tercer lugar, se realizará una vinculación de los softwares ocupados anteriormente (Matlab y SAP2000), la cual busca tener un sistema automático e iterativo de resolución. Esta forma de análisis

se realizará por medio de los software mencionados, donde en SAP2000 se analizaran las estructuras con sistemas de aislación basal, verificando el diseño al cumplimiento de las normativas chilenas NCh 433 (1996) y NCh 2745 (2003), posterior a estos resultados los datos obtenidos se vinculan con el algoritmo realizado en Matlab, el cuál ejecutará el análisis para la optimización del costo del aislador propuesto, variando las propiedades mecánicas y geométricas del diseño del aislador. Luego del análisis en el algoritmo de optimización de Matlab, los datos obtenidos vuelven al software SAP2000 para nuevamente analizar la estructura con los cambios realizados. El proceso mencionado se realizará las veces necesarias hasta encontrar un resultado óptimo.

En cuarto lugar, se analizarán los resultados obtenidos en el diseño de los aisladores basales a través del modelo de optimización, con esto se podrá realizar una posterior comparación con modelos ya ejecutados y así encontrar una posible relación entre las propiedades de los aisladores (relacionadas con el diseño) y el comportamiento esperado del edificio, ya sea por su funcionalidad o condiciones de servicio.

Además, se busca realizar una estimación de costos, el cual consiste en comprar las soluciones más eficientes encontradas anteriormente y el posible costo asociado a la realización de estas. Este estudio es muy importante ya que es un punto trascendente en la decisión de realizar la implementación del modelo en proyectos futuros de ingeniería.

Finalmente se pretende que el presente trabajo de tesis sea una herramienta útil en el conocimiento y estudios de diseño de aisladores basales por medio de modelos de optimización. Siendo un estudio que busca incentivar futuras investigaciones en el área de la optimización para la aplicación en la ingeniería civil.

CAPÍTULO 4: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Desarrollo

4.1.1 Bases de cálculo

4.1.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el estudio de dos edificios, donde el primero consta de 20 niveles destinados a oficinas, la altura total del edificio es de 58 m con una superficie útil de 11.709 m² y el segundo edificio posee 15 niveles destinados a oficinas, la altura total del edificio es de 43.5 m con una superficie útil de 8.783 m².

Ambos proyectos están ubicados en la ciudad de Valparaíso, Región de Valparaíso.

La estructura de los edificios se basa en marcos de momento de hormigón armado, losas tradicionales de hormigón armado y muros de hormigón armado en el núcleo (cajas de escalera y ascensor).

4.1.1.2 Materiales Empleados

Los materiales empleados en ambos edificios son los siguientes:

- Hormigón H30 para muros, losas, columnas y vigas, nivel de confianza del 95 %.
- Acero de refuerzo A 44-28H estriado

4.1.1.3 Calidad y Propiedades de los Materiales

4.1.1.3.1 Hormigón:

- Módulo de Elasticidad $E_c = 3.3 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$.
- Densidad de hormigón armado: 2500 kg/m³
- Módulo de Poisson $\nu = 0.17$
- Módulo de corte $G_c = 0.416 \times E_c$
- Coeficiente de dilatación térmica $\alpha_{\text{fac}} = 1.2 \times 10^{-5}$
- Tensión de ruptura $f_c' = 2500000 \text{ kg/m}^2$

4.1.1.3.2 Acero refuerzo:

- Módulo de Elasticidad $E_s = 2.1 \times 10^4 \text{ kg/m}^2$.
- Densidad: 7850 kg/m^3
- Módulo de Poisson $\nu_s = 0.25$
- Módulo de corte $G_s = 0.4 \times E_s$
- Coeficiente de dilatación térmica $\alpha_s = 1.2 \times 10^{-5}$
- Tensión de fluencia $f_y: 28000000 \text{ kg/m}^2$

4.1.1.3.3 Recubrimientos Mínimos

- Muros: 2.0 cm.
- Columnas: 2.5 cm.
- Vigas: 2.5 cm.
- Losas: 2.0 cm.

4.1.1.4 Metodología de Diseño

Los elementos de hormigón armado serán diseñados considerando el Método a la Rotura o Resistencia Última (LRFD).

4.1.1.5 Solicitaciones

Para el cálculo de las estructuras se establecen las siguientes cargas y sobrecargas:

- Carga de peso propio de la estructura (D).
- Sobrecarga de uso en la estructura (L) (Según NCh1537Of.86).
- Cargas sísmicas (E) (Según NCh433Of.96).

4.1.1.6 Combinaciones de Carga

Para el análisis de las estructuras se consideraron los siguientes estados de carga, utilizando, para cada elemento, la combinación más desfavorable:

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L
- 1.2 D + L
- 1.2 D + 1.4 Ex + L
- 1.2 D - 1.4 Ex + L
- 1.2 D + 1.4 Ey + L
- 1.2 D - 1.4 Ey + L
- 0.9 D + 1.4 Ex
- 0.9 D - 1.4 Ex
- 0.9 D + 1.4 Ey
- 0.9 D - 1.4 Ey

4.1.1.7 Descripción del sistema sismorresistente de ambas estructuras.

El sistema sismorresistente para ambos edificios se constituyó en base a una combinación de un sistema de marcos de momento de vigas y columnas de hormigón armado y un sistema de muros de hormigón armado en el núcleo de escaleras y ascensores. El sistema de pórticos entrega flexibilidad y ductilidad al sistema, mientras que el uso de muros resistentes provee un control de las deformaciones laterales debido a su mayor rigidez lateral.

Las losas de pisos son de hormigón armado y actúan como diafragma rígido para compatibilizar los desplazamientos horizontales de los elementos resistentes en los tres grados de libertad de las plantas y poseen un espesor de 15 cm. La losa está soportada por vigas de hormigón armado que cumplen la función de amarre en las diferentes líneas sismorresistentes de la estructura y sus dimensiones son 60 cm de altura y 20 cm de ancho en ambas estructuras.

Para la estructura de 20 pisos, las columnas presentes en los marcos de momento se dividen en 2, para las plantas del piso 1 al 10, las dimensiones son de 60 cm por 60 cm y del piso 11 al piso 20 las dimensiones son de 50 cm por 50 cm.

Para estructura de 20 pisos, los muros en el núcleo de escaleras y ascensores de igual manera que las columnas varían con la altura de planta, la cual desde el piso 1 al 10 poseen un espesor de 60 cm y del piso 11 al piso 20 su espesor es de 50 cm. Además, existe un muro intermedio entre escaleras y sus dimensiones son de 30 cm en la totalidad de los pisos. La estructura no presenta irregularidades en planta ni en elevación y pocas aberturas de losas o interrupciones de muro. Las dimensiones en planta son de 20 m de ancho y 31.5 m de largo para todos los pisos, la altura entre pisos es de 2.9 m y son idénticas en todos los niveles, con una altura total de la estructura de 58 m. El edificio está dividido en 2 secciones las que son idénticas entre sí, del piso 1 al 10 y del piso 11 al 20. Además, se presenta una simetría perfecta con respecto a uno de los ejes del edificio.

Para la estructura de 15 pisos, las columnas presentes en los marcos de momentos poseen dimensiones de 50 cm por 50 cm en toda la estructura. Los muros en el núcleo de escaleras y ascensores presentan la misma dimensión en toda su extensión, los cuales tienen un espesor de 50 cm, además igual que en la estructura anterior posee un muro intermedio entre escaleras y su espesor es de 30 cm en toda su extensión. La estructura presenta una irregularidad en planta donde en extremos diagonales se reduce un vano, como lo muestra la figura 4.6. La altura entre pisos es de 2.9 m y son idénticas en todos los niveles, con una altura total de 43.5 m. El edificio presenta la misma sección en planta para todos los niveles.

4.1.1.8 Identificación de las estructuras

En las figuras N°4.1 a N°4.4 se presentan las plantas y cortes de la estructura de 20 pisos, dado los planos de arquitectura, los cuales permiten visualizar la ubicación de los elementos estructurales y sus respectivos ejes principales.

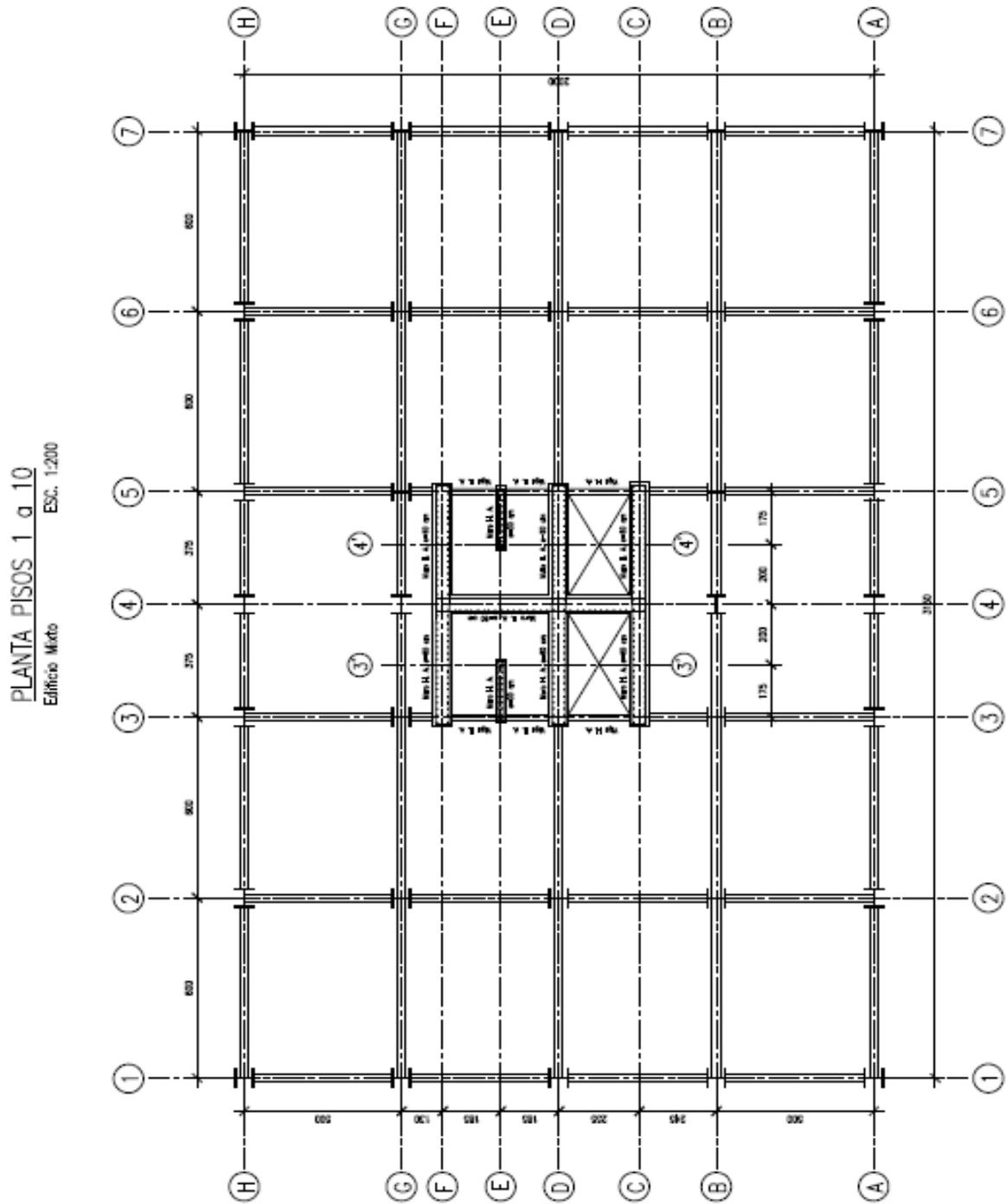


Figura N° 4.1: Planta piso 1 a 10.

Fuente: (Bustos Vejar, 2003).

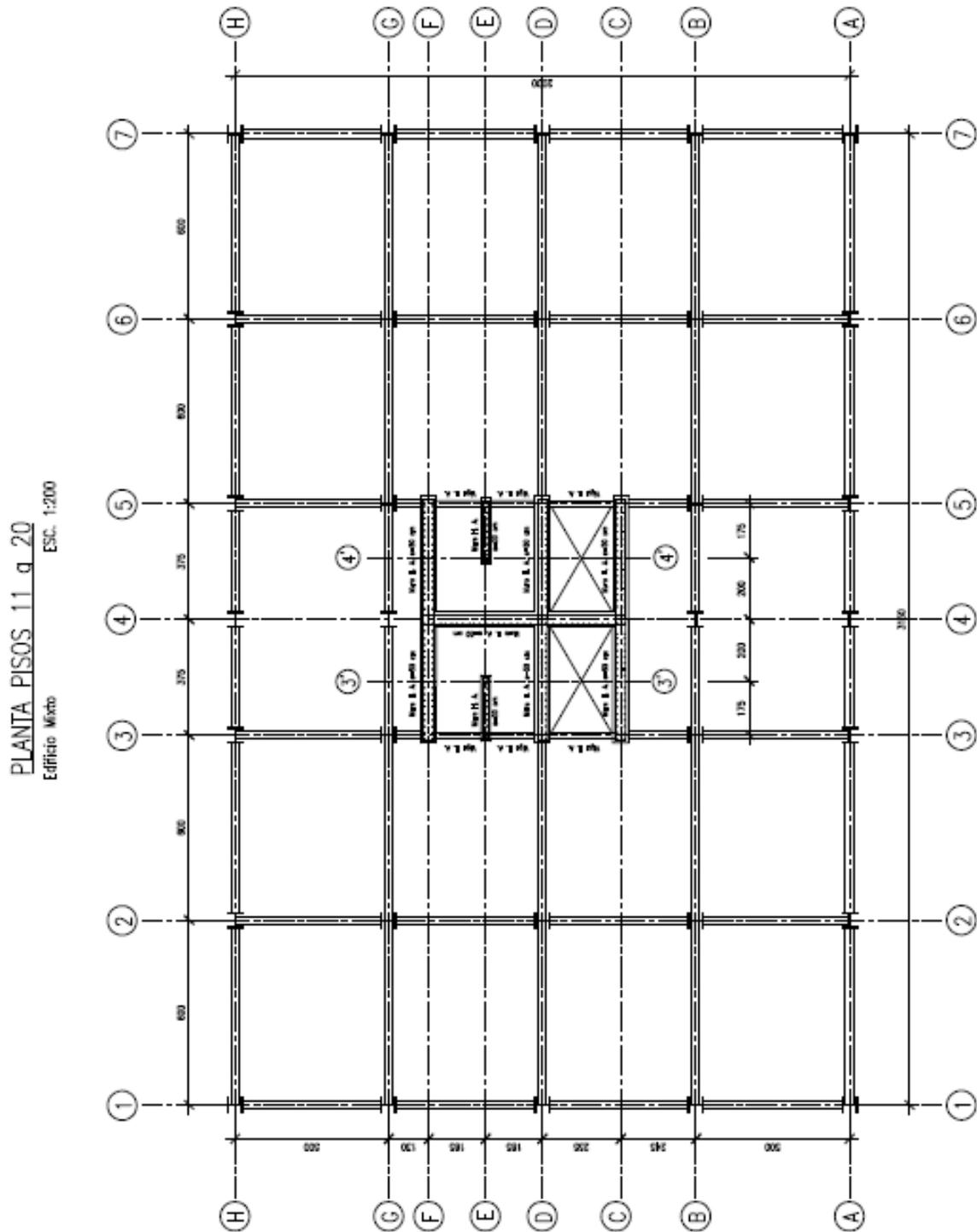


Figura N° 4.2: Planta del piso 11 al 20.

Fuente: (Bustos Vejar, 2003).

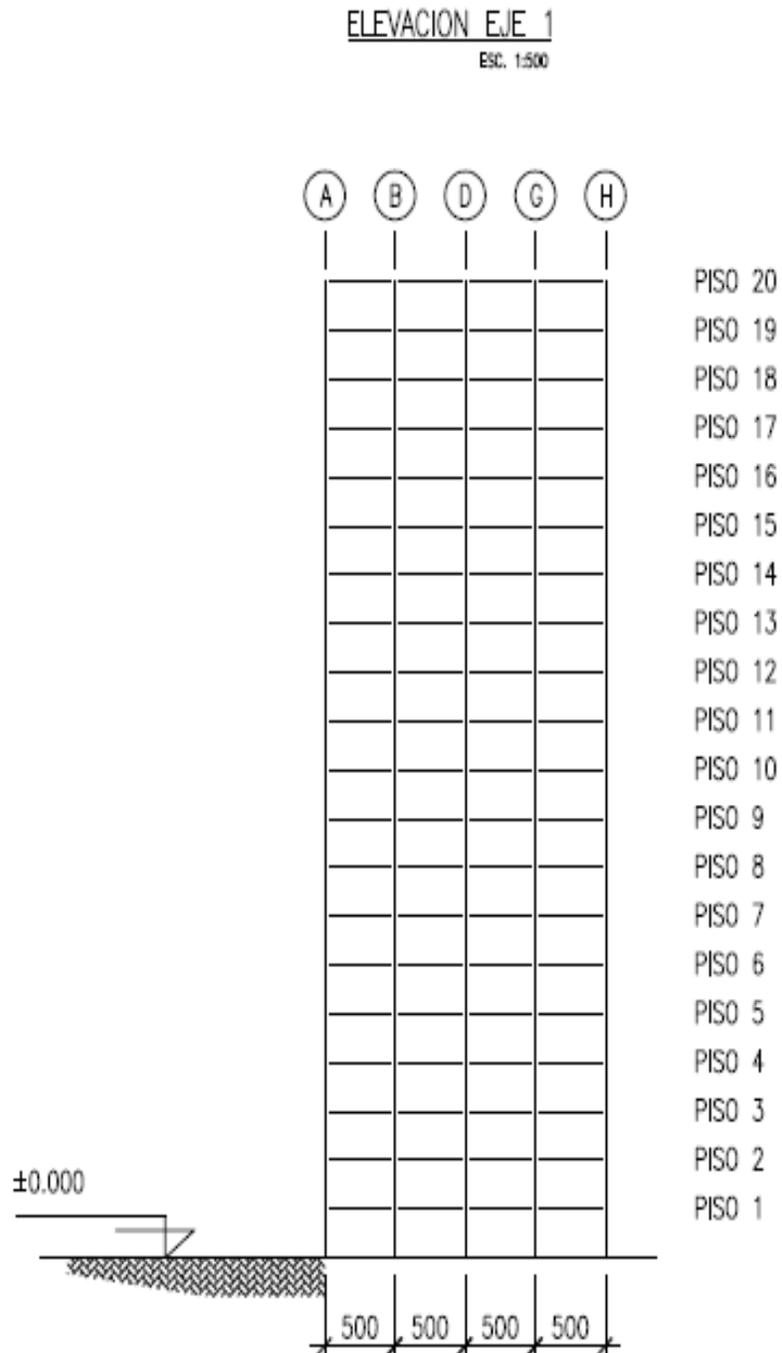


Figura N° 4.3: Elevación eje 1-1.

Fuente: (Bustos Vejar, 2003).

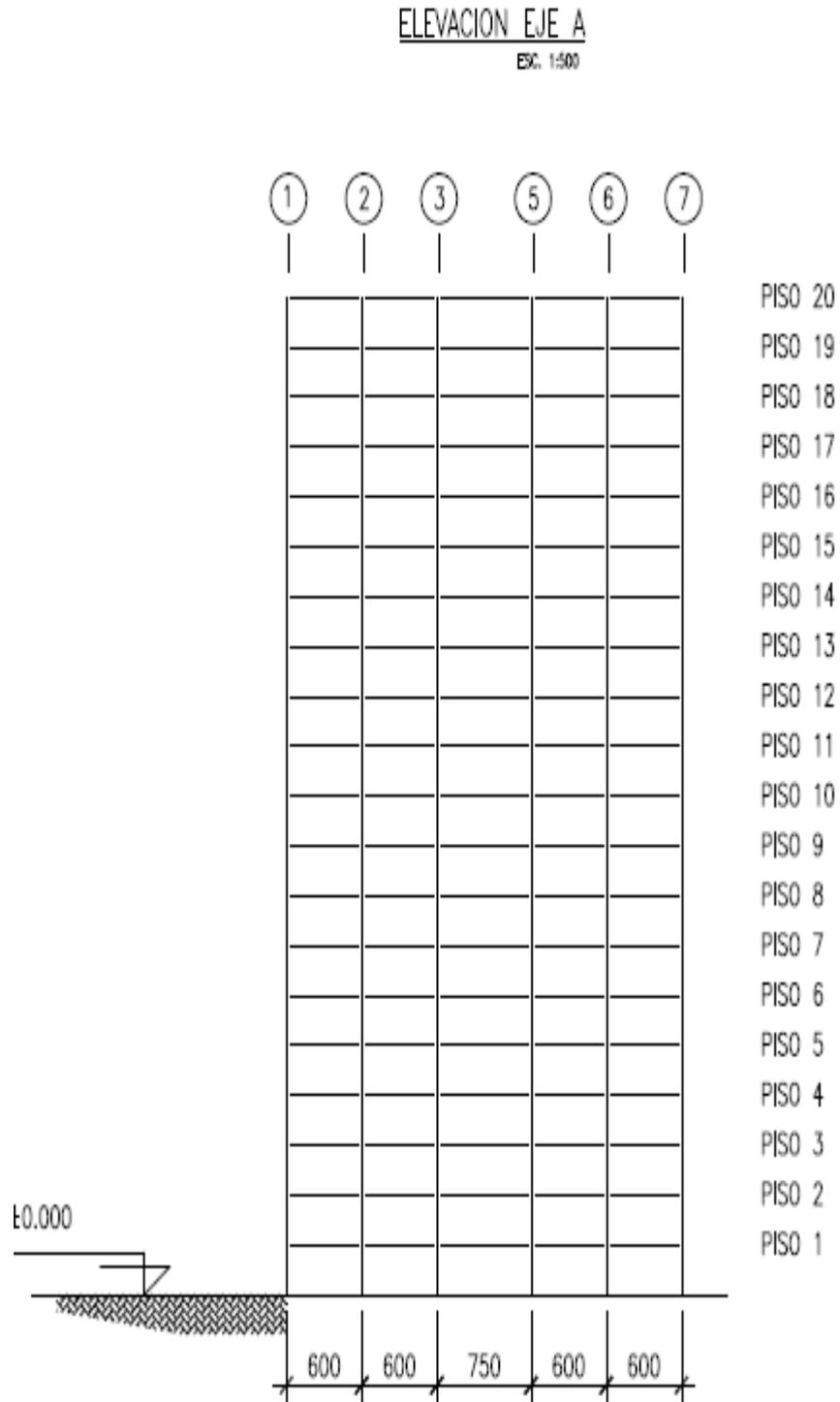


Figura N° 4.4: Elevación eje A-A.

Fuente: (Bustos Vejar, 2003).

Con respecto a las plantas que se muestran en las figuras N° 4.1 y 4.2, cabe mencionar que para este estudio las columnas fueron modificadas por elementos cuadrados de hormigón armado como se menciona en el apartado 4.1.1.7.

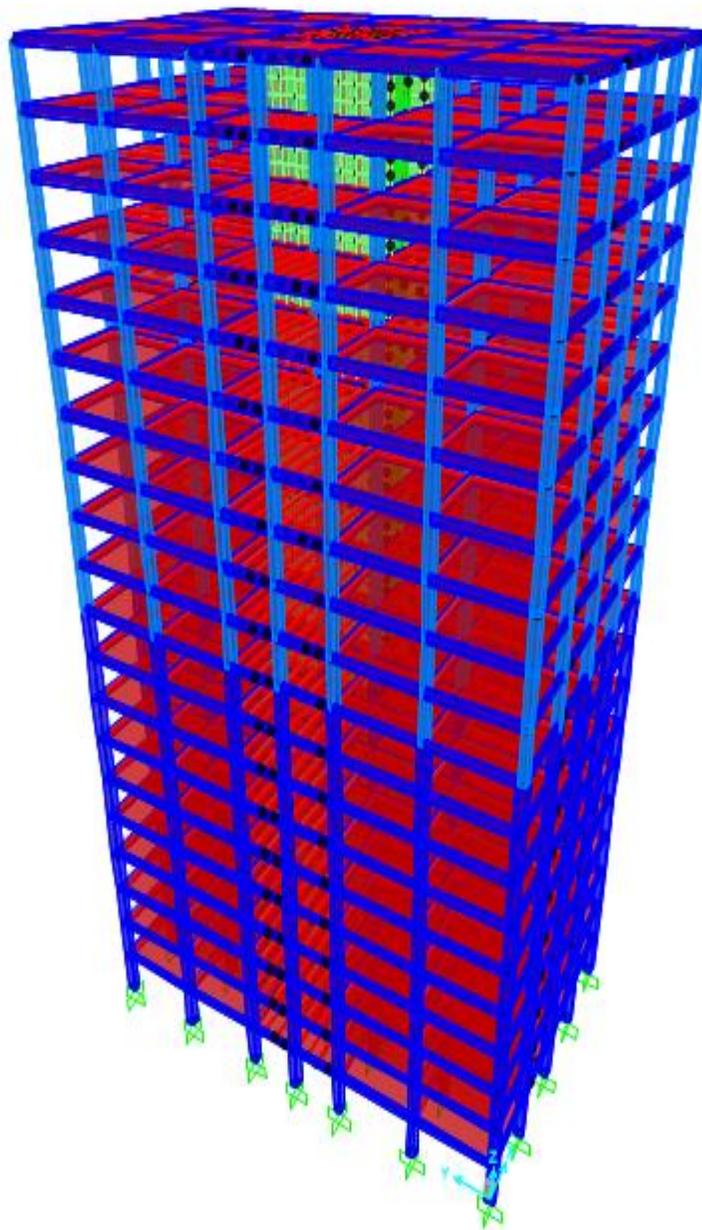


Figura N° 4.5: Modelo 3D de la estructura convencional de 20 pisos en SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura N° 4.6 se presenta la planta de la estructura de 15 pisos, dado los planos de arquitectura, los cuales permiten visualizar la ubicación de los elementos estructurales y sus respectivos ejes principales.

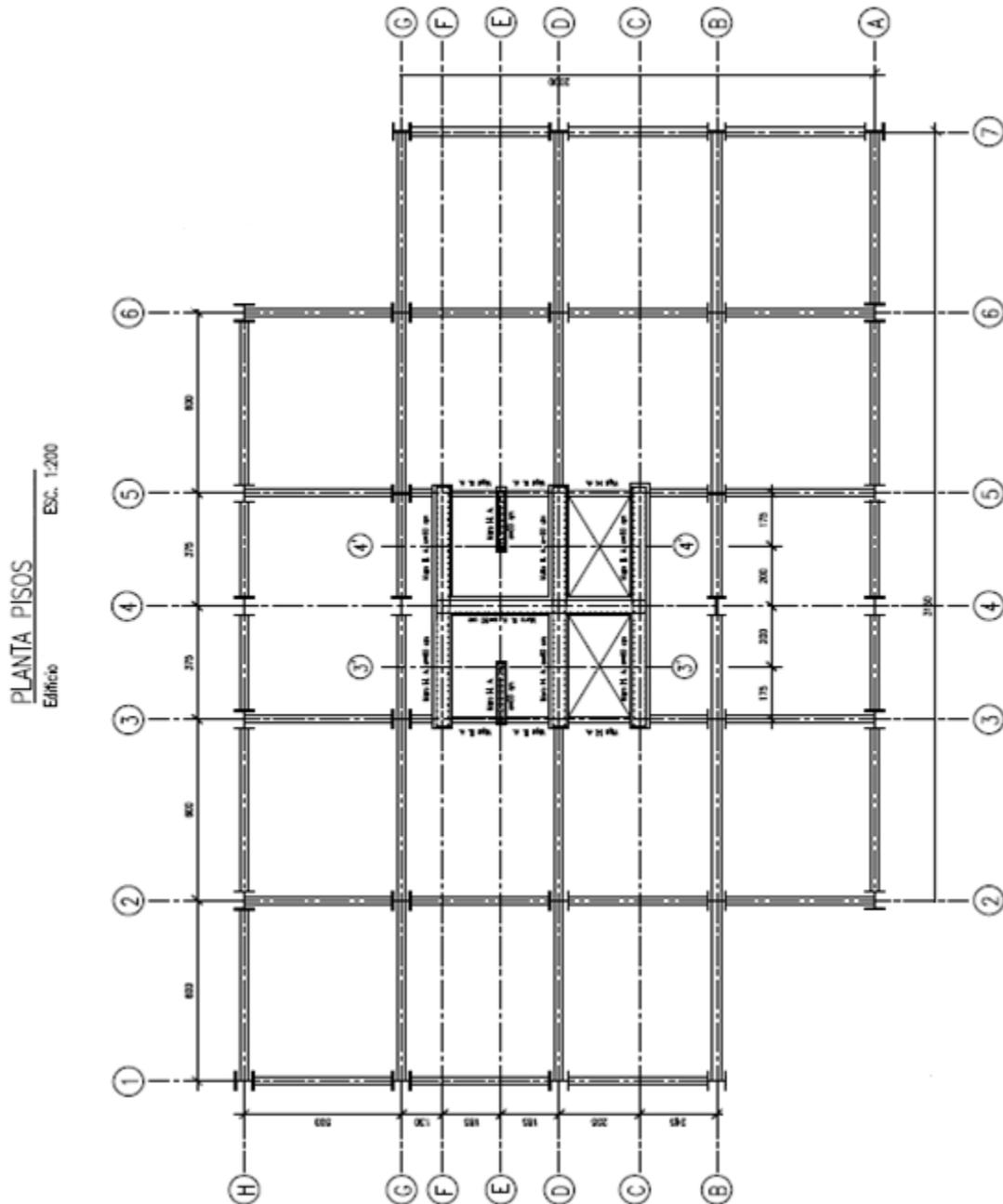


Figura N° 4.6: Planta piso 1 a 15.

Fuente: (Bustos Vejar, 2003).

Con la descripción de la estructura y la arquitectura de la planta se desarrolla el modelo de la estructura de 15 pisos en SAP2000 como lo muestra la figura N° 4.7.

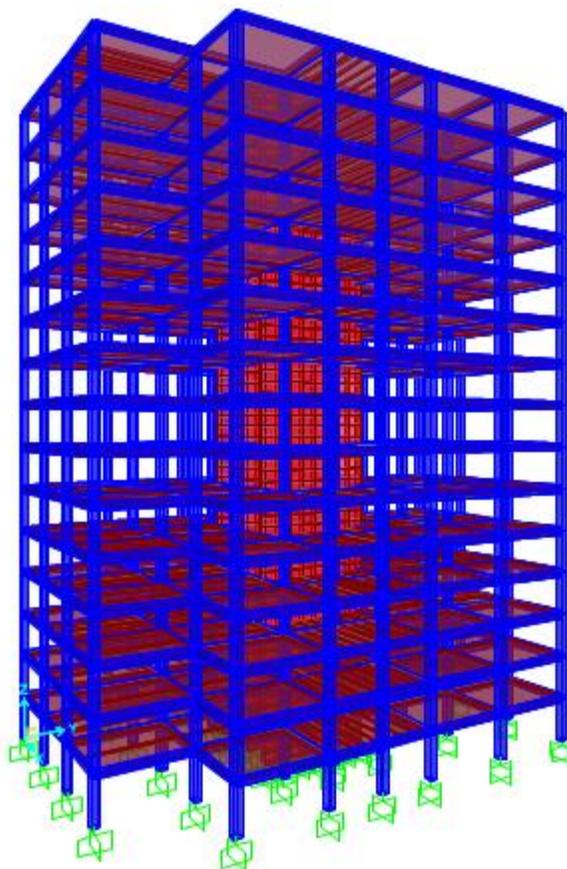


Figura N° 4.7: Modelo 3D de la estructura convencional de 15 pisos en SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2 Análisis y diseño de las estructuras convencional

4.1.2.1 Procedimiento de diseño conforme NCh433, DS60 y DS61 e hipótesis básicas y requerimientos

De acuerdo con la normativa nacional vigente, NCh433.Of96. Mod2009 y Decreto Supremo 60 y 61 del año 2011, una estructura antisísmica es diseñada para cumplir con las siguientes hipótesis básicas:

1. Resistir sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
2. Limite los daños en los elementos estructurales durante sismos de mediana intensidad.
3. Aunque presente daños, evite el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa, salvaguardando la vida de sus ocupantes.

Se deben considerar diferentes combinaciones de cargas dependiendo de los estados de cargas que se consideren para el análisis de la estructura y el método de análisis correspondiente (LRFD). Las combinaciones de carga se encuentran propuestas en la norma NCh3171Of2010.

La norma NCh1537Of86 establece los valores mínimos de las cargas permanentes y de las sobrecargas de uso que deben considerarse dependiendo el tipo de ocupación y materialización de la estructura. A continuación, en la tabla N° 4.1 se presentan los valores de las cargas correspondientes para ambos edificios.

| Material | Densidad |
|-------------------------------|---------------------------|
| Hormigón Armado | 2500 (kg/m ³) |
| Sobrecarga de uso | 250 (kg/m ²) |
| Muro cortina (no estructural) | 150 (kg/m ²) |
| Sobrecarga de uso techo | 102 (kg/m ²) |

Tabla N° 4.1: Descripción de las cargas para ambos edificios.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3 Método de análisis modal espectral y revisión de resultados

El método de análisis modal espectral se puede aplicar a estructuras que presentan modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden del 5 % del amortiguamiento crítico. En este caso de estudio se realiza el análisis modal espectral debido a que la edificación posee una mayor cantidad de pisos de acuerdo con las consideraciones que indica el análisis estático.

Lo primero que se debe realizar es la obtención de los periodos naturales de la estructura, para lo cual ésta debe ser modelada en el software SAP2000 y se debe aplicar un análisis modal.

Posterior a la modelación, con los datos obtenidos se debe generar el espectro con el cual se analizará la estructura, donde además es necesario tener en cuenta otros parámetros que dependen de la ubicación geográfica, tipo de suelo, características estructurales y de uso.

El espectro de la normativa vigente corresponde a un espectro de Pseudo-aceleraciones y se confecciona mediante las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{(R^* / I)} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Donde S, A_0 e I, se obtienen de tablas dependiendo del tipo de suelo, zona sísmica y categoría del edificio respectivamente, mientras que el factor de reducción R^* se obtienen de la siguiente expresión:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.01T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

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

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo con la expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Donde T_n es el periodo de vibración n de la estructura, T_0 y p , son parámetros que se obtienen de las propiedades del suelo.

A continuación, en la tabla N° 4.2 se muestran los datos de diseño correspondientes a las edificaciones estudiadas:

| Parámetros de la Norma | Valores |
|---|----------------|
| Zonificación Sísmica | 3 |
| Tipo de suelo | B |
| Categoría edificio | II |
| Factor de modificación de respuesta R_o | 11 |
| Coefficiente de importancia I | 1.0 |
| Aceleración máxima del suelo A_o | 0.4 g |
| Coefficiente del suelo p | 1.5 |
| Coefficiente del suelo T_o | 0.3 |

Tabla N° 4.2: Parámetros de diseño de la norma para ambas estructuras.

Fuente: Elaboración propia.

Con los datos y fórmulas anteriores, más el periodo de mayor masa traslacional del edificio de 20 pisos como se muestra en las tablas N° 4.3 y 4.4, se puede confeccionar los espectros de Pseudo-aceleraciones de la edificación en cada una de sus direcciones de análisis respectivamente, los cuales se presentan a continuación en las figuras N° 4.8 y 4.9.

| Categoría II | Zona 3 | Suelo B | | | | | |
|---------------------|-------------------------|-----------------------------|----------|----------|-------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| I | A_o | T_o (s) | P | S | R_o | T^* (s) | R^* |
| 1 | 0.4 g | 0.30 | 1.50 | 1 | 11 | 1.09 | 9.45 |

Tabla N° 4.3: Datos para la construcción del espectro de Pseudo-aceleraciones en la dirección "X".

Fuente: Elaboración propia.

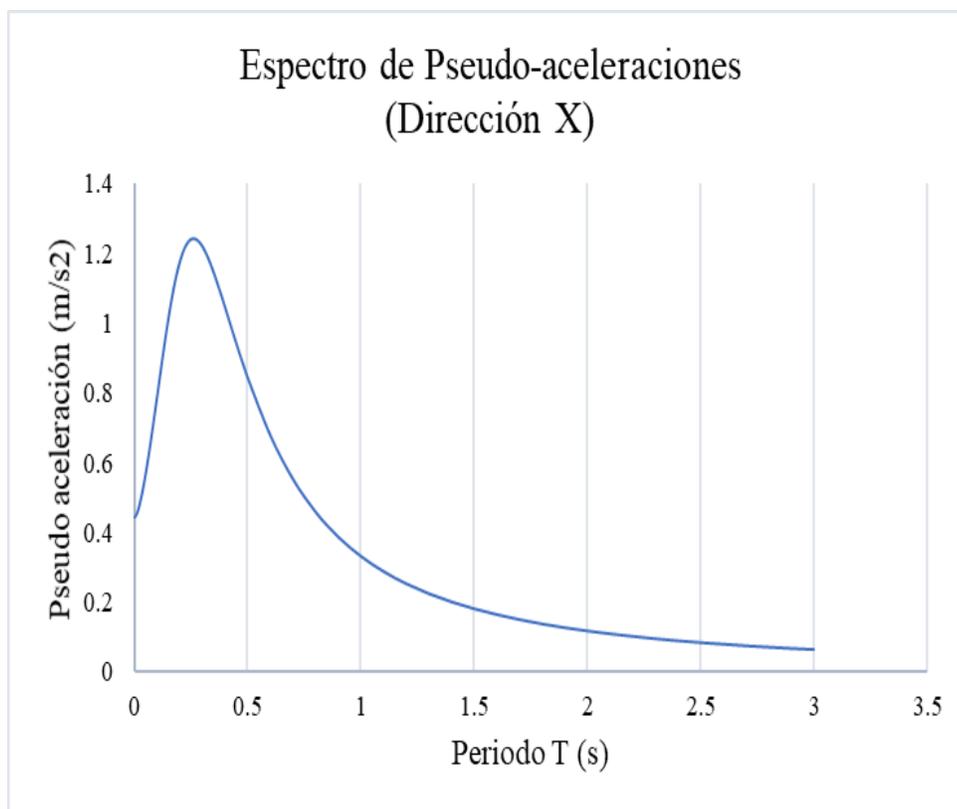


Figura N° 4.8: Espectro de Pseudo-aceleraciones en X, edificio 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

| Categoría II | Zona 3 | Suelo B | | | Ro | T* (s) | R* |
|--------------|--------|---------|------|---|----|--------|------|
| | | To (s) | P | S | | | |
| I | Ao | To (s) | P | S | Ro | T* (s) | R* |
| 1 | 0.4 g | 0.30 | 1.50 | 1 | 11 | 1.22 | 9.66 |

Tabla N° 4.4: Datos para la construcción del espectro de Pseudo-aceleraciones en la dirección "Y".

Fuente: Elaboración propia.

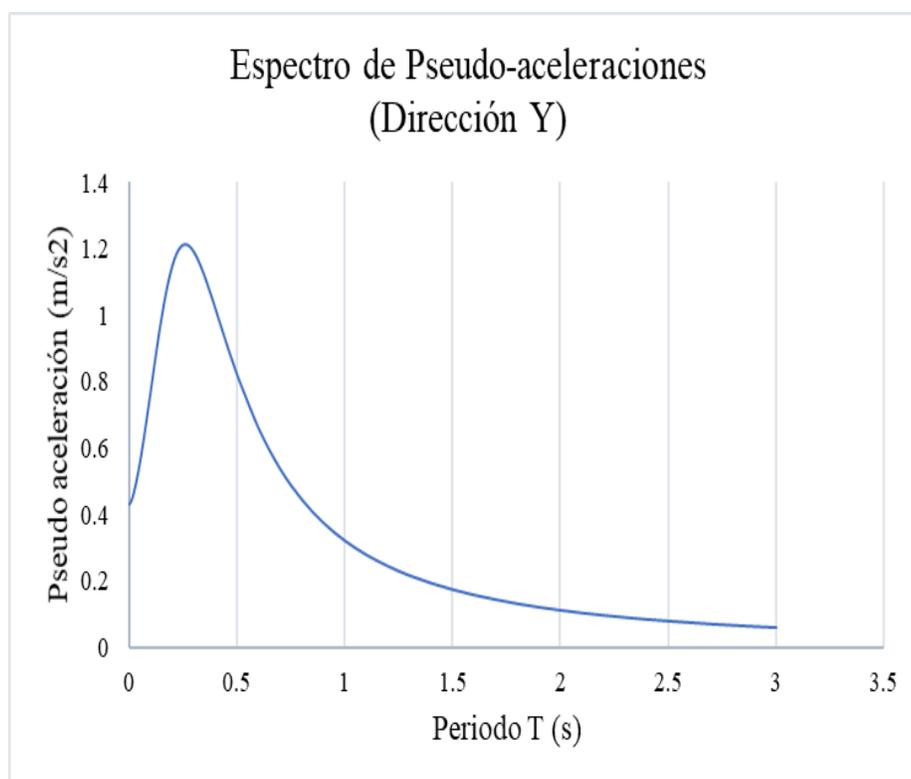


Figura N° 4.9: Espectro de Pseudo-aceleraciones en Y, edificio 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Para el caso del edificio de 15 piso, con los datos de la norma, más el periodo de mayor masa traslacional del edificio como se muestra en las tablas N° 4.5 y 4.6, se puede confeccionar los espectros de Pseudo-aceleraciones de la edificación en cada una de sus direcciones de análisis respectivamente, los cuales se presentan a continuación en las figuras N° 4.10 y 4.11.

| Categoría II | Zona 3 | Suelo B | | | | | |
|---------------------|---------------|----------------|------|---|----|--------|------|
| I | Ao | To (s) | P | S | Ro | T* (s) | R* |
| 1 | 0.4 g | 0.30 | 1.50 | 1 | 11 | 0.81 | 8.82 |

Tabla N° 4.5: Datos para la construcción del espectro de Pseudo-aceleraciones en la dirección “X”.

Fuente: Elaboración propia.

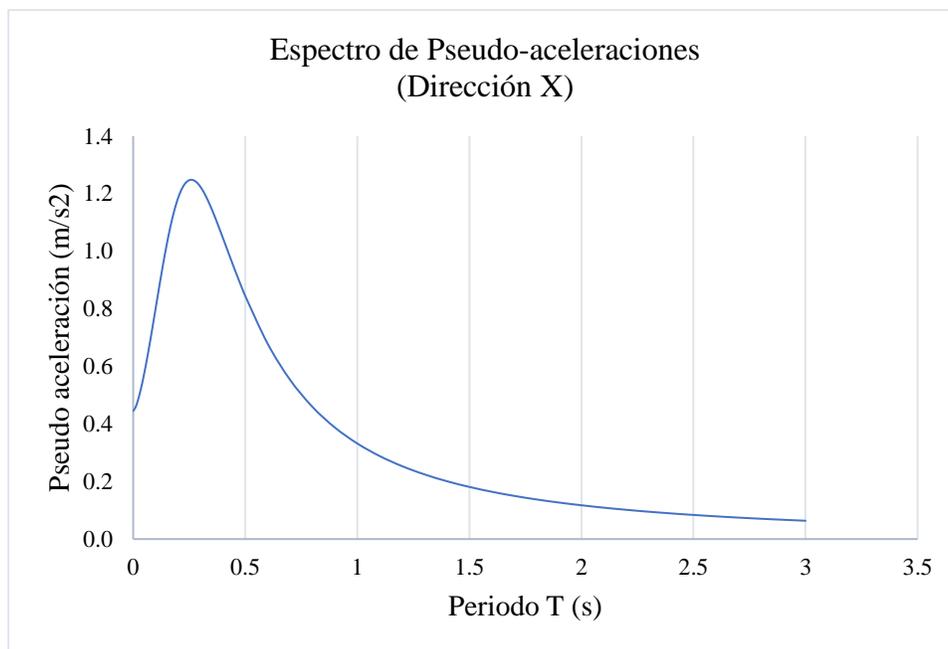


Figura N° 4.10: Espectro de Pseudo-aceleraciones en X, edificio 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

| Categoría II | Zona 3 | Suelo B | | | Ro | T* (s) | R* |
|--------------|--------|---------|------|---|----|--------|------|
| | | To (s) | P | S | | | |
| I | Ao | To (s) | P | S | Ro | T* (s) | R* |
| 1 | 0.4 g | 0.30 | 1.50 | 1 | 11 | 1.07 | 9.41 |

Tabla N° 4.6: Datos para la construcción del espectro de Pseudo-aceleraciones en la dirección “Y”.

Fuente: Elaboración propia.

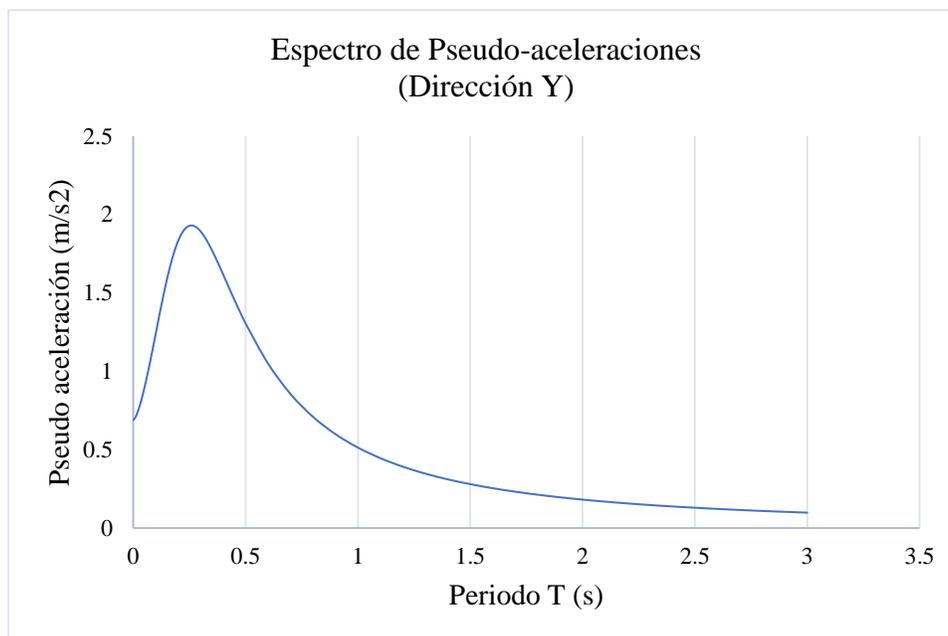


Figura N° 4.11: Espectro de Pseudo-aceleraciones en Y, edificio 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.1 Modelación

4.1.3.1.1 Consideraciones de la modelación

La modelación se realiza de la misma manera para ambos edificios, variando únicamente el espectro de diseño utilizado. Para el cálculo de masas del modelo, la norma nos indica que se debe considerar el 100 % de las cargas permanentes más un porcentaje de las sobrecargas, en este caso dicho porcentaje corresponde al 50 %, ya que el edificio corresponde a una estructura destinada a oficinas donde puede ser posible la aglomeración.

Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y resistencia membranales suficientes para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos y los elementos estructurales verticales resistentes. Para el caso de este estudio se consideran diafragmas rígidos.

El modelo de la estructura se efectúa de manera detallada en el software SAP2000 según lo indicado en los planos y con las modificaciones correspondientes.

En primer lugar, se crearon las grillas de referencia correspondientes a los ejes en planta y elevación indicados en los planos. Posterior se crearon los 2 tipos de plantas principales existentes en los modelos y después se replicaron para los distintos pisos según correspondían.

Después se ingresaron las correspondientes cargas y sobrecargas que posee cada estructura según la norma NCh1537Of2009, que en este caso son $150 \text{ (kg/m}^2\text{)}$ correspondiente al muro cortina no estructural que se considera como carga muerta, la cual se distribuye de manera uniforme sobre las vigas de borde de la estructura, $250 \text{ (kg/m}^2\text{)}$ correspondiente a la carga de uso, la cual se aplicó de manera uniforme sobre cada una de las losas y $102 \text{ (kg/m}^2\text{)}$ correspondiente a la carga de uso de techo.

Para la asignación de la masa al modelo de la estructura, se debe seleccionar en el software la pestaña “Mass Source: Specified Load Patterns” como se muestra en la figura N° 4.12.

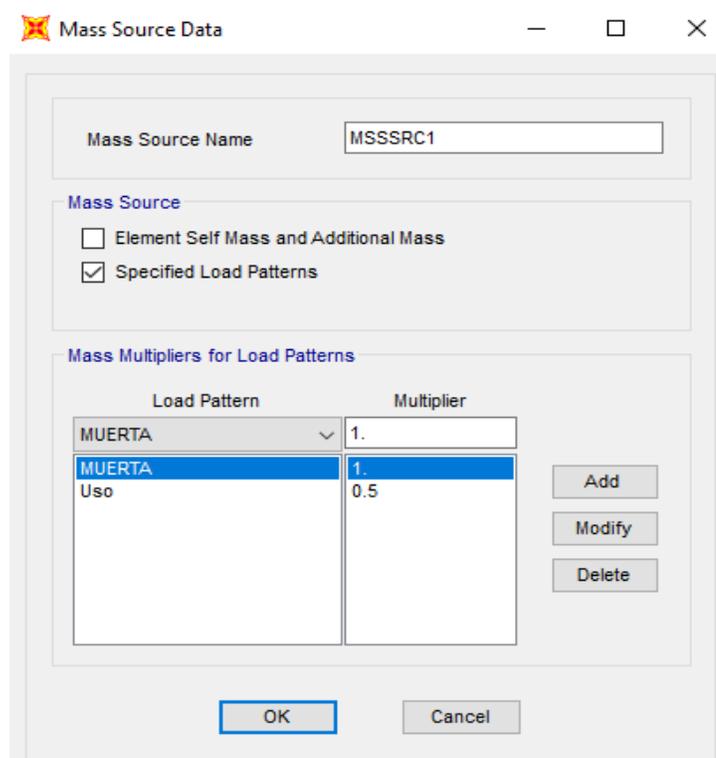


Figura N° 4.12: Mass Source, SAP2000

Fuente: Elaboración propia, SAP2000.

Posterior se ejecuta el análisis modal para así obtener los periodos naturales de vibración de cada una de las estructuras y así crear e ingresar los espectros de diseños de la norma para cada dirección de análisis como se muestran anteriormente en la figura N° 4.8 y 4.9 para la estructura de 20 pisos y en la figura N° 4.10 y 4.11 para la estructura de 15 pisos.

Finalmente se deben ingresar las combinaciones de carga muerta, carga viva y sismo correspondientes a este estudio, las cuales se muestran en el apartado 4.1.6 para el diseño LRFD.

Al realizar el análisis modal espectral en el software SAP2000, con las condiciones ya mencionadas, se obtiene el comportamiento de la estructura y los esfuerzos en los elementos estructurales, los cuales se detallan a continuación.

Edificio de 20 pisos:

Períodos: los periodos de la estructura nos indican cuanto tiempo se demora en terminar un ciclo de desplazamiento, es decir, cuanto tiempo se demora la estructura en volver a su posición inicial después de algún movimiento. Los periodos de vibración de la estructura convencional de 20 pisos se presentan en la tabla N° 4.7.

| Modo | Periodo (s) |
|-------------|--------------------|
| 1 | 1.362616 |
| 2 | 1.218703 |
| 3 | 1.092164 |
| 4 | 0.463152 |
| 5 | 0.288729 |
| 6 | 0.285914 |
| 7 | 0.256879 |
| 8 | 0.178397 |
| 9 | 0.158168 |
| 10 | 0.157698 |
| 11 | 0.145718 |
| 12 | 0.138108 |
| 13 | 0.136256 |
| 14 | 0.133532 |
| 15 | 0.133226 |
| 16 | 0.130513 |
| 17 | 0.125326 |
| 18 | 0.123309 |
| 19 | 0.113546 |
| 20 | 0.11132 |
| 21 | 0.10897 |
| 22 | 0.10236 |
| 23 | 0.098441 |
| 24 | 0.095641 |
| 25 | 0.092347 |
| 26 | 0.086077 |
| 27 | 0.083516 |
| 28 | 0.082664 |
| 29 | 0.081296 |
| 30 | 0.080985 |

| | |
|----|----------|
| 31 | 0.080097 |
| 32 | 0.077946 |
| 33 | 0.074542 |
| 34 | 0.073499 |
| 35 | 0.072715 |
| 36 | 0.071955 |
| 37 | 0.068242 |
| 38 | 0.067987 |
| 39 | 0.066629 |
| 40 | 0.064807 |
| 41 | 0.064706 |
| 42 | 0.064589 |
| 43 | 0.06131 |
| 44 | 0.06121 |
| 45 | 0.060026 |
| 46 | 0.058681 |
| 47 | 0.058575 |
| 48 | 0.058435 |
| 49 | 0.057468 |
| 50 | 0.057396 |

Tabla N° 4.7: Periodos naturales de vibración de la estructura convencional de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Se aprecia en la tabla N° 4.7 que la estructura posee un periodo acorde al tipo de estructuración y altura que posee, ya que si bien está conformada por marcos resistentes a momento el núcleo de muros para escaleras y ascensores le brinda la rigidez a la estructura.

Participación modal: La participación modal indica que porcentaje de la masa de la estructura se está desplazando en cada dirección. Los porcentajes de participación modal de la estructura convencional se presentan en la tabla N° 4.8.

| Modo | % participación Ux | % participación Uy |
|------|--------------------|--------------------|
| 1 | 0.000000 | 0.023400 |
| 2 | 0.000000 | 0.624400 |
| 3 | 0.667700 | 0.000000 |
| 4 | 0.000000 | 0.000717 |
| 5 | 0.192900 | 0.000000 |

| | | |
|----|----------|----------|
| 6 | 0.000000 | 0.180700 |
| 7 | 0.000000 | 0.001200 |
| 8 | 0.000000 | 0.000020 |
| 9 | 0.000002 | 0.000000 |
| 10 | 0.000000 | 0.000239 |
| 11 | 0.052000 | 0.000000 |
| 12 | 0.007000 | 0.000000 |
| 13 | 0.000000 | 0.000062 |
| 14 | 0.000000 | 0.000003 |
| 15 | 0.000034 | 0.000000 |
| 16 | 0.000000 | 0.000275 |
| 17 | 0.000002 | 0.000000 |
| 18 | 0.000000 | 0.067800 |
| 19 | 0.000183 | 0.000000 |
| 20 | 0.000000 | 0.000076 |
| 21 | 0.000000 | 0.000021 |
| 22 | 0.025500 | 0.000000 |
| 23 | 0.000049 | 0.000000 |
| 24 | 0.000000 | 0.000005 |
| 25 | 0.000000 | 0.000001 |
| 26 | 0.000532 | 0.000000 |
| 27 | 0.011200 | 0.000000 |
| 28 | 0.000000 | 0.000192 |
| 29 | 0.000000 | 0.000124 |
| 30 | 0.000068 | 0.000000 |
| 31 | 0.000000 | 0.000514 |
| 32 | 0.000014 | 0.000000 |
| 33 | 0.000000 | 0.032300 |
| 34 | 0.007200 | 0.000000 |
| 35 | 0.000000 | 0.000021 |
| 36 | 0.000000 | 0.001700 |
| 37 | 0.000000 | 0.000005 |
| 38 | 0.000000 | 0.000000 |
| 39 | 0.004400 | 0.000000 |
| 40 | 0.000000 | 0.000000 |
| 41 | 0.000000 | 0.000011 |
| 42 | 0.000000 | 0.000002 |
| 43 | 0.000010 | 0.000000 |
| 44 | 0.003500 | 0.000000 |
| 45 | 0.000000 | 0.000097 |
| 46 | 0.000000 | 0.000000 |
| 47 | 0.000000 | 0.000011 |
| 48 | 0.000000 | 0.000022 |
| 49 | 0.000077 | 0.000000 |
| 50 | 0.000000 | 0.000004 |

Tabla N° 4.8: Porcentaje de participación modal de la estructura convencional de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Según la normativa vigente NCh433.Of96. Mod2009 se deben incluir en el análisis todos los modos que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90 % de las masas totales, donde es este caso considerando 50 modos de vibración, se cumple con dicha condición.

Peso sísmico: el peso sísmico corresponde a una medida estimativa de la carga que estará sometida a la estructura durante un evento sísmico, la cual en este caso corresponde al 100 % de la carga muerta más el 50 % de la carga viva, donde para la estructura de 20 pisos corresponde a 9507.5 (Tonf).

Edificio de 15 pisos:

Períodos: los periodos de la estructura nos indican cuanto tiempo se demora en terminar un ciclo de desplazamiento, es decir, cuanto tiempo se demora la estructura en volver a su posición inicial después de algún movimiento. Los periodos de vibración de la estructura convencional de 15 pisos se presentan en la tabla N° 4.9.

| Modo | Periodo (s) |
|-------------|--------------------|
| 1 | 1.0690 |
| 2 | 0.8082 |
| 3 | 0.7391 |
| 4 | 0.3396 |
| 5 | 0.1969 |
| 6 | 0.1915 |
| 7 | 0.1789 |
| 8 | 0.1354 |
| 9 | 0.1352 |
| 10 | 0.1343 |
| 11 | 0.1177 |
| 12 | 0.1171 |
| 13 | 0.1152 |
| 14 | 0.1150 |
| 15 | 0.1052 |
| 16 | 0.1049 |
| 17 | 0.1046 |
| 18 | 0.1007 |
| 19 | 0.0909 |
| 20 | 0.0874 |

Tabla N° 4.9: Periodos naturales de vibración de la estructura convencional de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Se aprecia en la tabla N° 4.9 que la estructura posee un periodo acorde al tipo de estructuración, existiendo una disminución de los periodos debido a la disminución de pisos en comparación a la estructura de 20 pisos (el periodo y la altura son directamente proporcionales), lo que genera un aumento de la rigidez estructural.

Participación modal: La participación modal indica que porcentaje de la masa de la estructura se está desplazando en cada dirección. Los porcentajes de participación modal de la estructura convencional se presentan en la tabla N° 4.10.

| Modo | % participación Ux | % participación Uy |
|------|--------------------|--------------------|
| 1 | 0.000000 | 0.006100 |
| 2 | 0.000298 | 0.655400 |
| 3 | 0.693400 | 0.000292 |
| 4 | 0.000000 | 0.000614 |
| 5 | 0.190500 | 0.000083 |
| 6 | 0.000000 | 0.000787 |
| 7 | 0.000071 | 0.186600 |
| 8 | 0.000001 | 0.000000 |
| 9 | 0.000129 | 0.000535 |
| 10 | 0.000000 | 0.000020 |
| 11 | 0.000360 | 0.000021 |
| 12 | 0.000326 | 0.000019 |
| 13 | 0.000465 | 0.000001 |
| 14 | 0.000035 | 0.000000 |
| 15 | 0.000509 | 0.000009 |
| 16 | 0.000693 | 0.000036 |
| 17 | 0.047900 | 0.000054 |
| 18 | 0.000274 | 0.000000 |
| 19 | 0.000166 | 0.000089 |
| 20 | 0.000001 | 0.000001 |

Tabla N° 4.10: Porcentaje de participación modal de la estructura convencional de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Según la normativa vigente NCh433.Of96. Mod2009 se deben incluir en el análisis todos los modos que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las acciones sísmicas

sea mayor o igual a un 90 % de las masas totales, donde es este caso considerando 30 modos de vibración, se cumple con dicha condición.

Peso sísmico: el peso sísmico corresponde a una medida estimativa de la carga que estará sometida a la estructura durante un evento sísmico, la cual en este caso corresponde al 100 % de la carga muerta más el 50 % de la carga viva, donde para la estructura de 15 pisos corresponde a 6007.2 (Tonf).

4.1.3.2 Revisión de resultados de parámetros de diseño

Los parámetros de diseños que se evalúan son los desplazamientos entre pisos en cada una de las direcciones y corte basal de cada estructura.

Desplazamiento de entrepiso (Drift): Corresponde al desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, para las distintas combinaciones de carga se escoge el más desfavorable. El desplazamiento relativo máximo, medido en el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepisos multiplicada por 0.002 y el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medidos en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones, no debe exceder en más de $0.001 * h$, en que h es la altura de entrepiso (NCh433.Of96. Mod2009).

Para la estructura de 20 pisos, los desplazamientos relativos máximos y su verificación se muestran a continuación en las tablas N° 4.11 y 4.12 para cada una de las verificaciones respectivamente, con una altura de entrepiso de 290 cm.

| N° Piso | D. R. Máx. "X" (cm) | D. R. Máx. "Y" (cm) | Drift "X" (cm) | Drift "Y" (cm) | Verificación "X" (Drift < 0.002*h) | Verificación "Y" (Drift < 0.002*h) |
|---------|------------------------|------------------------|-------------------|-------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| Piso 20 | 1.8977 | 1.9189 | 0.1101 | 0.1196 | Cumple | Cumple |
| Piso 19 | 1.7876 | 1.7993 | 0.1111 | 0.1194 | Cumple | Cumple |
| Piso 18 | 1.6765 | 1.6799 | 0.1129 | 0.1194 | Cumple | Cumple |
| Piso 17 | 1.5636 | 1.5605 | 0.1139 | 0.1191 | Cumple | Cumple |
| Piso 16 | 1.4497 | 1.4414 | 0.1141 | 0.1183 | Cumple | Cumple |
| Piso 15 | 1.3357 | 1.3232 | 0.1135 | 0.1170 | Cumple | Cumple |
| Piso 14 | 1.2222 | 1.2062 | 0.1122 | 0.1153 | Cumple | Cumple |
| Piso 13 | 1.1100 | 1.0909 | 0.1105 | 0.1133 | Cumple | Cumple |
| Piso 12 | 0.9995 | 0.9776 | 0.1085 | 0.1112 | Cumple | Cumple |
| Piso 11 | 0.8910 | 0.8664 | 0.1059 | 0.1088 | Cumple | Cumple |
| Piso 10 | 0.7850 | 0.7576 | 0.1013 | 0.1057 | Cumple | Cumple |
| Piso 9 | 0.6838 | 0.6519 | 0.0986 | 0.1029 | Cumple | Cumple |
| Piso 8 | 0.5852 | 0.5490 | 0.0958 | 0.0994 | Cumple | Cumple |
| Piso 7 | 0.4894 | 0.4496 | 0.0924 | 0.0949 | Cumple | Cumple |
| Piso 6 | 0.3969 | 0.3547 | 0.0881 | 0.0889 | Cumple | Cumple |
| Piso 5 | 0.3089 | 0.2658 | 0.0824 | 0.0809 | Cumple | Cumple |
| Piso 4 | 0.2264 | 0.1849 | 0.0751 | 0.0705 | Cumple | Cumple |
| Piso 3 | 0.1513 | 0.1143 | 0.0656 | 0.0571 | Cumple | Cumple |
| Piso 2 | 0.0857 | 0.0573 | 0.0182 | 0.0400 | Cumple | Cumple |
| Piso 1 | 0.0330 | 0.0173 | | | | |

Tabla N° 4.11: Verificación desplazamiento de entrepiso, centro de masa de la estructura convencional de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

| N° Piso | D. R. Máx. "X" (cm) | D. R. Máx. "Y" (cm) | Drift "X" (cm) | Drift "Y" (cm) | Verificación "X" (Drift < 0.001*h) | Verificación "Y" (Drift < 0.001*h) |
|---------|------------------------|------------------------|-------------------|-------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| Piso 20 | 1.8939 | 1.8053 | 0.0966 | 0.1112 | Cumple | Cumple |
| Piso 19 | 1.7974 | 1.6941 | 0.1115 | 0.1163 | Cumple | Cumple |
| Piso 18 | 1.6858 | 1.5778 | 0.1142 | 0.1148 | Cumple | Cumple |
| Piso 17 | 1.5716 | 1.4630 | 0.1148 | 0.1138 | Cumple | Cumple |
| Piso 16 | 1.4568 | 1.3492 | 0.1146 | 0.1123 | Cumple | Cumple |
| Piso 15 | 1.3423 | 1.2370 | 0.1136 | 0.1104 | Cumple | Cumple |
| Piso 14 | 1.2287 | 1.1266 | 0.1121 | 0.1083 | Cumple | Cumple |
| Piso 13 | 1.1166 | 1.0182 | 0.1101 | 0.1062 | Cumple | Cumple |
| Piso 12 | 1.0066 | 0.9120 | 0.1078 | 0.1037 | Cumple | Cumple |
| Piso 11 | 0.8988 | 0.8083 | 0.1075 | 0.1027 | Cumple | Cumple |
| Piso 10 | 0.7913 | 0.7056 | 0.0987 | 0.0984 | Cumple | Cumple |
| Piso 9 | 0.6927 | 0.6073 | 0.0982 | 0.0966 | Cumple | Cumple |
| Piso 8 | 0.5945 | 0.5106 | 0.0955 | 0.0929 | Cumple | Cumple |
| Piso 7 | 0.4990 | 0.4177 | 0.0922 | 0.0884 | Cumple | Cumple |
| Piso 6 | 0.4067 | 0.3293 | 0.0881 | 0.0824 | Cumple | Cumple |
| Piso 5 | 0.3186 | 0.2470 | 0.0827 | 0.0744 | Cumple | Cumple |
| Piso 4 | 0.2359 | 0.1725 | 0.0759 | 0.0642 | Cumple | Cumple |
| Piso 3 | 0.1600 | 0.1083 | 0.0683 | 0.0513 | Cumple | Cumple |
| Piso 2 | 0.0917 | 0.0570 | 0.0588 | 0.0372 | Cumple | Cumple |
| Piso 1 | 0.0329 | 0.0198 | | | | |

Tabla N° 4.12: Verificación desplazamiento de entrepiso, punto más desfavorable de la estructura convencional de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Corte basal: Corresponde al esfuerzo de corte que recibe la estructura en la base, el cual según la normativa vigente se encuentra limitado por los siguientes valores:

Corte mínimo:

$$V_{min} = ISA_0 \frac{P}{6g} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Corte máximo:

$$V_{m\acute{a}x} = IC_{m\acute{a}x} P \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Si el corte basal de la estructura en la direcci3n de la acci3n s3smica resulta menor que el corte m3nimo, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor se1alado como m3nimo. El esfuerzo de corte basal en la direcci3n de la acci3n s3smica no necesita ser mayor que el valor de corte m3ximo, en caso de que dicha componente sea mayor que la cantidad anterior, las solicitaciones de dicho esfuerzo de deben multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor de corte m3ximo (NCh433.Of96. Mod2009).

En el caso de la estructura de 20 pisos los valores de corte m3nimo y m3ximo son los siguientes:

$$V_{min} = 489.4 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 1027.7 \text{ (Tonf.)}$$

Y el corte basal de la estructura en estudio en cada una de las direcciones de la acci3n s3smica son:

$$V_x = 553.5 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_y = 491.2 \text{ (Tonf.)}$$

En este caso el esfuerzo de corte basal no alcanzaba el valor m3nimo en ninguna de las direcciones, por lo tanto, se tuvo que amplificar los esfuerzos, desplazamientos y rotaciones para la estructura por un factor de 1.42 alcanzando el valor se1alado como m3nimo.

Para la estructura de 15 pisos, los desplazamientos relativos m3ximos y su verificaci3n se muestran a continuaci3n en las tablas N3 4.13 y 4.14 para cada una de las verificaciones respectivamente, con una altura de entrepiso de 290 cm.

| N° Piso | D. R. Máx. "X" (cm) | D. R. Máx. "Y" (cm) | Drift "X" (cm) | Drift "Y" (cm) | Verificación "X" (Drift < 0.002*h) | Verificación "Y" (Drift < 0.002*h) |
|---------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|------------------------------------|------------------------------------|
| Piso 15 | 1.2856 | 1.3071 | 0.1181 | 0.1181 | Cumple | Cumple |
| Piso 14 | 1.1675 | 1.1890 | 0.1132 | 0.1132 | Cumple | Cumple |
| Piso 13 | 1.0543 | 1.0758 | 0.0920 | 0.0920 | Cumple | Cumple |
| Piso 12 | 0.9623 | 0.9838 | 0.1004 | 0.1004 | Cumple | Cumple |
| Piso 11 | 0.8619 | 0.8834 | 0.1227 | 0.1227 | Cumple | Cumple |
| Piso 10 | 0.7392 | 0.7607 | 0.1007 | 0.1007 | Cumple | Cumple |
| Piso 9 | 0.6385 | 0.6600 | 0.0494 | 0.0494 | Cumple | Cumple |
| Piso 8 | 0.5891 | 0.6106 | 0.1299 | 0.1299 | Cumple | Cumple |
| Piso 7 | 0.4592 | 0.4807 | 0.1328 | 0.1328 | Cumple | Cumple |
| Piso 6 | 0.3264 | 0.3479 | 0.0797 | 0.0797 | Cumple | Cumple |
| Piso 5 | 0.2467 | 0.2682 | 0.0921 | 0.0921 | Cumple | Cumple |
| Piso 4 | 0.1546 | 0.1761 | 0.0793 | 0.0793 | Cumple | Cumple |
| Piso 3 | 0.0753 | 0.0968 | 0.0325 | 0.0325 | Cumple | Cumple |
| Piso 2 | 0.0428 | 0.0643 | 0.0189 | 0.0189 | Cumple | Cumple |
| Piso 1 | 0.0239 | 0.0454 | | | | |

Tabla N° 4.13: Verificación desplazamiento de entrepiso, centro de masa de la estructura convencional de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

| N° Piso | D. R. Máx. "X" (cm) | D. R. Máx. "Y" (cm) | Drift "X" (cm) | Drift "Y" (cm) | Verificación "X" (Drift < 0.001*h) |
|---------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|------------------------------------|
| Piso 15 | 1.2926 | 1.2026 | 0.1181 | 0.1181 | Cumple |
| Piso 14 | 1.1745 | 1.0845 | 0.1132 | 0.1132 | Cumple |
| Piso 13 | 1.0613 | 0.9713 | 0.0920 | 0.0920 | Cumple |
| Piso 12 | 0.9693 | 0.8793 | 0.1004 | 0.1004 | Cumple |
| Piso 11 | 0.8689 | 0.7789 | 0.1227 | 0.1227 | Cumple |
| Piso 10 | 0.7462 | 0.6562 | 0.1007 | 0.1007 | Cumple |
| Piso 9 | 0.6455 | 0.5555 | 0.0494 | 0.0494 | Cumple |
| Piso 8 | 0.5961 | 0.5061 | 0.1299 | 0.1299 | Cumple |
| Piso 7 | 0.4662 | 0.3762 | 0.1328 | 0.1328 | Cumple |
| Piso 6 | 0.3334 | 0.2434 | 0.0797 | 0.0797 | Cumple |
| Piso 5 | 0.2537 | 0.1637 | 0.0921 | 0.0521 | Cumple |
| Piso 4 | 0.1616 | 0.1116 | 0.0793 | 0.0793 | Cumple |
| Piso 3 | 0.0823 | 0.0323 | 0.0325 | 0.0125 | Cumple |
| Piso 2 | 0.0498 | 0.0198 | 0.0189 | 0.0089 | Cumple |
| Piso 1 | 0.0309 | 0.0109 | | | |

Tabla N° 4.14: Verificación desplazamiento de entrepiso, punto más desfavorable de la estructura convencional de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

En el caso de la estructura de 15 pisos los valores de corte mínimo y máximo son los siguientes:

$$V_{min} = 433.8 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_{máx} = 911.0 \text{ (Tonf.)}$$

Y el corte basal de la estructura de 15 pisos en cada una de las direcciones de la acción sísmica son:

$$V_x = 607.4 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_y = 438.8 \text{ (Tonf.)}$$

En este caso el esfuerzo de corte basal no alcanzaba el valor mínimo en la dirección “Y”, por lo tanto, se tuvo que amplificar los esfuerzos, desplazamientos y rotaciones para la estructura por un factor de 1.65 alcanzando el valor señalado como mínimo.

4.2 Análisis y diseño de las estructuras aisladas

Según la norma NCh2745Of2003 las hipótesis de diseño de una estructura aislada están orientadas a cumplir con los objetivos de desempeño siguientes:

- I. Resistir sismos de pequeños y moderados sin daño en elementos estructurales, componentes no estructurales y contenido del edificio.
- II. 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.

4.2.1 Procedimiento de análisis dinámico

El análisis dinámico establece diferentes porcentajes mínimos para desplazamiento de diseño, desplazamiento máximo, fuerza de corte de diseño del sistema de aislación y fuerza de corte de diseño para la superestructura con respecto al análisis estático, este último análisis solo se considera en casos especiales o para un prediseño de la estructura aislada. A continuación, se muestran los diferentes parámetros que se deben tener en consideración para el análisis dinámico de la estructura con aislación.

4.2.1.1 Sistema de aislación y elementos de la subestructura

Desplazamiento de diseño: el sistema de aislación debe soportar como mínimo desplazamientos sísmicos laterales que actúen en ambas direcciones de análisis de la estructura según la ecuación 4.6.

$$D_D = \frac{C_D}{B_D} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

En que:

$$C_D = \begin{array}{l} 200 Z \text{ [mm]}, \text{ para Suelo tipo I} \\ 300 Z \text{ [mm]}, \text{ para Suelo tipo II} \\ 330 Z \text{ [mm]}, \text{ para Suelo tipo III} \end{array}$$

B_D se obtiene de las tablas de anexo N° 2 y Z de la tabla anexo N° 7.

Desplazamiento máximo: corresponde al máximo desplazamiento del sistema de aislación en la dirección horizontal más crítica y se debe calcular de acuerdo con la siguiente ecuación 4.7.

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

| | | |
|---------|-------------------|---------------------|
| En que: | $200 M_M Z$ [mm], | para Suelo tipo I |
| $C_M =$ | $300 M_M Z$ [mm], | para Suelo tipo II |
| | $330 M_M Z$ [mm], | para Suelo tipo III |

M_M se obtiene de las tablas de anexo N° 3 y B_M se obtiene de la tabla N° 2.

Desplazamiento total de diseño: El desplazamiento total de diseño del sistema de aislación no se debe considerar menor que el 90 % de D_{TD} , según la ecuación 4.8.

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (\text{Ec. 4.8})$$

Desplazamiento total máximo: El desplazamiento total máximo del sistema de aislación no se debe considerar menor que el 80 % de D_{TM} , según la ecuación 4.9.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Fuerzas de corte de diseño: Todos los elementos estructurales en el interfaz de aislación o por debajo de este, deben diseñarse para resistir una fuerza sísmica lateral mínima que no debe ser menor que el 90 % de V_b , según la ecuación 4.10.

$$V_b = k_{D_{\text{máx}}} D_D \quad (\text{Ec. 4.10})$$

En que:

$k_{D_{\text{máx}}}$: Rigidez efectiva o secante máxima del sistema de aislación, al desplazamiento de diseño en la dirección horizontal considerada.

Los límites especificados en las ecuaciones 4.6 y 4.7 se deben evaluar usando los valores de D_{TD} y D_{TM} determinados de acuerdo con lo especificado en las ecuaciones 4.8 y 4.9, excepto que D_D' se

puede usar en lugar de D_D y $D_{M'}$ se puede usar en lugar de D_M , donde $D_{D'}$ y $D_{M'}$ se calculan con las ecuaciones 4.11 y 4.12 respectivamente.

$$D_{D'} = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (\text{Ec. 4.11})$$

$$D_{M'} = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (\text{Ec. 4.12})$$

Donde T es el periodo de la superestructura de base fija y comportamiento elástico.

4.2.1.2 Elementos estructurales de la superestructura

Fuerza de corte de diseño: La superestructura en caso de ser considerada regular se debe diseñar para resistir como mínimo una fuerza de corte que no debe ser menor que 80 % de V_s calculado con la ecuación 4.13 que se muestra a continuación.

$$V_s = \frac{k_{D \text{ máx}} D_D}{R_I} \quad (\text{Ec. 4.13})$$

En que el factor R_I se obtiene según del anexo 5 tabla N°4, el cual se basa en el tipo de sistema resistente para carga lateral usando en la superestructura.

4.2.1.3 Procedimiento de análisis

Dentro del análisis dinámico la norma NCh2745Of2003 nos indica que existen dos tipos, el análisis espectral y el análisis de respuesta en el tiempo, permitiéndose modelos lineales como no lineales.

En el presente trabajo se escoge el análisis dinámico no lineal o de respuesta en el tiempo para el sistema de aislación, ya que en este caso de estudio la estructura no cumple con los requerimientos para hacer un análisis estático debido a que se puede utilizar en una clase muy limitada de estructuras y solo se recomienda para hacer un diseño preliminar de modelos más sofisticados (NCh2745,2003).

La norma chilena de análisis de edificios con aislación sísmica establece dos casos para ingresar el movimiento del suelo (cargas sísmicas) al modelo, el primero corresponde a un espectro de diseño (Espectro de Newmark & Hall) y el segundo a registros, los cuales se deben seleccionar pares de componentes horizontales de registros de aceleración del suelo de al menos tres eventos sísmicos. *“Los pares de componentes de registros deben tener magnitudes, distancias a la falla, fuentes del mecanismo del sismo y tipos de suelos que sean consistentes con aquellos que controlan el sismo de diseño (o sismo máximo posible). Cuando no se disponga de pares de componentes de registros reales, se pueden agregar registros artificiales”* (NCh2745,2003).

Para este caso de estudio no se disponen de pares de componentes de registros reales, por ende, se agregan registros artificiales o sintéticos compatibles con el espectro de diseño que se muestra en la figura N° 4.13, estos registros compatibles se obtuvieron en base a números aleatorios con distribución uniforme, y se escalan para que el espectro objetivo y el espectro de los registros sean compatible, esta modalidad se conoce como “spectral matching” (o coincidencia espectral), siendo una de las técnicas más utilizadas en la ingeniería sísmica para la obtención de acelerogramas compatibles con espectros objetivos (Lancieri, Bazzurro, & Scotti, 2018). En las figuras N° 4.14, 4.15 y 4.16 se muestran los tres registros compatibles utilizados en este estudio.

| Suelo | $T_{a'}$ (s) | $T_{b'}$ (s) | $T_{c'}$ (s) | $T_{d'}$ (s) | $T_{e'}$ (s) | $T_{f'}$ (s) | $\alpha_A A$ (cm/s ²) | $\alpha_V V$ (cm/s ²) | $\alpha_D D$ (cm/s ²) | Zona sísmica | Factor Z |
|-------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-----------------|-------------|
| II | 0.03 | 0.20 | 0.54 | 2.00 | 10.00 | 33.00 | 1100.00 | 94.00 | 30.00 | 3 | 1 |

Tabla N° 4.15: Definición de espectro de diseño (SDI) para suelo tipo II, según tabla 6 anexos.

Fuente: Elaboración propia.

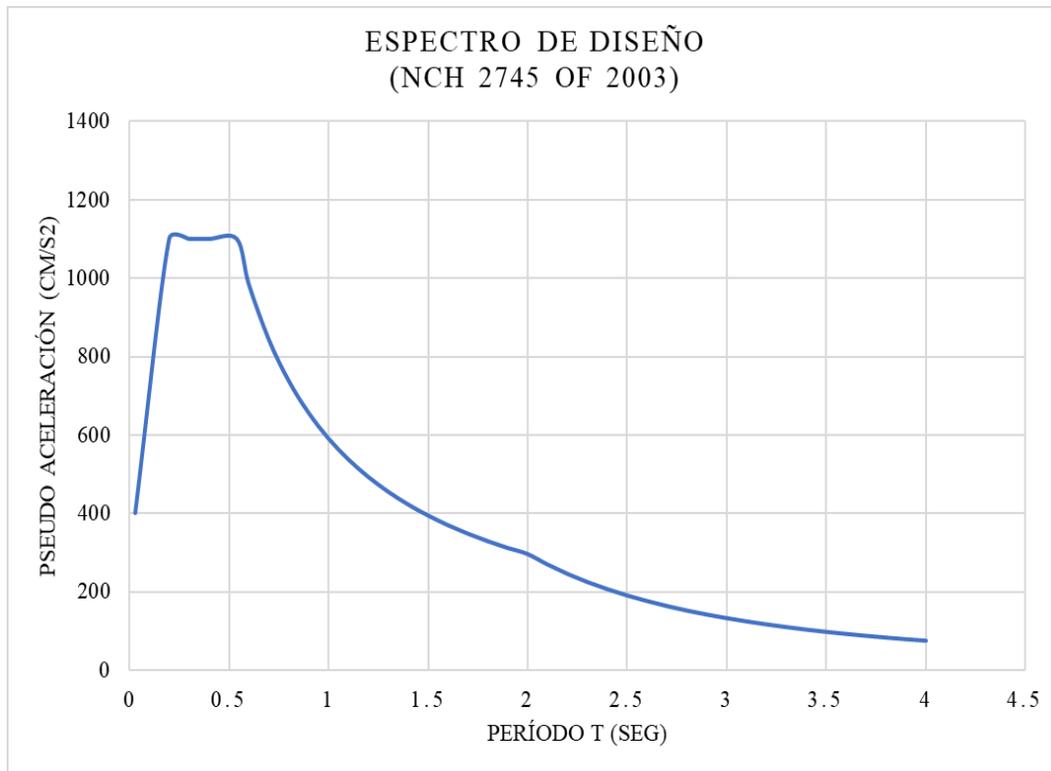


Figura N° 4.13: Espectro de diseño según tabla N° 4.15 y $\beta = 0.05$.

Fuente: Elaboración propia.

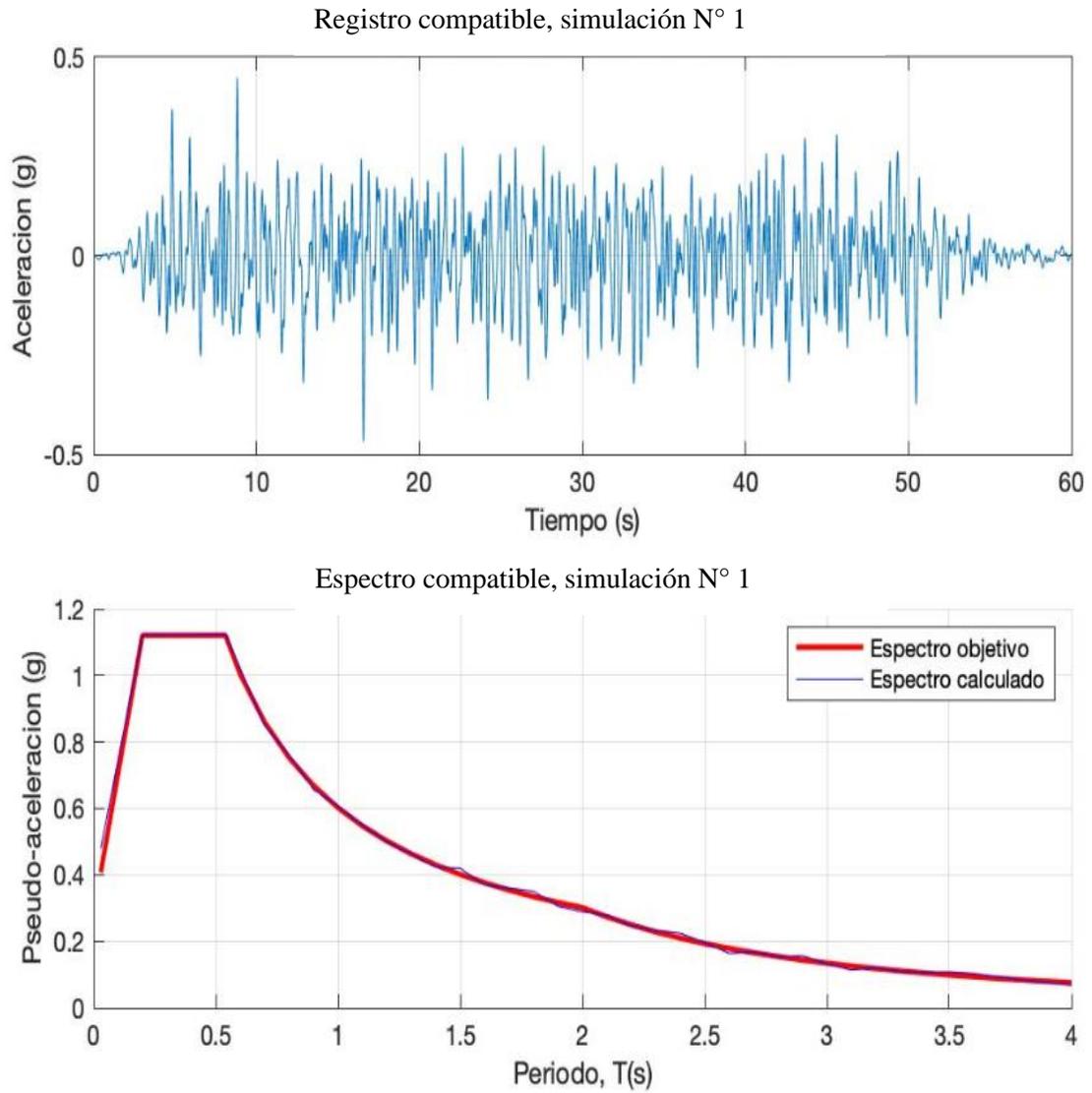


Figura N° 4.14: Registro compatible N° 1 seleccionado para casos de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

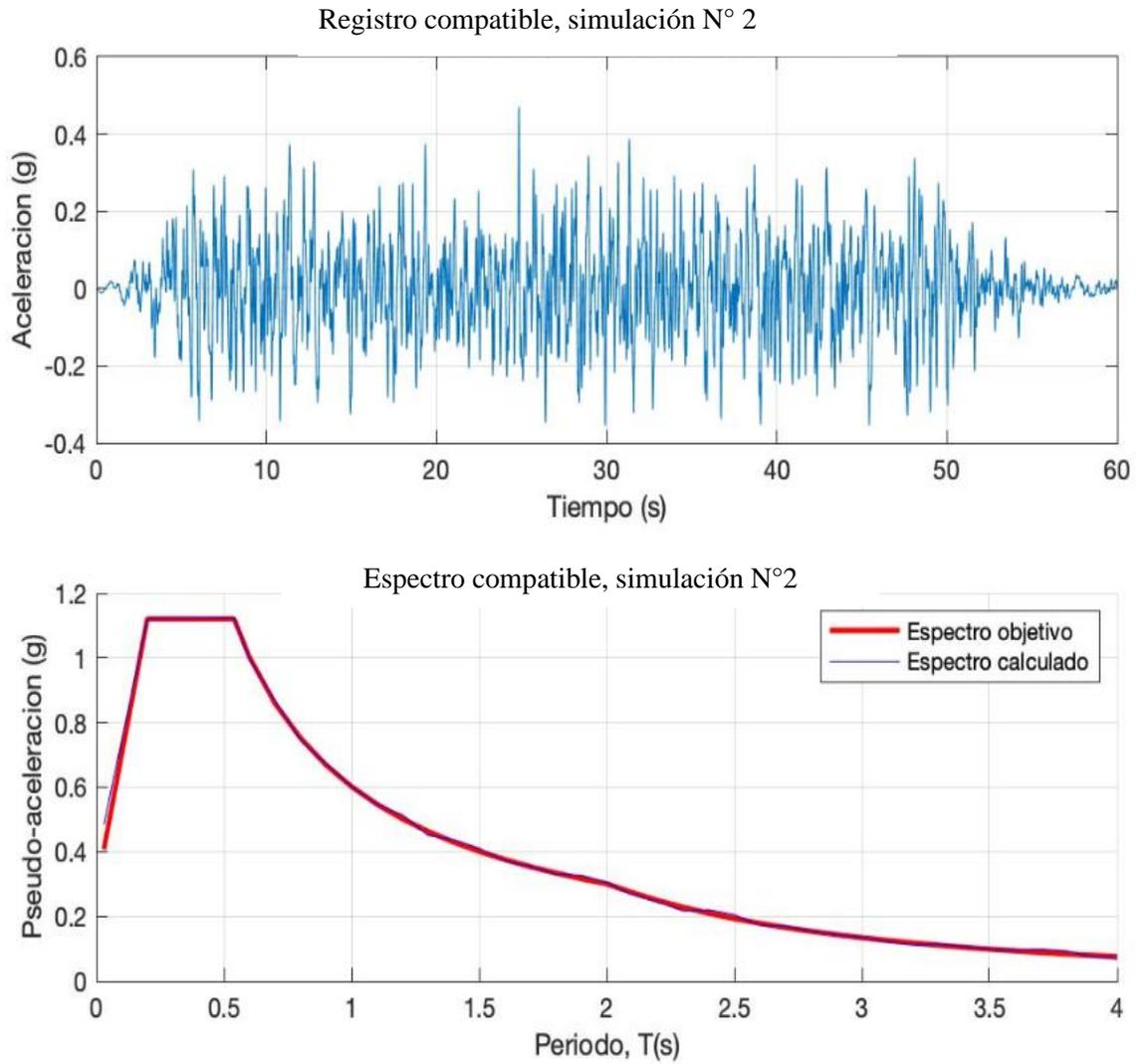


Figura N° 4.15: Registro compatible N° 2 seleccionado para casos de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

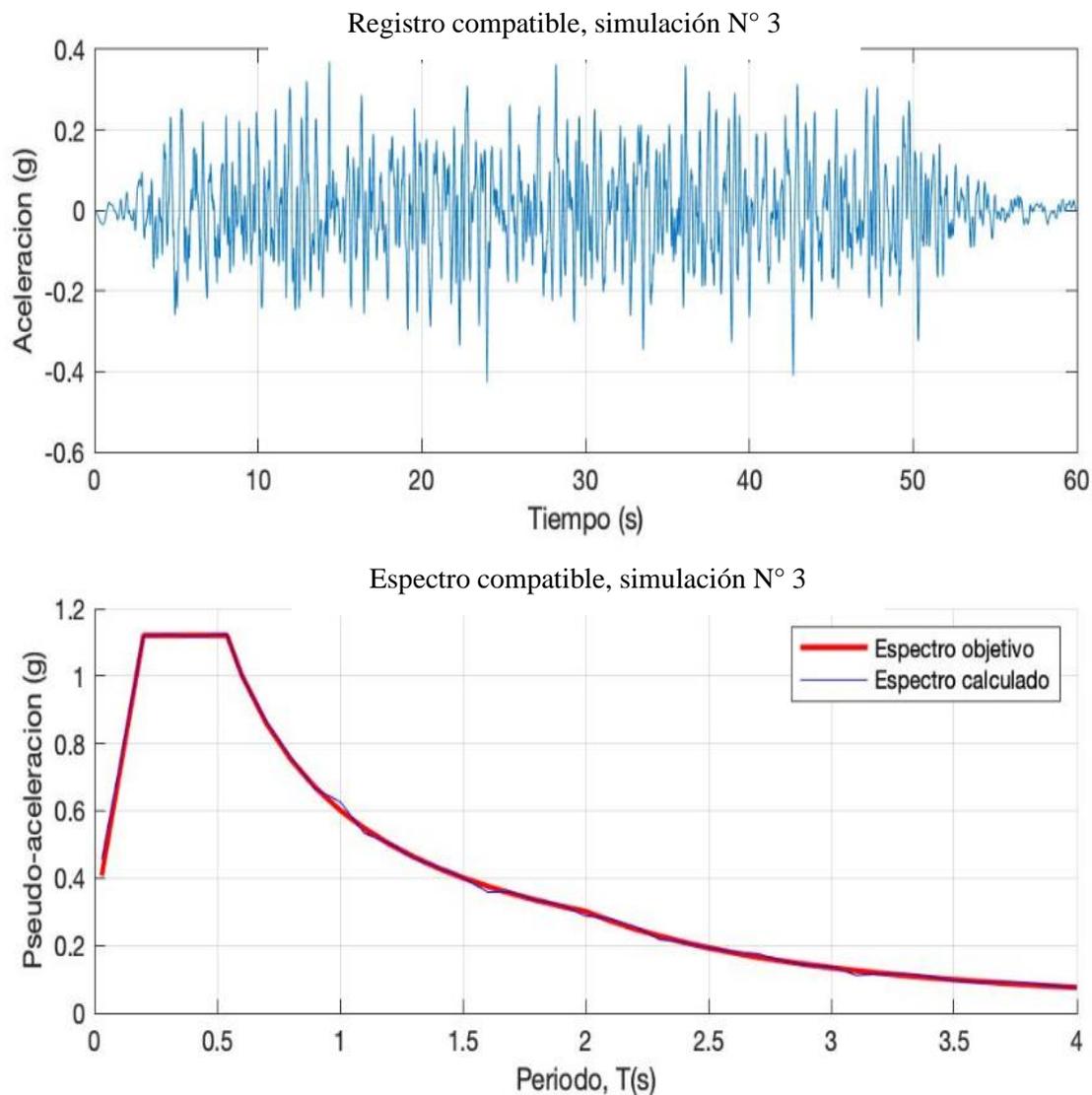


Figura N° 4.16: Registro compatible N° 3 seleccionado para casos de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

Límites de desplazamientos de entrepiso: Según la norma NCh2745Of2003 el desplazamiento máximo de entrepiso correspondientes a la fuerza lateral de diseño, incluyendo el desplazamiento horizontal debido a la deformación vertical del sistema de aislación, no debe exceder los límites siguientes:

1. “El cociente máximo entre el desplazamiento de entrepiso de la estructura y la altura del piso por sobre el sistema de aislación, calculado mediante análisis de respuesta espectral, no debe exceder 0.0025”.

2. *“El cociente máximo entre el desplazamiento de entrepiso de la estructura y la altura de piso por sobre el sistema de aislación, calculado por análisis de respuesta en el tiempo considerando las características de la fuerza-deformación de los elementos no – lineales del sistema resistente a las fuerzas laterales, no debe exceder de 0.003”.*

4.2.2 Características de la estructura con aislación

La estructura aislada posee las mismas características arquitectónicas y estructurales que la estructura convencional, en este estudio no se reducirán las secciones de los elementos estructurales debido a que esto complejizaría la comparación de resultados y no es relevante debido a que el diseño de los aisladores de igual manera se optimizará. Además, se agrega la interfaz de aislación con sus respectivas vigas de amarre y dispositivos de aislación.

La interfaz de aislación se sitúa entre las fundaciones y el primer nivel (piso 0), donde se tuvo que agregar una losa para lograr una mejor distribución de las cargas de la estructura sobre las vigas de amarre que conforman el sistema de aislación. Además, en la interfaz de aislación se debe considerar un espacio para inspección o futuros cambios de algún elemento.

El sistema de aislación está conformado principalmente por las vigas de amarre, capiteles y aisladores. En este caso la estructura aislada de 20 pisos poseerá 20 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y la estructura de 15 pisos poseerá 19 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, encontrándose distribuidos de tal manera que se eviten las torsiones y que las fuerzas de la superestructura se transmitan adecuadamente a la subestructura. Las vigas de amarre son de sección 60 cm de ancho y 80 cm de alto, estas mismas al ser de dimensiones considerables aportan más masa a la estructura y por ende se deben considerar al momento de diseñar los aisladores.

4.2.2.1 Distribución de los aisladores para cada edificio

La distribución de los aisladores debe realizar de tal manera que no se genere acoplamiento en la estructura, es decir, que los 3 periodos fundamentales de la estructura queden bien definidos, siendo los dos primeros traslacionales y el tercero rotacional. Por otra parte, se debe lograr una distribución lo más simétrica posible para que las cargas axiales se puedan dividir lo más equitativamente en cada uno de los aisladores. A continuación, en la figura N° 4.17 se muestra un esquema de la distribución y ubicación de los aisladores basales (círculos negros), la distribución de las vigas de amarre del sistema de aislación (secciones azules) y la losa de piso (áreas rojas) de la estructura de 20 pisos.

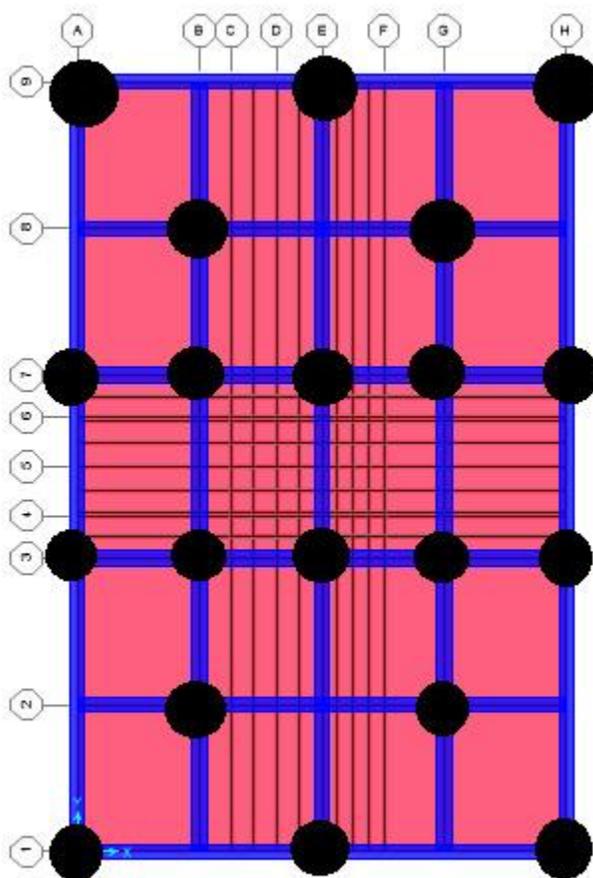


Figura N° 4.17: Distribución y ubicaciones aisladores basales bajo las vigas de amarre.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, en la figura N° 4.18 se muestra un esquema de la distribución y ubicación de los aisladores basales (círculos negros), la distribución de las vigas de amarre del sistema de aislamiento (secciones azules) y la losa de piso (áreas rojas) de la estructura de 15 pisos.

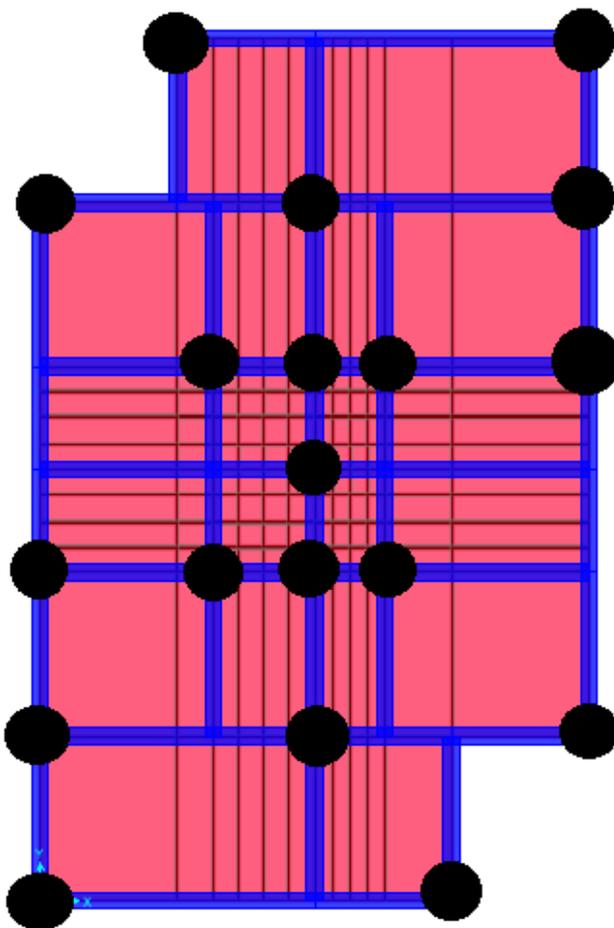


Figura N° 4.18: Distribución y ubicaciones aisladores basales bajo las vigas de amarre.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.3 Modelación de la estructura aislada

Para la modelación de la estructura aislada se consideran las mismas características arquitectónicas y estructural que la estructura convencional, agregándose los elementos propios de la interfaz de aislamiento, como conexiones y apoyos de los aisladores.

Para definir los aisladores en el software SAP2000 se utilizan elementos llamados “Link” el cual se considera en el extremo inferior como empotrado. El tipo de Link utilizado en este estudio corresponde a “Rubber Isolator”, donde se deben ingresar las propiedades en las tres direcciones de análisis, siendo U1 la dirección vertical U2 y U3 las direcciones horizontales. El amortiguamiento efectivo se ingresa igual a cero en primera instancia de manera conservadora. A continuación, en la figura N° 4.19 se muestra la ventana de SAP2000 donde se ingresan las propiedades de los aisladores basales.

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Rubber Isolator
 Property Name: LRB
 Property Notes:
 Set Default Name
 Modify/Show...

P-Delta Parameters
 Shear Couple
 Equal End Moments
 Advanced
 Modify/Show

Total Mass and Weight
 Mass: 0.
 Weight: 0.
 Rotational Inertia 1: 0.
 Rotational Inertia 2: 0.
 Rotational Inertia 3: 0.

Factors For Line, Area and Solid Springs
 Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.
 Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.

Directional Properties

| Direction | Fixed | NonLinear | Properties | Direction | Fixed | Nonlinear | Properties |
|--|--------------------------|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> U1 | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | Modify/Show for U1... | <input type="checkbox"/> R1 | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | Modify/Show for R1... |
| <input checked="" type="checkbox"/> U2 | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | Modify/Show for U2... | <input type="checkbox"/> R2 | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | Modify/Show for R2... |
| <input checked="" type="checkbox"/> U3 | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | Modify/Show for U3... | <input type="checkbox"/> R3 | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | Modify/Show for R3... |

Fix All
Clear All

Stiffness Options
 Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases: Effective Stiffness
 Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping: Initial Stiffness (K0)
 Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor: 1.

OK Cancel

Figura N° 4.19: Ventana de SAP2000 para ingreso de datos de propiedad de soporte para elementos “Link”.

Fuente: SAP2000.

Por otra parte, se deben agregar el movimiento del suelo como se indica en el apartado 4.2.1.3, el cual se hace por medio de los registros compatibles seleccionados como se muestra en las figuras N° 4.14, 4.15 y 4.16.

En la figura N° 4.20 se muestra la ventana en SAP2000 donde se definen las funciones de tiempo historia correspondiente a los registros compatibles mencionados anteriormente.

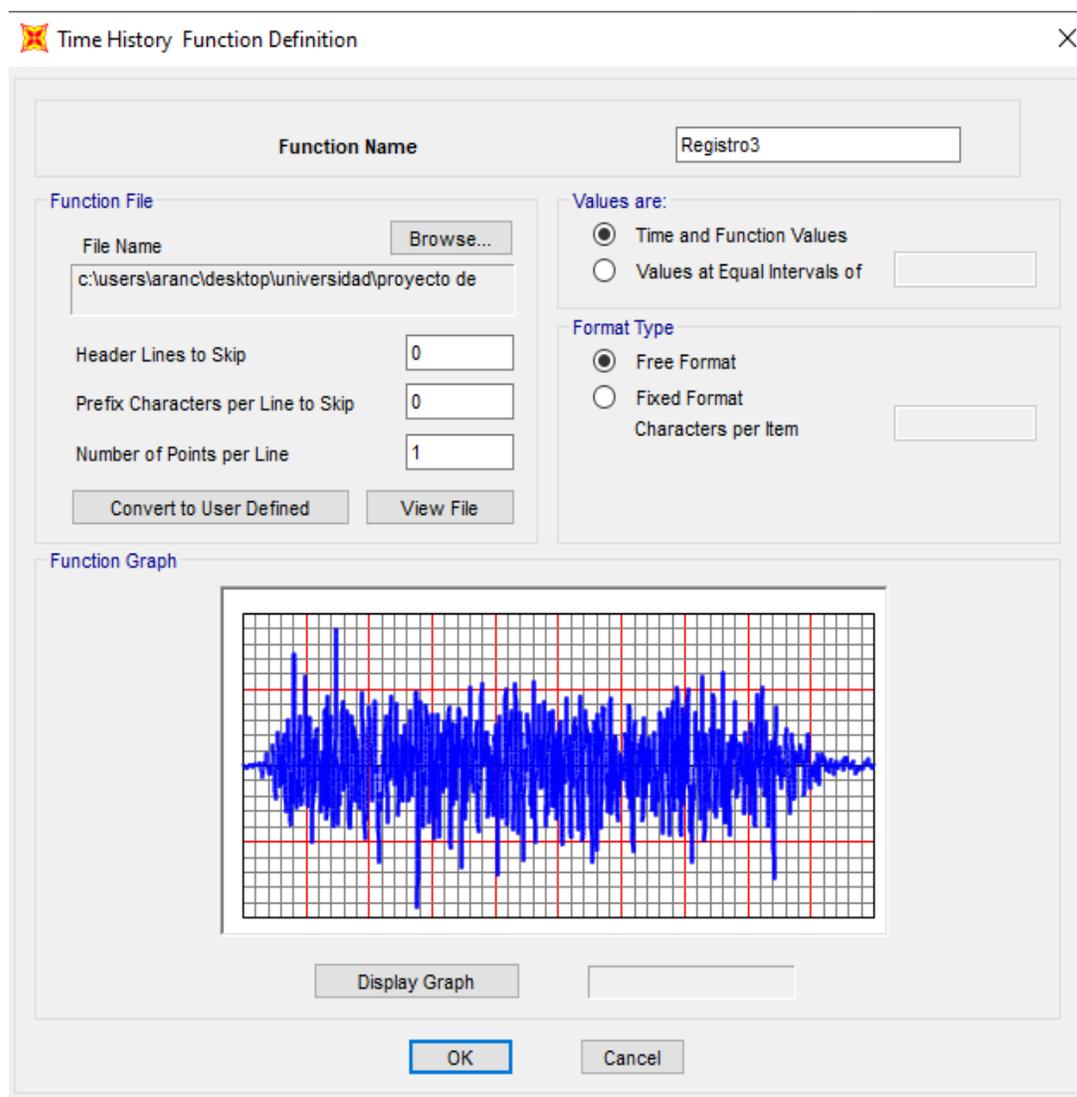


Figura N° 4.20: Ventana SAP2000 para definición de la función tiempo historia según registros compatibles.

Fuente: SAP2000.

Finalmente, tras la asignación de las propiedades de los links y la modelación de la interfaz de aislación a cada uno de los edificios, en la figura N° 4.21 y 4.22 se presentan los modelos 3D de las estructuras aisladas en SAP2000 para cada una de las estructuras estudiadas.

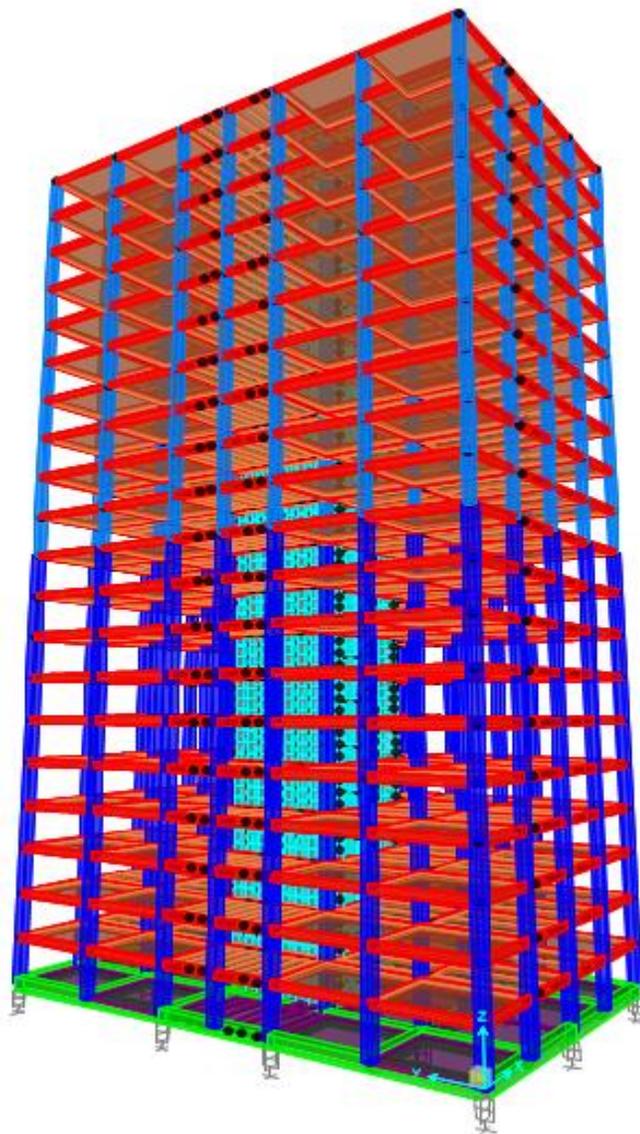


Figura N° 4.21: Modelo 3D de la estructura aislada de 20 pisos en SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

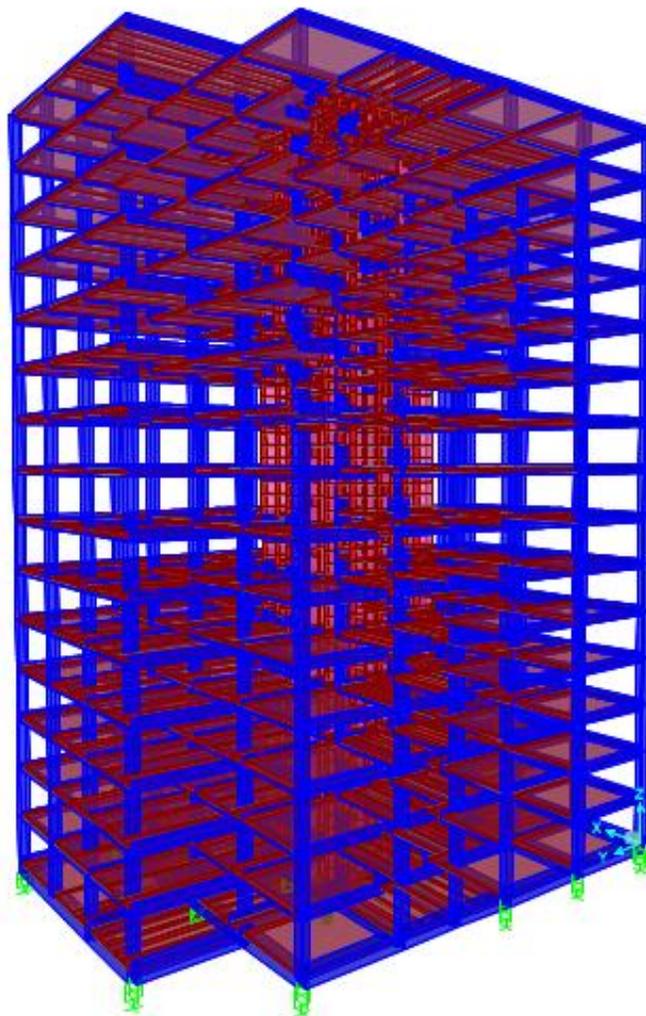


Figura N° 4.22: Modelo 3D de la estructura aislada de 15 pisos en SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.4 Prediseño

En primer lugar, se debe determinar el peso sísmico de la estructura aislada (W), incluyendo la interfaz de aislación, conformado por las vigas de amarre y los aisladores basales.

Se debe escoger un periodo objetivo esperado (T_D), el cual dependerá de las características de los sismos de diseño, las condiciones del suelo y el lugar de emplazamiento.

1. Se determina la rigidez del sistema de aislación conforme a la ecuación 4.14.

$$K_{TOTAL} = W \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2 \quad (\text{Ec. 4.14})$$

2. Se escoge la cantidad de aisladores (N) que conforman la interfaz de aislación.
3. Se determina la rigidez preliminar de cada aislador de acuerdo con la ecuación 4.15

$$K_H = \frac{K_{TOTAL}}{N} \quad (\text{Ec. 4.15})$$

4. Se estima el amortiguamiento (β_D) de los aisladores.
5. Se modelan los aisladores en el software (SAP2000), ingresando la rigidez y amortiguamiento obtenidos.
6. Se ingresan las combinaciones de carga que se muestran a continuación, para la obtención de la carga vertical máxima y la carga vertical mínima sobre los aisladores.

a) $1.2 D + L + |E|_{m\acute{a}x}$

b) $0.8 D - |E|_{m\acute{i}n}$

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

7. Se ejecuta el software con los datos anteriores y se obtienen los resultados de interés
 - a) Carga 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.

4.2.5 Procedimiento de diseño de un aislador con núcleo de plomo (LRB).

En primer lugar, se deben considerar los datos obtenidos en el prediseño, para esto se definen los siguientes parámetros:

- a) G: Módulo de corte del aislador en [MPa].
- b) β_{ef} : Amortiguamiento efectivo del aislador.
- c) γ : Deformación angular del elastómero (considerando el 150 %).
- d) P: Carga axial máxima representativa del aislador en [ton].
- e) N: Cantidad de aisladores
- f) DD: Desplazamiento de diseño en el centro de rigidez del sistema de aislación en [cm].
- g) DM: Desplazamiento máximo en el centro de rigidez del sistema de aislación en [cm].

Una vez teniendo definido los parámetros, se procede a realizar el diseño de los diferentes aisladores elastoméricos y del sistema de aislación propiamente tal:

- 1) Cálculo de rigidez horizontal preliminar de los aisladores, considerándola inicialmente igual para todos, dada la ecuación 4.16:

$$K_k = \frac{w \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2}{N g} \quad (\text{Ec. 4.16})$$

- 2) Cálculo del espesor inicial de la goma acorde a la ecuación 4.17:

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma} \quad (\text{Ec. 4.17})$$

- 3) Escoger los espesores de capa de goma para el aislador (t_r), los cuales de acuerdo con los catálogos comerciales 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 el aislador dada la ecuación 4.18:

$$n = \frac{H_r}{t_r} \quad (\text{Ec. 4.18})$$

- 5) Cálculo del área del caucho que necesita el aislador, acorde a la ecuación 4.19:

$$A = \frac{P}{\sigma_{AC}} \quad (\text{Ec. 4.19})$$

Donde:

σ_{ac} : Tensión admisible de compresión (que suele adoptar valor entre 70 a 150 kg/cm²)

- 6) Se estima un diámetro para el núcleo de plomo del aislador (\emptyset^P), el cual debe encontrarse dentro del siguiente rango:

$$\frac{\emptyset}{6} \leq \emptyset^P \leq \frac{\emptyset}{3}$$

Donde:

\emptyset : Corresponde al diámetro del caucho para el aislador.

- 7) Se calcula el área del núcleo de plomo para el aislador, de acuerdo con la ecuación 4.20:

$$A^P = \frac{\pi}{4} * (\emptyset^P)^2 \quad (\text{Ec. 4.20})$$

- 8) Cálculo del diámetro del aislador, dada la ecuación 4.21:

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4A}{\pi} + (\emptyset^P)^2} \quad (\text{Ec. 4.21})$$

Con el diámetro del aislador 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 encontrarse dentro del rango.

- 9) Obtención del módulo de corte para el aislador, G de la goma, haciendo uso de los datos anteriores, el valor de G se debe verificar que se encuentre entre el rango de 0,38 a 0,70 MPa de acuerdo con los catálogos comerciales.
- 10) Se obtiene el factor de forma para el aislador, que en el caso del aislador circular con núcleo de plomo su fórmula se expresa en la ecuación 4.22. 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.

$$S = \frac{(\emptyset)^2 - (\emptyset^p)}{4 \emptyset tr} \quad (\text{Ec. 4.22})$$

11) Cálculo de la rigidez post-fluencia del aislador, acorde a la ecuación 4.23

$$K_p = f_L \frac{GA}{H_r} \quad (\text{Ec. 4.23})$$

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 con la ecuación 4.24:

$$K_e = f_e K_p \quad (\text{Ec. 4.24})$$

Donde:

f_e : Corresponde a un valor entre 6.5 a 10, debido a que en la práctica 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 deformaciones en el aislador, acorde a la ecuación 4.25:

$$Q = A^P * \tau_\gamma \quad (\text{Ec. 4.25})$$

Donde:

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

14) Cálculo del desplazamiento de fluencia del aislador, de acuerdo con la ecuación 4.26:

$$D_{\gamma} = \frac{Q}{K_e - K_p} \quad (\text{Ec. 4.26})$$

15) Cálculo de la fuerza de fluencia para el aislador, acorde a la ecuación 4.27:

$$F_{\gamma} = Q + K_p D_{\gamma} \quad (\text{Ec. 4.27})$$

16) Cálculo de la rigidez efectiva del conjunto de aisladores, de acuerdo con la ecuación 4.28:

$$K_{efTotal} = NK_p + \frac{Q}{D} \quad (\text{Ec. 4.28})$$

Donde:

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

17) Cálculo de rigidez efectiva de cada aislador, acorde a la ecuación 4.29:

$$K_{ef} = \frac{K_{efTotal}}{N} \quad (\text{Ec. 4.29})$$

18) Determinación de la rigidez del sistema de aislación, dada la ecuación 4.30:

$$K_H = \sum N K_{ef} \quad (\text{Ec. 4.30})$$

19) Obtención del período real de la estructura al incorporar el sistema de aislación, acorde a la ecuación 4.31:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_H}} \quad (\text{Ec. 4.31})$$

20) Cálculo del módulo de compresión del conjunto goma-acero del aislador, en el caso del aislador circular su fórmula se expresa en la ecuación 4.32:

$$E_c = \left(\frac{1}{6G(S)^2} + \frac{4}{3K} \right)^{-1} \quad (\text{Ec. 4.32})$$

21) Escoger los espesores para las placas de acero para cada tipo de aislador (ts), los que de acuerdo con 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.

22) Cálculo de la rigidez vertical del aislador, dada la ecuación 4.33:

$$K_z = \frac{E_c A}{H_r} + \frac{E_p * A_p}{H_r + (n - 1)ts} \quad (\text{Ec. 4.33})$$

23) Determinación de la frecuencia horizontal del sistema de aislación, de acuerdo con la ecuación 4.34:

$$f_H = \frac{1}{T_D} \quad (\text{Ec. 4.34})$$

24) Obtención de la relación de frecuencias para el aislador, dada la ecuación 4.35

$$\left(\frac{f_v}{f_H} \right) = \sqrt{\frac{E_c}{G}} \quad (\text{Ec. 4.35})$$

25) Determinación de la frecuencia vertical para el aislador, de acuerdo con la ecuación 4.36. 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.

$$f_v = f_H \left(\frac{f_v}{f_H} \right) \quad (\text{Ec. 4.36})$$

26) Cálculo del valor de la tensión máxima de tracción en las placas del aislador, dada la ecuación 4.37:

$$\sigma_s = 1,5 \left(\frac{t_r}{t_s} \right) \sigma_{ac} \quad (\text{Ec. 4.37})$$

27) Cálculo del valor de la tensión admisible, de acuerdo con la ecuación 4.38 y verificación frente a la tensión de trabajo:

$$\sigma_{ADM} = 0,75\sigma_\gamma \quad (\text{Ec. 4.38})$$

Donde:

σ_γ : Tensión del acero (comúnmente adopta un valor de 2.400 kg/cm²).

Posteriormente verificar para cada caso que:

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

28) Obtención de la cantidad de capas de acero del aislador dada la ecuación 4.39:

$$n_s = n - 1 \quad (\text{Ec. 4.39})$$

29) Cálculo de la altura parcial del aislador, de acuerdo con la ecuación 4.40:

$$h = t_r n + t_s n_s \quad (\text{Ec. 4.40})$$

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

31) Cálculo de la altura total del aislador, de acuerdo con la ecuación 4.41:

$$H = h + 2t_{ext} \quad (\text{Ec. 4.41})$$

32) Verificación al pandeo: en este caso se debe calcular el valor de la carga crítica para la cual ocurre el fenómeno de pandeo para luego poder verificar con un factor de seguridad adecuado, por lo

que generalmente es 2 para la carga vertical máxima. La siguiente secuencia de ecuaciones muestra los parámetros para la verificación (Ec. 4.42 a 4.48).

$$P_{crit} = \frac{P_S}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_S}} - 1 \right) \quad (\text{Ec. 4.42})$$

En donde P_S es una rigidez de corte efectiva y A_S es un área de corte efectiva, que para el caso del aislador LRB incluye el área del núcleo de plomo.

$$P_S = (GA)_{eff} = GA_S \quad (\text{Ec. 4.43})$$

$$A_S = A \frac{h}{Hr} \quad (\text{Ec. 4.44})$$

La carga de alabeo para una columna sin deformación al esfuerzo al corte es:

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{h^2} \quad (\text{Ec. 4.45})$$

En donde $(EI)_{eff}$ es la rigidez a la inclinación o “tilting”:

$$(EI)_{eff} = \frac{1}{3} E_C I \quad (\text{Ec. 4.46})$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D_e}{2} \right)^4 - \left(\frac{D_i}{2} \right)^4 \right] \quad (\text{Ec. 4.47})$$

Finalmente se debe cumplir la siguiente condición para asegurar el buen comportamiento del aislador frente a cargas que generan el pandeo.

$$\frac{P_{crit}}{P_{Máx}} \geq F.S. \rightarrow F.S. \approx 2 \quad (\text{Ec. 4.48})$$

Si no se cumple la condición de pandeo se debe cambiar el diámetro o la altura de la goma, volviendo al paso 2 o 3.

33) Verificación al volcamiento: en este caso se determina el máximo desplazamiento posible el cual puede producir el volcamiento, esto es para una carga vertical mínima. Aunque no de vital importancia, se calcula el desplazamiento para el tipo de aislador utilizado, ocupando la rigidez lateral de post-fluencia en el caso de los aisladores con núcleo de plomo.

$$D_{M\acute{a}x} = \frac{P_{M\acute{i}n} \phi}{P_{M\acute{i}n} + K_H H} \quad (\text{Ec. 4.49})$$

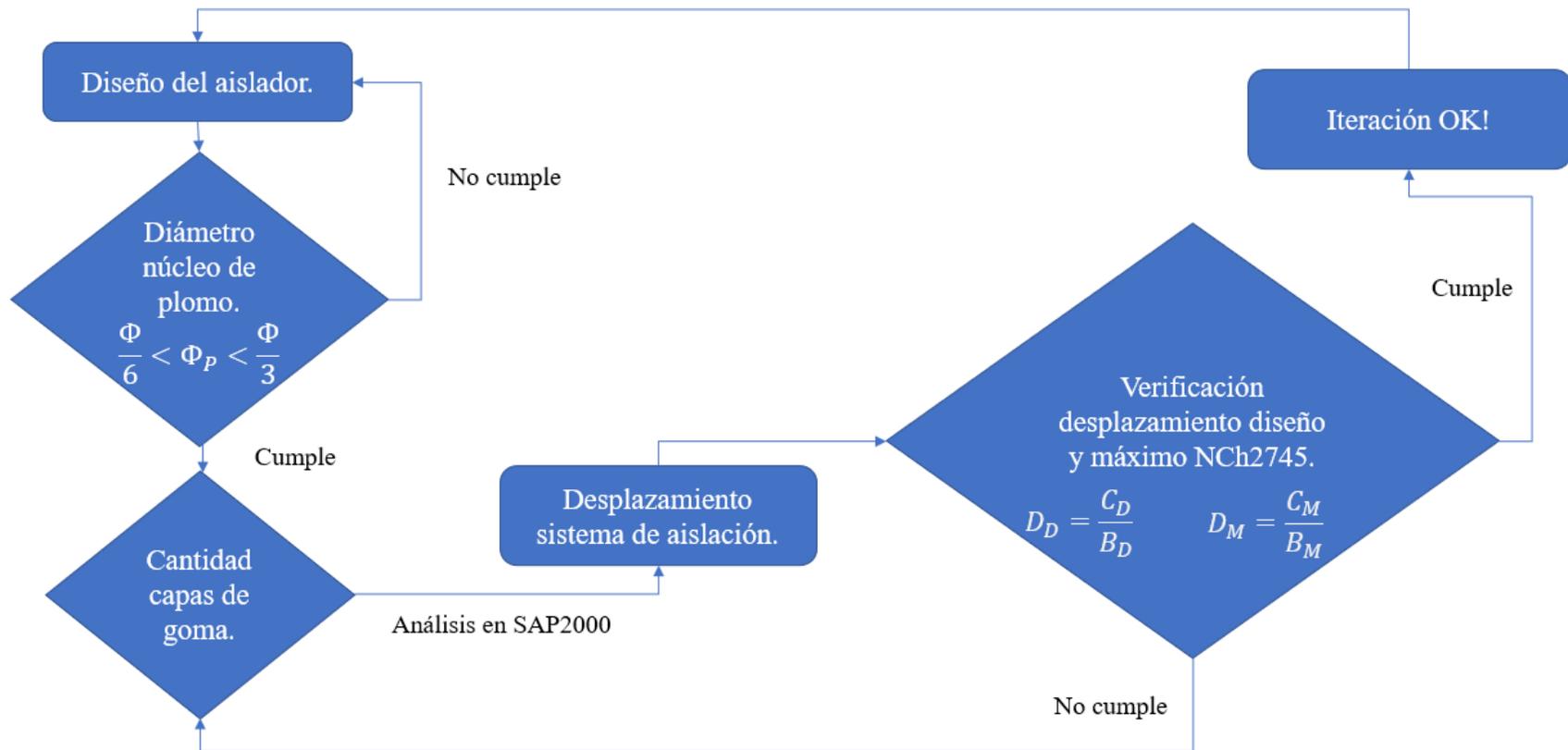
Luego se define el factor de seguridad para el volcamiento, este viene dado por:

$$F.S. = \frac{D_{M\acute{a}x}}{D_D} \quad (\text{Ec. 4.50})$$

Este factor de seguridad es de poca relevancia debido a que se utilizan conexiones de tipo fija o de pernos.

4.2.6 Modelo de análisis de posibles soluciones de aislación

Según los pasos nombrados anteriormente, se procede al diseño de los aisladores basales elastoméricos con núcleo de plomo por medio de un modelo de análisis de posibles soluciones de aislación mediante Matlab, los parámetros que variarán su valor en este caso de estudio serán el diámetro del núcleo de plomo y la cantidad de capas de goma, con la variación de estas propiedades del aislador, se van encontrando diferentes propuesta de tipos de aisladores que cumplan con los requerimientos normativos, los que indican que se debe iterar las veces necesarias para que exista una convergencia entre los datos del valor del factor de modificación de la respuesta por amortiguamiento B_M y B_D , además verificar los desplazamientos del sistema de aislación con los establecidos por la norma NCh2745. Y así encontrar más de 100 propuestas de aislación para cada uno de los edificios de estudio, donde finalmente se calcula el costo de fabricación de cada una de las propuestas encontradas para así encontrar la propuesta más óptima que muestra una disminución en los costos de fabricación del aislador. A continuación, en el esquema N° 1 se muestra el diagrama que representa el modelo de análisis de posibles soluciones de aislación para finalmente encontrar una disminución en los costos de fabricación de los aisladores con núcleo de plomo para la estructura de 15 y 20 pisos.



Esquema N° 1: Modelo de análisis de posibles soluciones de aislación.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.7 Costo de fabricación del aislador

El costo de fabricación de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo fue obtenido gracias a la colaboración de la empresa chilena SÍSMICA, la que cuenta con el respaldo de FIP Industriales, empresa italiana líder mundial en el desarrollo y fabricación de dispositivos de protección sísmica. Se generaron cotizaciones para dos tipos de aisladores con núcleo de plomo que poseen en su catálogo, el primero es un aislador LRB 1000/153-170 con un precio aproximado de 10.300 Euros cada uno y el segundo es un aislador LRB 500/100-110 con un precio aproximado de 4.500 Euros cada uno. El cálculo del costo de fabricación de los aisladores se realizó en función del peso de los distintos componentes del aislador LRB, ya sea su cantidad de número de capas de goma y acero, placas de anclaje y núcleo de plomo, donde cada uno de los componentes representa un porcentaje del peso total del aislador. Para la obtención del peso de cada componente se calculó el volumen de cada uno de ellos y se multiplicó por sus densidades correspondientes, este procedimiento se realizó para ambos tipos de aisladores mencionados anteriormente y así se obtuvo un promedio del costo unitario de cada uno de sus componentes. La tabla N° 4.16 y N° 4.17 muestran el proceso mencionado anteriormente y la tabla N° 4.18 muestra los costos unitarios de cada componente.

| Aislador LRB -SN 1000/153-170 | | | | | |
|--------------------------------------|-------------------------|---------------------|------------------|-------------------|--------------------|
| Material | Densidad (kg/m3) | Volumen (m3) | Peso (kg) | Porcentaje | Precio (\$) |
| Capa de Acero | 7850 | 0.078 | 610.695 | 0.40 | 3717404 |
| Placa Acero Anclaje | 7850 | 0.088 | 692.370 | 0.46 | 4214571 |
| Goma | 1100 | 0.133 | 146.820 | 0.10 | 893718 |
| Plomo | 11340 | 0.006 | 71.299 | 0.05 | 434007 |
| | | Total | 1521.184 | 1.00 | 9259700 |

Tabla N° 4.16: Obtención de precios por componentes del aislador LRB 1000/153-170.

Fuente: Elaboración propia.

| Aislador LRB -SN 500/100-110 | | | | | |
|-------------------------------------|-------------------------|---------------------|------------------|-------------------|--------------------|
| Material | Densidad (kg/m3) | Volumen (m3) | Peso (kg) | Porcentaje | Precio (\$) |
| Capa de Acero | 7850 | 0.013 | 105.606 | 0.39 | 1574984 |
| Placa Acero Anclaje | 7850 | 0.015 | 118.731 | 0.44 | 1770735 |
| Goma | 1100 | 0.023 | 25.691 | 0.09 | 383157 |
| Plomo | 11340 | 0.002 | 21.230 | 0.08 | 316624 |
| | | | Total | 1.00 | 4045500 |

Tabla N° 4.17: Obtención de precios por componentes del aislador LRB 500/100-110.

Fuente: Elaboración propia.

| COSTOS UNITARIOS (\$) | |
|--|------------------|
| 1 capa acero LRB 1000 | 109335 |
| 1 capa acero LRB 500 | 65624 |
| Valor promedio 1 capa acero | \$ 87,480 |
| | |
| acero anclaje LRB 1000 | 6087 |
| acero anclaje LRB 500 | 14914 |
| Valor promedio 1 kg placa anclaje | \$ 10,500 |
| | |
| 1 capa goma LRB 1000 | 25535 |
| 1 capa goma LRB 500 | 15326 |
| Valor promedio 1 capa goma | \$ 20,431 |
| | |
| nucleo plomo LRB 1000 | 6087 |
| nucleo plomo LRB 500 | 14914 |
| Valor promedio 1 kg de plomo | \$ 10,500 |

Tabla N° 4.18: Costo unitario promedio de cada componente del aislador LRB.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.8 Diseño del aislador

El diseño del aislador LRB se realiza por medio de una función en Matlab (Ver anexo 8), la cual es la encargada del procedimiento del diseño del aislador con núcleo de plomo nombrado en el apartado 4.2.5 y posee los siguientes valores de entrada: Desplazamiento de diseño, carga axial máxima del sistema considerando las acciones del sismo, número de capas de caucho y diámetro del núcleo de plomo, donde finalmente el valor de salida de la función corresponde al costo de fabricación del aislador. Dichas funciones a través de un método iterativo encuentran los parámetros óptimos de las propiedades y dimensiones de los distintos componentes que posee el aislador. En el anexo 9 se muestra la tabla resumen con los resultados de cada una de las iteraciones realizadas para cada una de las estructuras.

Para los casos de estudio tenemos establecido la cantidad de aisladores, el peso sísmico de la estructura sobre el sistema de aislación, el periodo objetivo, las cargas máximas y mínimas iniciales que actúan sobre el aislador.

Se establecen a priori los siguientes datos iniciales para la estructura de 20 pisos:

- Deformación de corte directa máxima, $\gamma_s = 150 \%$
- 20 aisladores LRB
- Conexión fija o de pernos
- Tensión admisible de compresión, $\sigma_{AC} = 150$ [kg/cm²]
- Deformación de corte máxima admisible, $\gamma_{m\acute{a}x} = 250 \%$
- Amortiguamiento efectivo del sistema LRB, $\beta = 19 \%$
- Peso sísmico de la estructura, $W = 93268$ [kN]
- Periodo objetivo, $T_D = 2.5$ seg.
- Carga máxima, $P_{M\acute{a}x} = 21646$ [kN]
- Carga mínima, $P_{M\acute{i}n} = 10951$ [kN]

A continuación, se presenta la aplicación de los pasos de diseño establecidos anteriormente en el apartado 4.2.5, para el caso del aislador final del proceso de optimización para la estructura de 20 pisos:

- Cálculo del desplazamiento de diseño:

$$C_D = 300 * Z = 375 \text{ mm.}$$

$$B_D = 1.86$$

$$D_D = 375 / 1.86 = 201.7 \text{ mm.}$$

$$D_{TD} = 1.1 * D_D = 221.9 \text{ mm.}$$

- Cálculo del desplazamiento máximo:

$$C_M = 330 * M_M * Z = 495 \text{ mm.}$$

$$B_M = 1.86$$

$$D_M = 495 / 1.86 = 266.2 \text{ mm.}$$

$$D_{TM} = 1.1 * D_M = 292.8 \text{ mm.}$$

- 1) Cálculo de rigidez horizontal preliminar del aislador, considerándola inicialmente igual para todos:

$$Kk = \frac{93268 * \left(\frac{2\pi}{2.5}\right)^2}{20 * 9810} = 3.003 \text{ [kN/mm]}$$

- 2) Cálculo del espesor inicial de la goma:

$$H_r = \frac{201.7}{1.5} = 134.5 \text{ [mm]}$$

- 3) Escoger los espesores de capa de goma para el aislador (tr), los cuales de acuerdo con los catálogos comerciales 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.

$$tr = 5 \text{ mm.}$$

- 4) En este caso la cantidad de capas de goma es una de las variables de entrada en la función de diseño del aislador, donde en este caso es de:

$$n = 30$$

Con la cantidad de capas de goma se procede al cálculo del espesor final de la goma:

$$H_r = n * t_r = 150 \text{ mm.}$$

5) Cálculo del área del caucho que necesita el aislador:

$$A = \frac{21646}{0.015} = 1443100 \text{ mm}^2$$

6) Se estima un diámetro para el núcleo de plomo del aislador $\varnothing^p = 230 \text{ mm}$, el cual debe encontrarse dentro del siguiente rango:

$$\frac{\varnothing}{6} \leq 230 \leq \frac{\varnothing}{3}$$

7) Se calcula el área del núcleo de plomo para el aislador, de acuerdo con la ecuación 4.20:

$$A^p = \frac{\pi}{4} * (230)^2 = 41548 \text{ [mm}^2 \text{]}$$

8) Cálculo del diámetro del aislador, dada la ecuación 4.21:

$$\varnothing = \sqrt{\frac{4 * 1443100}{\pi} + (230)^2} = 1375$$

$$\frac{1375}{6} \leq 230 \leq \frac{1375}{3} \rightarrow \text{Cumple}$$

Con el diámetro del aislador 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 encontrarse dentro del rango.

- 9) Obtención del módulo de corte para el aislador, G de la goma, el valor de G se verifica debe encontrarse entre el rango de 0,38 a 0,70 MPa de acuerdo con los catálogos comerciales.

$$G = 0.45 \text{ MPa}$$

- 10) Se obtiene el factor de forma para el aislador, que en el caso del aislador circular con núcleo de plomo. 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.

$$S = \frac{(1375)^2 - (230)^2}{4 * 1375 * 5} = 66.82 \rightarrow \text{Cumple.}$$

- 11) Cálculo de la rigidez post-fluencia del aislador:

$$K_p = 1.15 * \frac{0.00045 * 1443100}{150} = 4.98 \text{ kN/mm.}$$

- 12) Cálculo de la rigidez inicial o rigidez elástica del aislador:

$$K_e = 10 * 4.97 = 49.78 \text{ kN/mm.}$$

- 13) Cálculo de la fuerza característica o capacidad del aislador a cero deformaciones en el aislador:

$$Q = 41548 * 0.01 = 415.5 \text{ kN.}$$

- 14) Cálculo del desplazamiento de fluencia del aislador

$$D_\gamma = \frac{415.5}{49.78 - 4.98} = 9.27 \text{ mm.}$$

15) Cálculo de la fuerza de fluencia para el aislador:

$$F_y = 415.5 + 4.98 * 9.27 = 461.64 \text{ kN}.$$

16) Cálculo de la rigidez efectiva del conjunto de aisladores:

$$K_{efTotal} = 20 * 4.98 + \frac{415.5}{201.7} = 101.63 \text{ kN/mm}.$$

17) Cálculo de rigidez efectiva del aislador:

$$K_{ef} = \frac{101.63}{20} = 5.08 \text{ kN/mm}.$$

18) Determinación de la rigidez del sistema de aislación, dada la ecuación:

$$K_H = 20 * 5.08 = 102.2 \text{ kN/mm}.$$

19) Obtención del periodo real de la estructura al incorporar el sistema de aislación:

$$T_D = 2 * \pi \sqrt{\frac{93269}{101.63 * 9810}} = 1.92 \text{ seg}.$$

20) Cálculo del módulo de compresión del conjunto goma-acero del aislador, en el caso del aislador circular su fórmula se expresa en la ecuación:

$$E_c = \left(\frac{1}{6 * 0.00045 * (68.82)^2} + \frac{4}{3 * 2} \right)^{-1} = 1.3340 \text{ kN/mm}^2.$$

21) Escoger los espesores para las placas de acero para cada tipo de aislador (ts), los que de acuerdo con 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.

$$t_s = 3 \text{ mm.}$$

22) Cálculo de la rigidez vertical del aislador, dada la ecuación:

$$K_z = \frac{1.3340 \cdot 1443100}{150} + \frac{14 \cdot 41548}{150 + (30-1) \cdot 3} = 15288 \text{ kN/mm.}$$

23) Determinación de la frecuencia horizontal del sistema de aislación:

$$f_H = \frac{1}{1.91} = 0.52 \text{ Hz.}$$

24) Determinación de la frecuencia vertical para el aislador. 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.

$$f_V = 0.52 \sqrt{\frac{1.3340}{0.00045}} = 28.41 \text{ Hz.} \rightarrow \text{Cumple}$$

25) Cálculo del valor de la tensión máxima de tracción en las placas del aislador:

$$\sigma_s = 1,5 * \left(\frac{5}{3}\right) * 0.015 = 0.0375 \text{ kN/mm}^2$$

26) Cálculo del valor de la tensión admisible y verificación frente a la tensión de trabajo:

$$\sigma_{ADM} = 0,75 * 0.2453 = 0.1839 \text{ kN/mm}^2$$

Posteriormente verificar que:

$$\begin{aligned} \sigma_s &\leq \sigma_{ADM} \\ 0.0375 &\leq 0.1839 \rightarrow \text{Cumple} \end{aligned}$$

27) Obtención de la cantidad de capas de acero del aislador:

$$n_s = 30 - 1 = 29$$

28) Cálculo de la altura parcial del aislador, de acuerdo con la ecuación:

$$h = 5 * 30 + 3 * 29 = 237 \text{ mm.}$$

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

$$t_{ext} = 40 \text{ mm.}$$

30) Cálculo de la altura total del aislador, de acuerdo con la ecuación:

$$H = 237 + 2 * 40 = 317 \text{ mm.}$$

31) Verificación al pandeo:

$$A_S = 1443100 * \frac{237}{150} = 2280098 \text{ mm}^2.$$

$$P_S = (GA)_{eff} = 0.00045 * 2280098 = 1026.04 \text{ kN.}$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{1375}{2} \right)^4 - \left(\frac{230}{2} \right)^4 \right] = 175598403500 \text{ mm}^4.$$

$$(EI)_{eff} = \frac{1}{3} * 1.3340 * 175598403500 = 78082756740 \text{ kN/mm}^2.$$

$$P_E = \frac{\pi^2 * 78082756740}{237^2} = 13720128.89 \text{ kN.}$$

$$P_{crit} = \frac{1026.04}{2} \left(\sqrt{1 + 4 * \frac{13720128.89}{1026.04}} - 1 \right) = 118136.31 \text{ kN.}$$

$$\frac{118136.31}{21646} = 5.46 \geq 2 \rightarrow \text{Cumple.}$$

32) Verificación al volcamiento:

$$D_{M\acute{a}x} = \frac{10951 * 1375}{10951 + 102.21 * 317} = 347 \text{ mm.}$$

$$F.S. = \frac{347}{157.6} = 2.2 \rightarrow \text{Cumple.}$$

33) Confección de tabla resumen N° 4.19 con las dimensiones y propiedades del aislador para la estructura de 20 pisos:

| | |
|---|--------|
| Carga axial máxima [kN] | 21646 |
| Carga axial mínima [kN] | 10951 |
| Desplazamiento de Diseño [mm] | 201.70 |
| Desplazamiento Máximo [mm] | 266.20 |
| Desplazamiento sistema de aislación [mm] | 259.2 |
| Cantidad de Aisladores | 20 |
| Diametro del Aislador [mm] | 1375 |
| Diametro del núcleo de plomo [mm] | 230 |
| Altura Total [mm] | 317 |
| Módulo de Corte [MPa] | 0.45 |
| Rigidez Efectiva [kN/mm] | 5.1 |
| Rigidez Efectiva vertical [kN/mm] | 15288 |
| Fuerza a cero deformación Qd [kN] | 415.47 |
| Amortiguamiento Efectivo [%] | 19 |
| Cantidad capas de goma | 30 |
| Espesor capas de goma [mm] | 5 |
| Cantidad placas de acero | 29 |
| Espesor capas de acero [mm] | 3 |
| Espesor placa de anclaje [mm] | 40 |

Tabla N° 4.19: Resumen propiedades y dimensiones del aislador LRB para la estructura de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de la estructura de 15 pisos se establecen a priori los siguientes datos iniciales:

- Deformación de corte directa máxima, $\gamma_s = 150 \%$
- 19 aisladores LRB
- Conexión fija o de pernos
- Tensión admisible de compresión, $\sigma_{AC} = 150$ [kg/cm²]
- Deformación de corte máxima admisible, $\gamma_{m\acute{a}x} = 250 \%$
- Amortiguamiento efectivo LRB, $\beta = 15 \%$
- Peso sísmico de la estructura, $W = 63836$ [kN]
- Periodo objetivo, $T_D = 2.5$ seg.
- Carga máxima, $P_{M\acute{a}x} = 12970$ [kN]
- Carga mínima, $P_{M\acute{i}n} = 1724$ [kN]

De igual manera que la estructura de 20 pisos se aplican los pasos de diseño establecidos anteriormente en el apartado 4.2.5, en este caso para la estructura de 15 pisos, donde las dimensiones y propiedades finales del aislador del proceso de optimización se muestran a continuación en la tabla N° 4.20.

| | |
|---|-------|
| Carga axial máxima [kN] | 12970 |
| Carga axial mínima [kN] | 1724 |
| Desplazamiento de Diseño [mm] | 224.4 |
| Desplazamiento Máximo [mm] | 296.4 |
| Desplazamiento sistema de aislación [mm] | 283 |
| Cantidad de Aisladores | 19 |
| Diámetro del Aislador [mm] | 1065 |
| Diámetro del núcleo de plomo [mm] | 185 |
| Altura Total [mm] | 253 |
| Módulo de Corte [MPa] | 0.38 |
| Rigidez Efectiva [kN/mm] | 3.51 |
| Rigidez Efectiva vertical [kN/mm] | 11645 |
| Fuerza a cero deformación Qd [kN] | 268.8 |
| Amortiguamiento Efectivo [%] | 15 |
| Cantidad capas de goma | 22 |
| Espesor capas de goma [mm] | 5 |
| Cantidad placas de acero | 21 |
| Espesor capas de acero [mm] | 3 |
| Espesor placa de anclaje [mm] | 40 |

Tabla N° 4.20: Resumen propiedades y dimensiones del aislador LRB para la estructura de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Finalizado el diseño de los aisladores LRB se posee a ingresar las propiedades al software SAP2000 para obtención de los parámetros de interés que se presentan a continuación:

Estructura aislada de 20 pisos:

Períodos estructura aislada: los períodos de la estructura nos indican cuanto tiempo se demora en terminar un ciclo de desplazamiento, es decir, cuanto tiempo se demora la estructura en volver a su posición inicial después de algún movimiento. Los periodos de vibración de la estructura aislada de 20 pisos se presentan en la tabla N° 4.21.

| Modo | Periodo (s) |
|-------------|--------------------|
| 1 | 2.619149 |
| 2 | 2.575225 |
| 3 | 2.444477 |
| 4 | 0.758022 |
| 5 | 0.738007 |
| 6 | 0.710298 |

Tabla N° 4.21: Períodos estructura aislada de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Participación modal estructura aislada: La participación modal indica que porcentaje de la masa de la estructura se está desplazando en cada dirección, para el caso de la estructura aislada es importante mencionar que solo se necesitaron 6 modos de vibración para alcanzar el porcentaje deseado. Los porcentajes de participación modal de la estructura aislada de 20 pisos se presentan en la tabla N° 4.22.

| Modo | % participación Ux | % participación Uy |
|-------------|---------------------------|---------------------------|
| 1 | 0.970 | 0.000 |
| 2 | 0.000 | 0.970 |
| 3 | 0.000 | 0.003 |
| 4 | 0.000 | 0.025 |
| 5 | 0.026 | 0.000 |
| 6 | 0.000 | 0.001 |
| Suma | 0.996 | 0.998 |

Tabla N° 4.22: Porcentajes de participación modal estructura aislada.

Fuente: Elaboración propia.

Desplazamiento relativo entrepiso de la superestructura: el cociente máximo entre el desplazamiento de entrepiso de la estructura y la altura de piso por sobre el sistema de aislación, calculado por análisis de respuesta en el tiempo considerando las características de fuerza-deformación de los elementos no-lineales del sistema resistente a las fuerzas laterales, no debe exceder de 0.003.

| N° Piso | U1 máx [mm] | U2 máx [mm] | Drift U1 (mm) | Drift U2 (mm) | Verificación U1 | Verificación U2 |
|---------|-------------|-------------|---------------|---------------|-----------------|-----------------|
| piso20 | 263.6 | 261.2 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso19 | 263.4 | 261.0 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso18 | 263.2 | 260.8 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso17 | 263.0 | 260.6 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso16 | 262.8 | 260.4 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso15 | 262.6 | 260.2 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso14 | 262.4 | 260.0 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso13 | 262.2 | 259.8 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso12 | 262.0 | 259.6 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso11 | 261.8 | 259.4 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso10 | 261.6 | 259.2 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso9 | 261.4 | 259.0 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso8 | 261.2 | 258.8 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso7 | 261.0 | 258.6 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso6 | 260.8 | 258.4 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso5 | 260.6 | 258.2 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso4 | 260.4 | 258.0 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso3 | 260.2 | 257.8 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso2 | 260.0 | 257.6 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |
| piso1 | 259.8 | 257.4 | 6.897E-05 | 6.897E-05 | cumple | cumple |

Tabla N° 4.23: Verificación de desplazamientos entrepisos estructura aislada 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

En las figuras N° 4.23 y N° 4.24 se muestran las respuestas de desplazamiento de entrepiso en cada una de las direcciones para la estructura aislada de 20 pisos.



Figura N° 4.23: Respuesta de deformación de entrepiso en el eje X de la estructura aislada de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

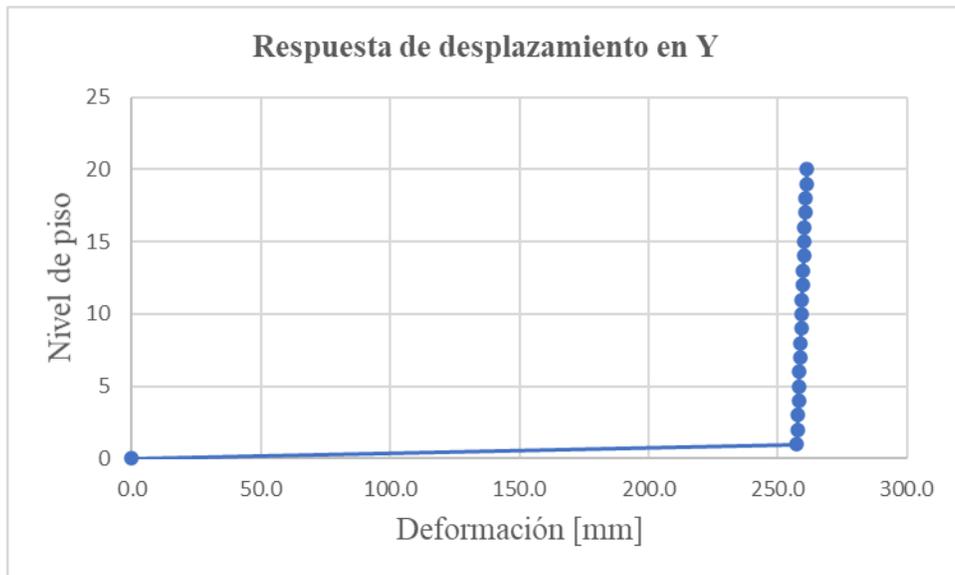


Figura N° 4.24: Respuesta de deformación de entrepiso en el eje Y de la estructura aislada de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

De las tablas y gráficas de las deformaciones de entrepiso, se puede ver que el sistema de aislación responde de buena manera, con valores de desplazamiento relativo pequeños, lo cual sucede en ambas direcciones de análisis.

Corte basal: Se debe hacer la diferencia entre el corte de la interfaz de aislación (V_b) y la superestructura (V_s), frente al corte de la estructura de base fija, ya que el corte de la interfaz de aislación será mayor al de la estructura convencional, esto se debe principalmente al factor de seguridad incluido al momento de diseñar los aisladores, para así evitar volcamiento de estos 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 20 pisos, de acuerdo con lo establecido en la norma NCh2745.

$$V_{\min - 433} = 489.4 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_s \text{ min} = 391.5 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_b \text{ min} = 440.5 \text{ (Tonf.)}$$

Se observa que el corte mínimo basal para la estructura convencional es determinado por la fuerza lateral sísmica requerida por la NCh433 para una estructura de base fija con el mismo peso que la estructura aislada. Por otro lado, el corte mínimo para la interfaz de aislación corresponde al 90 % del obtenido mediante procedimiento estático.

El corte basal de la estructura aislada de 20 pisos en cada una de las direcciones principales en estudio corresponde a:

$$V_{bx} = 793.6 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_{by} = 784.7 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_{sx} = 523.4 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_{sy} = 515.2 \text{ (Tonf.)}$$

Finalmente podemos observar que el corte para la subestructura y la superestructura cumplen con los requerimientos de corte mínimo.

Estructura aislada de 15 pisos:

Periodos estructura aislada: los períodos de la estructura nos indican cuanto tiempo se demora en terminar un ciclo de desplazamiento, es decir, cuanto tiempo se demora la estructura en volver a su posición inicial después de algún movimiento. Los periodos de vibración de la estructura aislada de 15 pisos se presentan en la tabla N° 4.24.

| Modo | Periodo (s) |
|-------------|--------------------|
| 1 | 2.4419 |
| 2 | 2.3997 |
| 3 | 2.3043 |
| 4 | 0.5676 |
| 5 | 0.5566 |
| 6 | 0.5361 |

Tabla N° 4.24: Períodos estructura aislada de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Porcentaje de participación modal: La participación modal indica que porcentaje de la masa de la estructura se está desplazando en cada dirección, para el caso de la estructura aislada de 15 pisos es importante mencionar que solo se necesitaron 6 modos de vibración para superar el 90 %. Los porcentajes de participación modal de la estructura aislada de 15 pisos se presentan en la tabla N° 4.25.

| Modo | % participación Ux | % participación Uy |
|-------------|---------------------------|---------------------------|
| 1 | 0.980 | 0.016 |
| 2 | 0.016 | 0.970 |
| 3 | 0.000 | 0.012 |
| 4 | 0.000 | 0.001 |
| 5 | 0.006 | 0.001 |
| 6 | 0.001 | 0.004 |
| Suma | 1.004 | 1.004 |

Tabla N° 4.25: Porcentaje de participación modal estructura aislada de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Desplazamiento relativo entrepiso de la superestructura: el cociente máximo entre el desplazamiento de entrepiso de la estructura y la altura de piso por sobre el sistema de aislación, calculado por análisis de respuesta en el tiempo considerando las características de fuerza-deformación de los elementos no-lineales del sistema resistente a las fuerzas laterales, no debe exceder de 0.003.

| N° Piso | U1 máx [mm] | U2 máx [mm] | Drift U1 (mm) | Drift U2 (mm) | Verificación U1 | Verificación U2 |
|---------|-------------|-------------|---------------|---------------|-----------------|-----------------|
| pis015 | 285.3 | 283.3 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis014 | 285.1 | 283.1 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis013 | 285.0 | 283.0 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis012 | 284.8 | 282.8 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis011 | 284.6 | 282.6 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis010 | 284.5 | 282.5 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis009 | 284.3 | 282.3 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis008 | 284.2 | 282.2 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis007 | 284.0 | 282.0 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis006 | 283.8 | 281.8 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis005 | 283.7 | 281.7 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis004 | 283.5 | 281.5 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis003 | 283.4 | 281.4 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis002 | 283.2 | 281.2 | 5.517E-05 | 5.517E-05 | cumple | cumple |
| pis001 | 283.0 | 281.0 | 1.051E-03 | 7.750E-04 | cumple | cumple |

Tabla N° 4.26: Porcentaje de participación modal estructura aislada de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

En las figuras N° 4.25 y N° 4.26 se muestran las respuestas de desplazamiento de entrepiso en cada una de las direcciones para la estructura aislada de 15 pisos.



Figura N° 4.25: Respuesta de deformación de entrepiso en el eje X de la estructura aislada de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.



Figura N° 4.26: Respuesta de deformación de entrepiso en el eje X de la estructura aislada de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

En las gráficas anteriores de las deformaciones de entrepiso, se puede ver que el sistema de aislación se comporta de la forma esperada, entregando una buena respuesta estructural, donde claramente se puede ver la disminución de desplazamientos de entrepiso en la superestructura.

Corte basal: Se debe hacer la diferencia entre el corte de la interfaz de aislación (V_b) y la superestructura (V_s), frente al corte de la estructura de base fija, ya que el corte de la interfaz de aislación será mayor al de la estructura convencional, esto se debe principalmente al factor de seguridad incluido al momento de diseñar los aisladores, para así evitar volcamiento de estos y asegurar su correcto desempeño estructural. A continuación, se muestran los cortes mínimos que debe superar la estructura aislada de 15 pisos, de acuerdo con lo establecido en la norma NCh2745.

$$V_{\min - 433} = 433.8 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_s \text{ min} = 317.1 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_b \text{ min} = 390.4 \text{ (Tonf.)}$$

Se observa que el corte mínimo basal para la estructura convencional es determinado por la fuerza lateral sísmica requerida por la NCh433 para una estructura de base fija con el mismo peso que la estructura aislada. El corte basal de la estructura aislada de 15 pisos en cada una de las direcciones principales en estudio corresponde a:

$$V_{bx} = 752.3 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_{by} = 735.8 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_{sx} = 332.2 \text{ (Tonf.)}$$

$$V_{sy} = 323.8 \text{ (Tonf.)}$$

Finalmente podemos observar que el corte para la subestructura y la superestructura cumplen con los requerimientos de corte mínimo.

CAPÍTULO 5: RESULTADOS

5.1 Comportamiento de estructura convencional y estructura aislada de 20 pisos.

Como se pudo ver en el capítulo anterior, se determinó que existía una disminución en los desplazamientos de la estructura aislada con respecto a la estructura convencional y además la respuesta de la estructura aislada presento un mejor comportamiento debido a que los desplazamientos de entrepisos fueron mucho menores, por lo que en este caso particular el estudio es realmente ventajoso y produce reducciones importantes en los parámetros del análisis, que cuantitativamente justifiquen la posible mayor inversión, si bien existe un mayor trabajo de ensayos e implementación en el sistema de aislación, pero que como resultado tenemos un comportamiento más óptimo del edificio aislado. Además, esta comparación nos permite hacernos una idea del nivel de daño que puede incursionar cada estructura, ya sea en los elementos estructurales o en equipos y contenidos.

5.1.1 Razón de períodos y porcentajes de participación modal estructura de 20 pisos.

En este apartado se presentarán las razones existentes entre los períodos de ambas estructuras, con el fin de cuantificar el equilibrio existente en la respuesta de la estructura ante una sollicitación externa.

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

| Razón entre periodos | | | |
|-----------------------------|--------------|--------------|--------------|
| Estructura 20 pisos | X - Y | X - Z | Y - Z |
| Convencional | 1.12 | 1.24 | 1.12 |
| Aislada | 1.02 | 1.07 | 1.05 |

Tabla N° 5.1: Razones entre los períodos fundamentales de ambas estructuras de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Como se observa en la tabla N° 5.1 la razón entre períodos traslacionales para la estructura convencional es superior a 1, lo que indica que la respuesta de la estructura ante sollicitaciones externas no es simétrica y depende de la dirección de la sollicitación, por lo que la estructura no se comporta de igual manera ante un sismo de una u otra dirección. Por otro lado, para la estructura aislada la 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 períodos traslacionales con el rotacional, se observa que el valor de ambas direcciones es cercano a 1.12 en la dirección X e igual en la dirección Y, lo que indica que existirá una leve interferencia entre ambos modos de vibrar para la dirección de análisis X.

| Porcentaje de participación modal | | |
|--|----------|----------|
| Estructura 20 pisos | X | Y |
| Convencional | 66.7 | 64.8 |
| Aislada | 97.2 | 97.3 |

Tabla N° 5.2: Porcentajes de participación modal de los periodos fundamentales de ambas estructuras de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Como se muestra en la tabla N° 5.2 se determina que la estructura aislada presenta porcentajes de participación modal cercanos al 100 % en sus tres períodos fundamentales, por lo que estos son los responsables de la respuesta de la estructura. Mientras que en el caso de la estructura convencional los porcentajes para los periodos traslacionales son aproximadamente del orden del 65 %, 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.

5.1.2 Desplazamientos de la estructura aislada y base fija de 20 pisos

El desplazamiento es uno de los parámetros de diseño más importantes a la hora de analizar la respuesta de una estructura, en este caso se presentarán los desplazamientos de entrepiso para ambas estructuras, esto se hará sin considerar el sistema de aislación ya que este no existe en el caso de la

estructura convencional. Dichos desplazamientos se ilustrarán en una gráfica para observar de mejor manera la diferencia entre ellos.

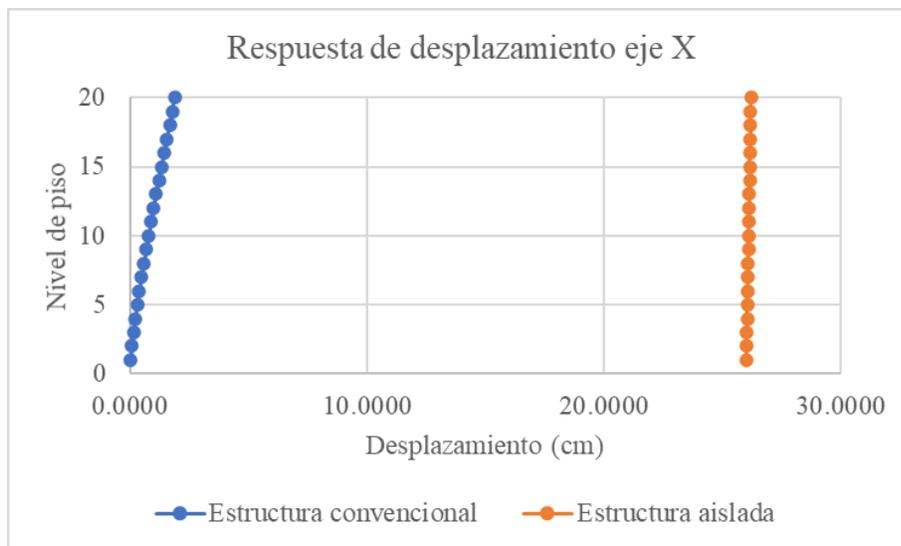


Figura N° 5.1: Comparación de respuesta de desplazamiento de ambas estructuras de 20 pisos en X.

Fuente: Elaboración propia.

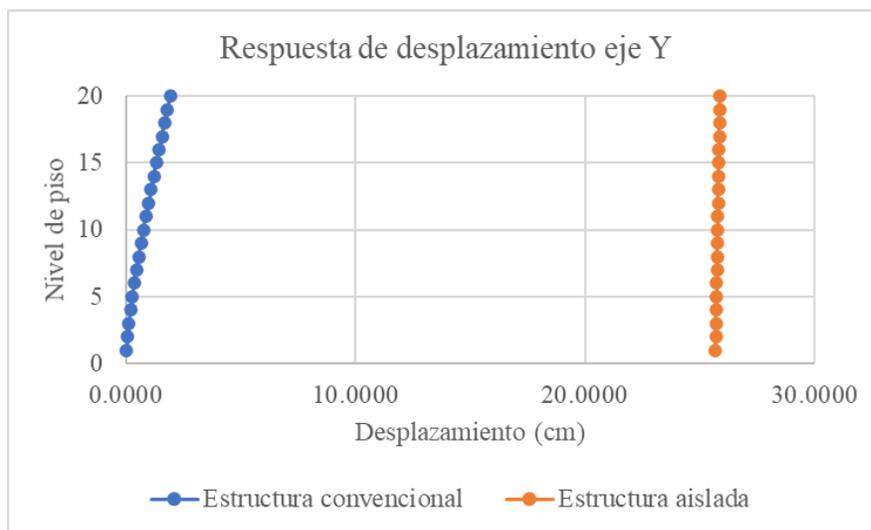


Figura N° 5.2: Comparación de respuesta de desplazamiento de ambas estructuras de 20 pisos en Y.

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede ver en las gráficas anteriores existe una disminución importante en los desplazamientos del caso del edificio aislado y además presenta menores variaciones en la altura, por lo que la estructura aislada se comporta como un cuerpo rígido durante el sismo, esto señala que el desplazamiento se concentra en la interfaz de aislación y no se distribuye en la superestructura. Sin embargo, de todos modos, existe un leve aumento del desplazamiento a medida que aumenta la altura y esto se debe principalmente al tipo de estructuración y altura que posee la edificación, ya que de todos modos igual posee cierto grado de ductilidad que hace incrementar en un pequeño porcentaje los desplazamientos de entrepisos.

5.2 Comparación de la respuesta y costos de fabricación del aislador de la estructura de 20 pisos

En este apartado se compararán los resultados del caso más favorable de la optimización realizada y el caso menos favorable, comparando principalmente el costo de fabricación de los aisladores y sus diferentes parámetros que lo rigen. Además, se compararán los periodos de vibración, participación modal y desplazamientos de entrepisos, para encontrar alguna relación funcional entre la respuesta del edificio y el diseño de los aisladores, considerando además el costo de fabricación.

| Propiedades aislador | Máx | Mín | % diferencia |
|--|------------|------------|---------------------|
| Carga axial máxima [kN] | 22650 | 21646 | 5% |
| Carga axial mínima [kN] | 11056 | 10951 | 1% |
| Desplazamiento de Diseño [mm] | 212.30 | 201.70 | 5% |
| Desplazamiento Máximo [mm] | 276.20 | 266.20 | 4% |
| Desplazamiento sistema de aislación [mm] | 274.3 | 259.2 | 6% |
| Cantidad de Aisladores | 20 | 20 | 0% |
| Diametro del Aislador [mm] | 1433 | 1375 | 4% |
| Diametro del núcleo de plomo [mm] | 240 | 230 | 4% |
| Altura Total [mm] | 437 | 317 | 38% |
| Módulo de Corte [MPa] | 0.43 | 0.45 | 4% |
| Rigidez Efectiva [kN/mm] | 3.6 | 5.1 | 30% |
| Rigidez Efectiva vertical [kN/mm] | 11103 | 15288 | 27% |
| Fuerza a cero deformación Qd [kN] | 452.39 | 415.47 | 9% |
| Amortiguamiento Efectivo [%] | 23.0 | 19.0 | 21% |
| Cantidad capas de goma | 45 | 30 | 50% |
| Espesor capas de goma [mm] | 5 | 5 | 0% |
| Cantidad placas de acero | 44 | 29 | 52% |
| Espesor capas de acero [mm] | 3 | 3 | 0% |
| Espesor placa de anclaje [mm] | 40 | 40 | 0% |

| Costos de fabricación | | | |
|-------------------------------------|---------------|---------------|-----|
| Capas Acero [uni] | \$ 3,849,120 | \$ 2,536,920 | 52% |
| Acero placas de anclaje [kg] | \$ 14,502,112 | \$ 13,389,941 | 8% |
| Capas de goma [uni] | \$ 919,395 | \$ 612,930 | 50% |
| Núcleo de plomo [kg] | \$ 1,922,959 | \$ 1,172,421 | 64% |
| Costo Total (Pesos) | \$ 21,193,586 | \$ 17,712,212 | 20% |

Tabla N° 5.3: Comparación de resultados de parámetros y costos de fabricación estructura de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla N° 5.3 podemos ver que la diferencia entre el costo de fabricación de ambos casos es del 20 % donde principalmente los cambios se producen en la altura total del aislador, incluyendo capas de goma y acero con un 51 % aproximado y las dimensiones del núcleo de plomo con un 64 %, siendo estos los factores más influyentes en el costo final al momento de la fabricación de los aisladores con núcleo de plomo para la estructura de 20 pisos. Además, podemos ver que las principales variación porcentuales en las propiedades de los aisladores son en la altura del aislador con un 38 %, lo que a su vez es directamente proporcional a la cantidad de capas de goma y acero que posee el aislador, con

una variación del 50 % y 52 % respectivamente, también hay un aumento del 30 % en la rigidez efectiva, la cual varía directamente proporcional con la altura del aislador, ya que al ser más alto posee una menor rigidez efectiva horizontal y por otro lado existe una variación del 27 % en la rigidez efectiva vertical, la cual depende principalmente de las capas de acero, el núcleo de plomo y la altura. Finalmente podemos ver que existe solo una variación del 5 % en la carga axial máxima que soporta el aislador, lo que indica que el modelo de análisis cumple con el objetivo de encontrar diferentes soluciones que no cambien significativamente la resistencia de los dispositivos. En base a lo mencionado anteriormente la altura del aislador representa los mayores cambios y es el factor más influyente en los costos de fabricación de los aisladores con núcleo de plomo.

5.2.1 Razón de períodos y porcentajes de participación modal estructura de 20 pisos.

En este apartado se mostrarán la razón que existe entre los períodos y porcentajes de masa modal que existe entre las estructuras con cada uno de los 2 tipos de aisladores seleccionados anteriormente, siendo el caso más óptimo y menos óptimo en cuanto al costo de fabricación.

| Razón entre períodos | | | |
|-----------------------------|-------------|-------------|-------------|
| Aislador | X -Y | X -Z | Y- Z |
| LRB 1435/225 – 240 | 1.01 | 1.08 | 1.07 |
| LRB 1375/150 - 230 | 1.02 | 1.07 | 1.05 |

Tabla N° 5.4: Razón entre períodos con cada tipo de aislador para la estructura de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Podemos observar de la tabla N° 5.4 que los valores de razón entre períodos son muy similares para cada uno de los tipos de aislador y además cercanos a 1, lo que nos indica que la estructura se comporta de manera simétrica al momento de recibir alguna excitación externa en cada uno de los casos y que no existe gran variación en el comportamiento entre ambos.

| Porcentaje de participación modal | | |
|-----------------------------------|----|----|
| Aislador | X | Y |
| LRB 1435/225 – 240 | 98 | 98 |
| LRB 1375/150 - 230 | 97 | 97 |

Tabla N° 5.5: Porcentaje de participación modal de los 3 períodos fundamentales para cada aislador

Fuente: Elaboración propia.

Como se muestra en la tabla N° 5.5 en ambos casos la estructura presenta valores cercanos al 100 % de la participación de masa modal, por lo que claramente se ve que estos períodos serán los responsables del comportamiento y de la respuesta de la estructura, si bien existe una diferencia de 1 % entre ambas alternativas, la respuesta no debería variar de manera significativa ya que el porcentaje de variación es ínfimo.

5.2.2 Desplazamientos relativos de la estructura aislada de 20 pisos con cada uno de los tipos de aislador.

En este apartado se presentan los desplazamientos relativos de la estructura aislada de 20 pisos para el aislador más óptimo y para el menos óptimo, en este caso se realizará la comparación incluyendo la interfaz de aislación ya que ambos casos la poseen. Los resultados serán presentados gráficamente para una mejor visualización.

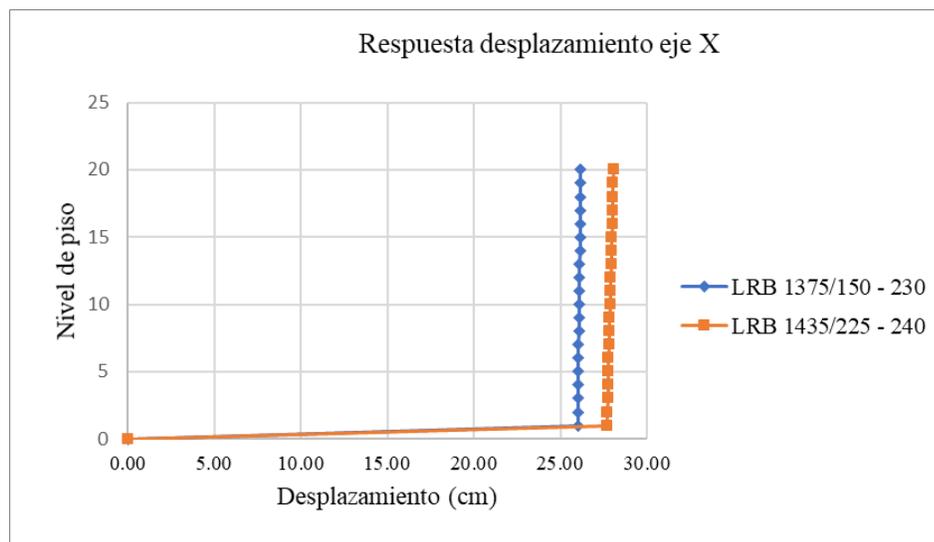


Figura N° 5.3: Comparación de respuesta de desplazamiento eje X de ambos tipos de aisladores, estructura de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

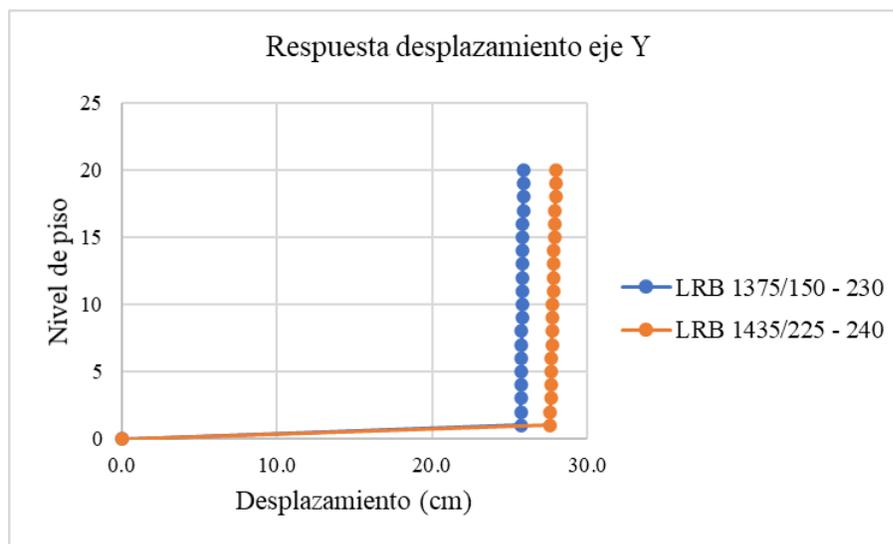


Figura N° 5.4: Comparación de respuesta de desplazamiento eje Y de ambos tipos de aisladores, estructura de 20 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

En las figura N° 5.3 y 5.4 se muestra la comparación de resultados de desplazamientos para ambos tipos de aisladores basales, donde claramente se puede ver el comportamiento del edificio aislado el cual concentra el desplazamiento principalmente en la interfaz de aislación. También podemos ver la diferencia de desplazamientos que existe entre ambos tipos, que si bien para el aislador LRB 1435/225 – 240 aumentaron los desplazamientos aproximadamente en un 7 % en la dirección de análisis del eje “X” y alrededor del 8 % en la dirección de análisis del eje “Y”, sin embargo, el comportamiento global de la estructura con este tipo de aislador es prácticamente el mismo que la estructura con el aislador LRB 1375/150 – 230. Según lo mencionado anteriormente podríamos decir que la respuesta y el comportamiento de la estructura aislada con ambos tipos de aisladores son equivalente entre sí.

5.3 Comportamiento de estructura convencional y estructura aislada del edificio de 15 pisos.

Según los datos entregados en el capítulo anterior para la estructura de 15 pisos, se puede observar una disminución de desplazamientos en la estructura aislada en comparación a la estructura convencional, además el comportamiento global de la estructura aislada presentó una respuesta más uniforme de los desplazamientos de entrepisos, lo que nos entrega que la aplicación del sistema de aislación es favorable y produce reducciones importantes en los esfuerzos internos de la estructura. Al existir un comportamiento más uniforme en la superestructura, el sistema de aislación es el que controla el diseño y sufre las deformaciones en el caso de un sismo, lo que favorece de forma considerable a la superestructura, ya que el nivel de daño que recibirá será mucho menor, lo que puede implicar una disminución en las dimensiones de los elementos estructurales al momento del diseño, para así poder compensar el costo de la aplicación del sistema de aislación.

5.3.1 Razón de períodos y porcentajes de participación modal estructura de 15 pisos.

En este apartado se presentarán las razones existentes entre los períodos de ambas estructuras de 15 pisos, con el fin de cuantificar el equilibrio existente en la respuesta de la estructura ante una sollicitación externa.

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

| Razón entre periodos | | | |
|-----------------------------|-------------|-------------|-------------|
| Estructura 15 pisos | X -Y | X -Z | Y- Z |
| Convencional | 1.32 | 1.44 | 1.09 |
| Aislada | 1.01 | 1.06 | 1.04 |

Tabla N° 5.6: Razones entre los períodos fundamentales de ambas estructuras de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Como se observa en la tabla N° 5.6 la razón entre periodos traslacionales para la estructura convencional de 15 pisos es superior a 1, lo que indica que la respuesta de la estructura sometida a sollicitaciones sísmicas no es simétrica y dependerá de la dirección de la sollicitación, debido a esto la estructura no se comporta de igual manera ante un sismo en una u otra dirección. En cuanto a las razones de los periodos traslacionales con el rotacional, se esperaría que fuesen cercanos a 1.32, con lo cual se puede asegurar que no existan interferencias entre los modos de vibrar de la estructura. En este caso, ambas razones difieren de 1.32, lo que indica que existe una interferencia entre los modos de vibrar traslacionales con el rotacional, lo que no es recomendado para una buena respuesta estructural.

Por otro lado, tenemos la razón entre periodos traslacionales para la estructura aislada, la cual es prácticamente 1 demostrando que, sin importar la dirección del sismo la estructura se comporta de igual manera. En cuanto a la razón con el periodo rotacional la diferencia en ambas direcciones es cercana a 1.01, lo que indica que no existe interferencia entre ambos modos de vibrar.

| Porcentaje de participación modal | | |
|--|----------|----------|
| Estructura 15 pisos | X | Y |
| Convencional | 69.4 | 66.2 |
| Aislada | 99.6 | 99.8 |

Tabla N° 5.7: Porcentajes de participación modal de los periodos fundamentales de ambas estructuras de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Como se muestra en la tabla N° 5.7 la estructura convencional presenta porcentajes de participación modal para los periodos traslacionales próximos al 65 %, indicando que es necesario incorporar más modos de vibrar para alcanzar el 90 % mínimo de suma de sus masas exigidos por la norma para realizar el análisis de la estructura. Por otro lado, tenemos que la estructura aislada presenta porcentajes de participación modal cercano al 100 % en sus periodos traslacionales, por lo que estos son los responsables de la respuesta de la estructura en su totalidad.

5.3.2 Desplazamientos de la estructura aislada y base fija de 15 pisos.

El desplazamiento es uno de los parámetros de diseño más importantes a la hora de analizar la respuesta de una estructura, en este caso se presentarán los desplazamientos de entrepiso para ambas estructuras, esto se hará sin considerar el sistema de aislación ya que este no existe en el caso de la estructura convencional. Dichos desplazamientos se ilustrarán en las siguientes graficas para observar de mejor manera la diferencia entre ellos.

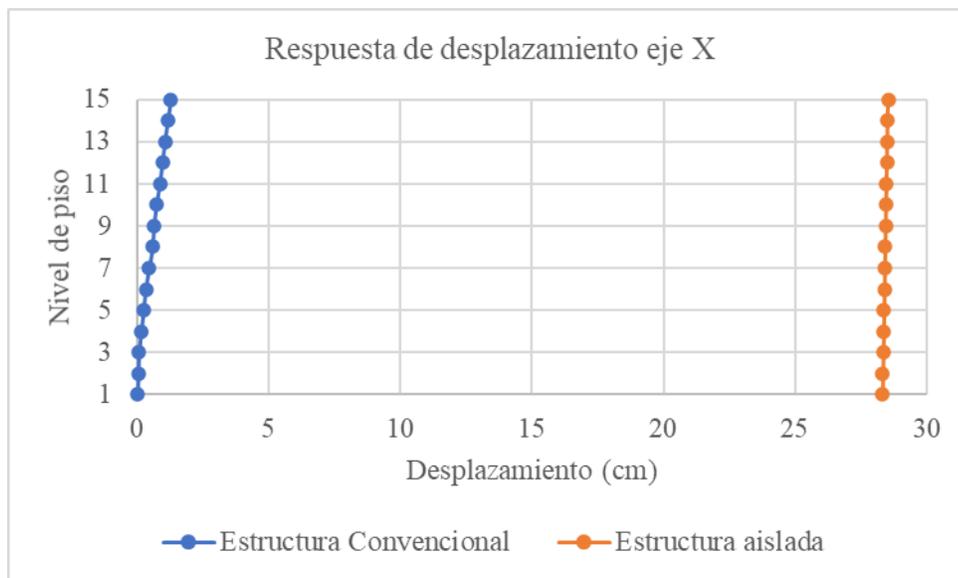


Figura N° 5.5: Comparación de respuesta de desplazamiento de ambas estructuras de 15 pisos en X.

Fuente: Elaboración propia.

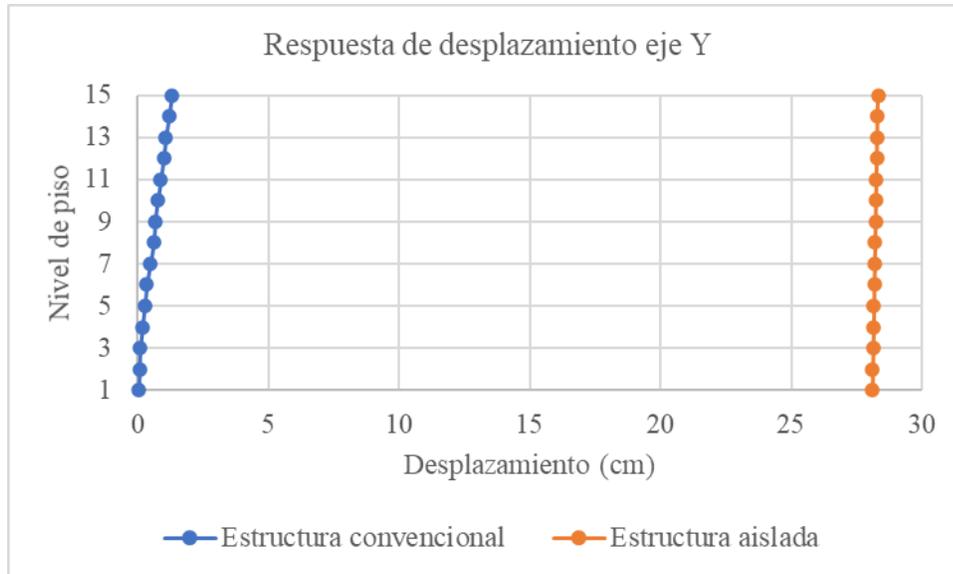


Figura N° 5.6: Comparación de respuesta de desplazamiento de ambas estructuras de 15 pisos en Y.

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en las gráficas N° 5.5 y 5.6 existe una gran diferencia en los desplazamientos de cada estructura, para el caso de la estructura convencional podemos ver el comportamiento frecuente de estructuras con base empotrada, el cual se parece al movimiento de un péndulo invertido, donde en la parte superior de la estructura debido al aumento de los desplazamientos con la altura, existirán los mayores daños no estructurales. Por otra parte, la estructura aislada se puede observar que prácticamente no existe variación de los desplazamientos con la altura, lo que lleva a que la respuesta y comportamiento del edificio sea como un cuerpo rígido, donde la mayor concentración de esfuerzos y desplazamiento se produce en la interfaz de aislación.

5.4 Comparación de la respuesta y costos de fabricación del aislador de la estructura de 15 pisos.

En este apartado se compararán los resultados del caso más favorable de la optimización realizada y el caso menos favorable para la edificación de 15 pisos, comparando principalmente el costo de fabricación de los aisladores y sus diferentes parámetros que lo rigen. Además, se compararán los

periodos de vibración, participación modal y desplazamientos de entresijos, para encontrar alguna relación funcional entre la respuesta del edificio y el diseño de los aisladores, considerando además el costo de fabricación.

| Propiedades aislador | Máx | Mín | % diferencia |
|--|------------|------------|---------------------|
| Carga axial máxima [kN] | 10979 | 12970 | 15% |
| Carga axial mínima [kN] | 1805 | 1724 | 5% |
| Desplazamiento de Diseño [mm] | 224.4 | 224.4 | 0% |
| Desplazamiento Máximo [mm] | 296.4 | 296.4 | 0% |
| Desplazamiento sistema de aislación [mm] | 295.4 | 283 | 4% |
| Cantidad de Aisladores | 19 | 19 | 0% |
| Diametro del Aislador [mm] | 981 | 1065 | 8% |
| Diametro del núcleo de plomo [mm] | 175 | 185 | 5% |
| Altura Total [mm] | 357 | 253 | 41% |
| Módulo de Corte [MPa] | 0.7 | 0.38 | 84% |
| Rigidez Efectiva [kN/mm] | 2.9 | 3.51 | 17% |
| Rigidez Efectiva vertical [kN/mm] | 5950 | 11645 | 49% |
| Fuerza a cero deformación Qd [kN] | 240 | 268.8 | 11% |
| Amortiguamiento Efectivo [%] | 15 | 15 | 0% |
| Cantidad capas de goma | 45 | 22 | 105% |
| Espesor capas de goma [mm] | 5 | 5 | 0% |
| Cantidad placas de acero | 44 | 21 | 110% |
| Espesor capas de acero [mm] | 3 | 3 | 0% |
| Espesor placa de anclaje [mm] | 40 | 40 | 0% |

| Costo de fabricación | | | |
|-------------------------------------|--------------|--------------|------|
| Capas Acero [uni] | \$ 3,849,120 | \$ 1,837,080 | 110% |
| Acero placas de anclaje [kg] | \$ 7,027,023 | \$ 8,231,244 | 15% |
| Capas de goma [uni] | \$ 919,395 | \$ 449,482 | 105% |
| Núcleo de plomo [kg] | \$ 794,695 | \$ 555,255 | 43% |
| Costo Total | \$12,590,233 | \$11,073,061 | 14% |

Tabla N° 5.8: Comparación de resultados de parámetros y costos de fabricación estructura de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla N° 5.8 se puede observar la diferencia entre el costo de fabricación de los aisladores del caso más optimo con el menos optimo, en que la altura es el principal factor de implicancia, donde los cambios significativos existen en las capas de goma con un 105 % y las capas de acero con un 110 % de diferencia, lo que lleva a finalmente a una diferencia del 14 % del costo final de fabricación.

Además, podemos ver que las principales variaciones porcentuales en las propiedades de los aisladores son el módulo de corte de la goma con un 84 %, la altura total del aislador con un 41 %, lo que depende de la cantidad de capas de goma y acero como se mencionó y finalmente la rigidez efectiva vertical con un 49 % debido a la menor altura y cantidad de capas de acero, lo que a su vez permite soportar una mayor carga axial al aislador.

5.4.1 Razón de períodos y porcentajes de participación modal estructura de 15 pisos.

En este apartado se mostrarán la razón que existe entre los períodos y porcentajes de masa modal que existe entre las estructuras con cada uno de los 2 tipos de aisladores seleccionados anteriormente, siendo el caso más óptimo y menos óptimo en cuanto al costo de fabricación.

| Razón entre períodos | | | |
|-----------------------------|-------------|-------------|--------------|
| Aislador | X -Y | X -Z | Y - Z |
| LRB 980/357 – 175 | 1.01 | 1.06 | 1.04 |
| LRB 1065/173 - 185 | 1.02 | 1.07 | 1.05 |

Tabla N° 5.9: Razón entre períodos con cada tipo de aislador para la estructura de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Podemos observar de la tabla N° 5.9 que los valores de razón entre períodos son muy similares para cada uno de los tipos de aislador y además cercanos a 1, lo que nos indica que la estructura se comporta de manera simétrica al momento de recibir alguna sollicitación externa en cada uno de los casos y en cada una de las direcciones y además se observa que no existe gran variación en el comportamiento entre ambos.

| Porcentaje de participación modal | | |
|--|----------|----------|
| Aislador | X | Y |
| LRB 980/357 – 175 | 99.6 | 99.8 |
| LRB 1065/173 - 185 | 99.4 | 99.5 |

Tabla N° 5.10: Porcentaje de participación modal de los 3 períodos fundamentales para cada aislador

Fuente: Elaboración propia.

Como se muestra en la tabla N° 5.10 para cada uno de los casos la estructura presenta valores cercanos al 100 % de la participación de masa modal con los tres periodos fundamentales, por lo que claramente se ve que estos períodos serán los responsables del comportamiento y de la respuesta de la estructura, si bien existe una diferencia entre ambas alternativas, la respuesta no debería variar de manera significativa ya que el porcentaje de variación es mínimo.

5.4.2 Desplazamientos relativos de la estructura aislada de 15 pisos con cada uno de los tipos de aislador.

En este apartado se presentan los desplazamientos relativos de la estructura aislada de 15 pisos para el aislador optimo y para el menos optimo, en este caso se realizará la comparación incluyendo la interfaz de aislación ya que ambos casos la poseen. Los resultados se presentan gráficamente para una mejor visualización.

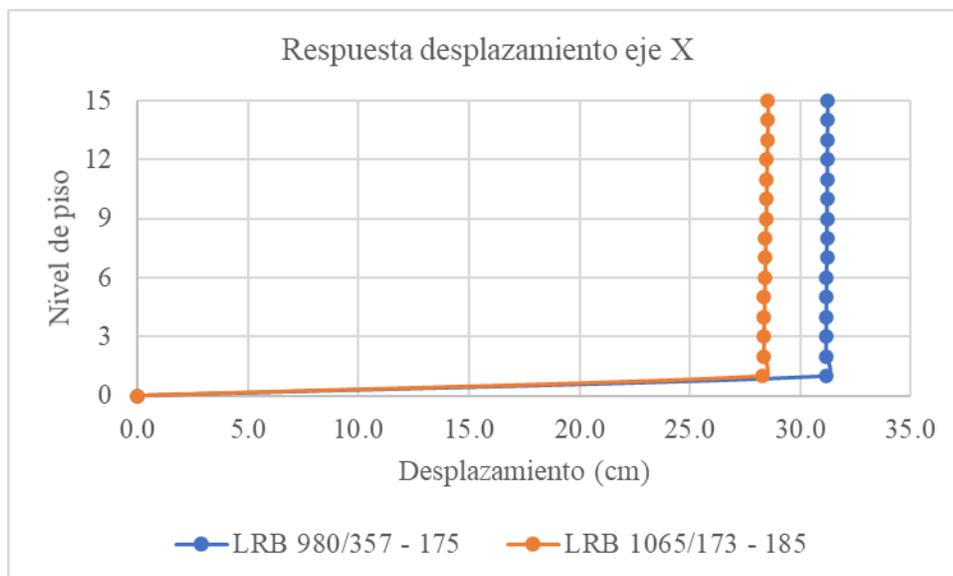


Figura N° 5.7: Comparación de respuesta de desplazamiento eje X de ambos tipos de aisladores, estructura de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

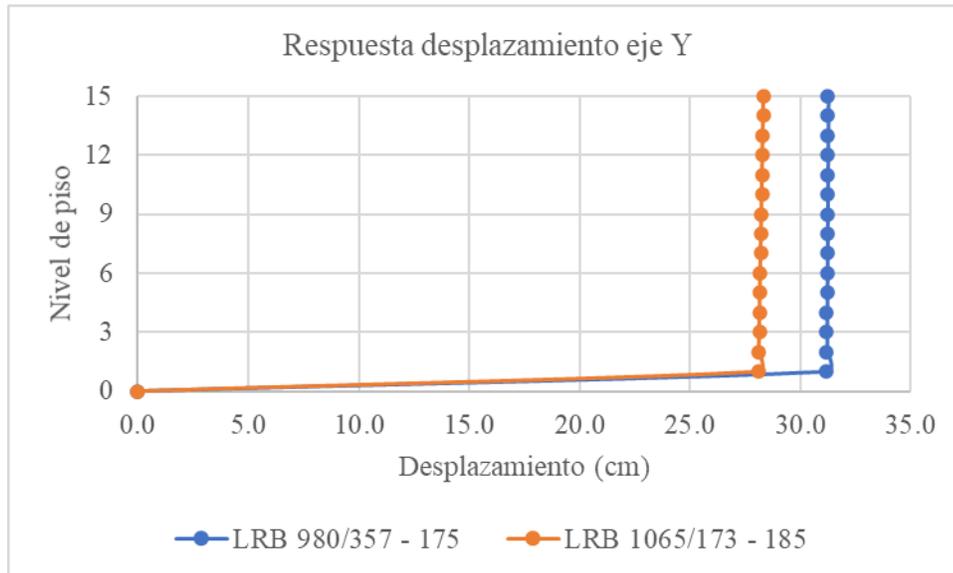


Figura N° 5.8: Comparación de respuesta de desplazamiento eje Y de ambos tipos de aisladores, estructura de 15 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

En las figura N° 5.7 y 5.8 se observa la comparación de desplazamientos para el caso más óptimo y para el menos óptimo, donde se puede ver el comportamiento del edificio aislado el cual concentra todos los esfuerzos y desplazamientos en la interfaz de aislación. También se puede observar la diferencia entre los desplazamientos que existen entre ambos casos. Si bien para el aislador LRB 980/357 – 175 aumentaron los desplazamientos aproximadamente en un 10 % en la dirección de análisis del eje “X” y en la dirección de análisis del eje “Y”, sin embargo, el comportamiento global de la estructura con este tipo de aislador es prácticamente el mismo que la estructura con el aislador LRB 1065/173 – 185. Según lo mencionado anteriormente podríamos decir que la respuesta y el comportamiento de la estructura aislada para ambos casos son equivalente entre sí.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

La aplicación del modelo de optimización para el diseño de aisladores basales elastoméricos en edificios de mediana altura y el diseño de ambos edificios (convencional y aislado) según la normativa chilena vigente NCh 433 y NCh 2745 fueron satisfactorios.

En primer lugar, se realizó el diseño de las dos estructuras con base fija (convencional), las cuales presentaron un buen desempeño y una buena respuesta estructural frente al diseño arquitectónico y estructural que posee cada edificio, el cual cumplió con las disposiciones normativas como desplazamientos entrepisos, corte basal, períodos, entre otros, el que se llevó a cabo mediante la filosofía tradicional de diseño establecida en la norma chilena NCh 433.

Con respecto a los resultados de la estructura convencional de 20 pisos, el periodo principal en la dirección X fue de 1.36 segundo, que la hace una estructura medianamente dúctil para la altura y sistema sismorresistente de marcos de momentos de hormigón armado que posee, el núcleo de muros para ascensores y escalera fue el encargado de dar la rigidez necesaria para un buen comportamiento y desempeño estructural. Por otro lado, la estructura convencional de 15 pisos tuvo un periodo principal en la dirección X de 1.07 segundos, lo que indica que la estructura es medianamente rígida, debido a la menor altura que posee en comparación con la anterior, de igual manera que la estructura de 20 pisos debido al sistema sismorresistente que posee y el núcleo de muros, hace que posea un periodo superior a otras estructuras de igual altura, pero con un sistema sismorresistente basado en muros de hormigón armado.

Si bien el sistema estructural de los edificios no los hacia estructuras completamente rígidas, la inquietud de obtener un mejor comportamiento del edificio tanto del punto de vista económico y estructural, fundamentan la idea de implementar un modelo de optimización para el diseño de los aisladores basales del sistema de protección sísmica. El costo inicial de una estructura con sistemas de protección sísmica es mucho mayor al de una estructura convencional, pero a largo plazo este costo disminuye debido al desempeño que tendrá la estructura frente a sollicitaciones sísmicas y la disminución significativa en cuanto a daños no estructurales y de equipamiento.

Para los casos mencionados anteriormente, se analizó solo un tipo de sistema de protección sísmica para simplificar la complejidad de la optimización, el cual fue conformado por aisladores LRB, los cuales fueron elegidos por su nivel de conocimiento y sus buenos resultados a nivel nacional como internacional.

Por otro lado, los edificios de estudio aislados de 20 y 15 pisos, se fijó un período objetivo de diseño de 2.5 segundos, valor que asegura buenos niveles de respuesta debido a que aparta a la estructura de las zonas de mayor energía de los sismos chilenos y una cantidad de 20 aisladores en total para el caso de la estructura de 20 pisos y 19 aisladores para el caso de la estructura de 15 pisos. Se implementó un proceso iterativo por medio de programación en Matlab, el cual fue capaz de diseñar los aisladores entregando las características y propiedades mecánicas y geométricas de los dispositivos, encontrando el valor óptimo para cada caso de estudio. El resultado del diseño fue satisfactorio ya que se obtuvieron dimensiones factibles de realizar o encontrar en el mercado y además se pudo lograr el objetivo de encontrar una disminución en el costo de fabricación de estos sistemas sin involucrar cambios significativos en la respuesta estructural de cada estructura.

En cuanto al sistema de protección sísmica del edificio de 20 pisos con aisladores LRB se obtuvieron aisladores con un diámetro exterior de 1375 mm, una altura total de 317 mm, los que corresponden a 30 capas de goma de 5 mm, 29 capas de acero de 3 mm y 2 placas de anclaje de 40 mm de espesor, si bien el diámetro del aislador es considerable, se debe a las simplificaciones que se realizaron para el modelo de optimización, como por ejemplo, que hubiera solo un tipo de sistema de protección y que todos los aisladores del edificio fueran iguales independiente la carga axial máxima que recibían, de todos modos se logra encontrar una correlación entre el comportamiento y el costo de fabricación de los aisladores LRB, el cual se vio disminuido aproximadamente en un 20 % en comparación al caso menos óptimo. Por otro parte, se pudieron apreciar los parámetros más influyentes en el costo de fabricación de los aisladores LRB, donde principalmente resaltan la cantidad de capas de goma y acero del sistema y el núcleo de plomo, con una disminución del costo entre los 2 tipos de aisladores analizados de alrededor del 51 % y 64 % respectivamente. Por lo tanto, se considera apropiada la implementación del modelo de optimización al momento de diseñar estos dispositivos de protección sísmica ya que, si bien ambos casos cumplen con los requisitos normativos, un 20 % menos del costo de fabricación en muchos casos puede ser significativo.

En cuanto al sistema de protección sísmica del edificio de 15 pisos con aisladores LRB se obtuvieron aisladores con un diámetro exterior de 1065 mm, una altura total de 253 mm, lo que corresponde a 22 capas de goma de 5mm, 21 capas de acero de 3 mm y 2 placas de anclaje de 40 mm de espesor. En relación con el costo de fabricación del aislador, existió una diferencia del 14 % entre el caso más óptimo y el menos óptimo, lo que corrobora que el modelo de optimización cumple con el objetivo de disminuir el costo total de fabricación. Si bien el porcentaje de variación del costo de fabricación es menor con respecto al caso de la estructura de 20 piso, se logra que el edificio posea una adecuada respuesta estructural sin cambios significativos entre ambos tipos de aisladores.

Para la verificación de los parámetros normativos se aplicó un análisis dinámico no lineal con tres pares de registros sintéticos para cada caso según lo establecido en la norma NCh 2745, este análisis se realizó por medio del software SAP2000 con el cual se calcularon las propiedades bilineales de los aisladores. Los resultados obtenidos del período aislado de la estructura de 20 pisos fueron alrededor de un 12 % mayores con respecto al período objetivo, los tres primeros modos estuvieron muy cercanos entre si (período aislado traslacionales y el período aislado torsional). Además, los resultados de los parámetros analizados para la evaluación como drift y corte basal, fueron satisfactorios para ambos sistemas. Las razones de períodos y la participación modal de ambas propuestas de aisladores para la estructura de 20 pisos presentaron una variación cercana al 1 %, lo que deja en evidencia que el comportamiento de la estructura con cada tipo de aislador será prácticamente el mismo. Los desplazamientos máximos tuvieron una variación del 7 % y el comportamiento estructural era directamente proporcional entre ambos tipos de aisladores. En fin, el proceso de optimización resultó de manera eficaz y cumplió con el objetivo de encontrar una relación entre el desempeño y el costo de los aisladores.

Para el caso de la estructura de 15 pisos el periodo aislado fue alrededor de 2.5 % menor con respecto al periodo objetivo, los modos traslacionales variaron en un 30 % y el modo rotacional en la dirección "X" vario un 36 % con respecto a la estructura con base fija, esto se debe a la falta de simétrica en planta de la estructura provocando esfuerzos y modos de vibrar no deseados en la respuesta de la estructura, según lo anterior podemos confirmar que el uso de sistemas de protección sísmica puede favorecer y mejorar de manera significativa en varios ámbitos la respuesta final de la estructura. Con respecto a la variación entre el caso más óptimo y el menos óptimo de los aisladores, existe una diferencia de solo un 1 % entre periodos y participación modal, y para el caso de los desplazamientos relativos máximos existe una diferencia de un 10 % entre propuestas, sin embargo, la respuesta de la estructura en ambos casos se comporta de igual manera. Por lo tanto, el modelo de optimización cumple de manera satisfactoria en cuanto al costo de fabricación del aislador y la respuesta estructural del edificio.

De acuerdo a los datos entregados anteriormente se puede ver que el comportamiento de la estructura aislada es muy superior al de base fija en ambos casos, principalmente en los desplazamientos laterales, debido a que en la estructura aislada se concentran los esfuerzos en el sistema de protección sísmica, en los desplazamientos se produjo una disminución promedio de 13 veces en comparación con la estructura de base fija para el caso de la estructura de 20 pisos y 20 veces para el caso de la estructura de 15 pisos en comparación con la estructura de base fija, quedando en evidencia la gran diferencia que existe al momento de implementar estos sistemas de protección sísmica y la ventajas

que implica como por ejemplo reducir sustancialmente el daño estructural, disminuir el daño a los contenidos, minimizar la incertidumbre en el comportamiento sísmico debido a la variabilidad en las propiedades de la estructura, reducir las restricciones estructurales sobre la arquitectura de la superestructura como la disminución de las dimensiones de algunos elementos estructurales, aminorar las limitantes estructurales sobre nuevas técnicas constructivas y materiales, entre otras.

Según lo mencionado anteriormente se pudo encontrar una correlación entre la altura del aislador que depende de la cantidad de capas de goma y acero con la respuesta de desplazamientos del edificio, ya que al disminuir la altura del aislador la respuesta de desplazamientos se ve disminuida, esto se debe principalmente a la variación de la rigidez vertical y horizontal que presentan los dispositivos, lo que a su vez implica además una disminución en los costos de fabricación.

Con respecto al corte basal en el caso de la estructura aislada el corte disminuye un 6 % con respecto a la estructura con base fija, lo que podría implicar una posible disminución en las dimensiones de los elementos estructurales. Por otro lado, nos pudimos dar cuenta que el corte basal aumenta en la interfaz de aislación, sin embargo, esto no afecta a los dispositivos ya que están especialmente diseñados para recibir esfuerzos cortantes de gran magnitud.

Finalmente, podríamos concluir que los sistemas de aislación sísmica de base son robustos, esto quiere decir que independiente de la cantidad de pisos y la distribución en planta de la estructura, el comportamiento global del sistema de aislación es prácticamente el mismo para cada una de las propuestas, solo existiendo cambios mínimos entre las respuestas de los edificios de estudio.

Además, cabe destacar que el uso de métodos de optimización para diferentes casos de estudio puede ser una buena herramienta para realizar diferentes proyectos que se necesite encontrar el óptimo de alguna función objetivo o simplemente alguna reducción en costos de procesos o fabricación.

Bibliografía

- ACI, 3.-0. (2008). Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08). Chile.
- Alvarez Arispe, R., Martínez Luz, H., & Mauttone, A. (2010). *Departamento de informática (DIN)*.
Obtenido de <http://www.din.uem.br/~ademir/sbpo/sbpo2010/pdf/72531.pdf>
- Astiz Suárez, M., & Marí Bernat, A. R. (05 de enero de 2005). *Hormigón y acero*. Obtenido de <http://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/150>
- Antequera de la Fuente, F. L. (julio de 2010). Análisis de respuesta sísmica considerando el efecto combinado del amortiguamiento estructural y el comportamiento inelástico. Santiago, Chile.
- Bernábe Loranca, M. B., & Guillén Galván, C. (14 de noviembre de 2011). *Scielo*. Obtenido de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1405-55462012000300008
- Blacio Romero, J. J., & Herrera Vivero, D. G. (2018). *ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO EN CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES CON AISLADORES SISMICOS EN UNA ESTRUCTURA TIPO*. Guayaquil.
- Bour, E. A. (s.f). *Ebour*. Obtenido de <http://ebour.com.ar/advmicro/III-%20INTRODUCCION%20A%20LA%20OPTIMIZACION%20Y%20A%20LA%20TEORIA%20DE%20LOS%20JUEGOS.pdf>
- Briglia, E., Ron, F., Esponda, P., Bouvier, A., Alaggia, S., & Abreu, N. (2013). *Simulación de Sistemas de Energía Eléctrica*. Obtenido de https://simsee.org/simsee/biblioteca/anii_fse_2013_10957_OptimA_GNL/paper_regas_UT_E_ELAAEE2013.pdf
- Caballero, J. A., & Grossmann, I. E. (2007). Una Revisión del Estado del Arte en Optimización. *Revista Iberoamericana de Automática e Informática Industrial*, 5 - 23.
- Caceres, M. (Enero de 2005). Hospital Militar un ejercito de innovaciones. *Hitos tecnológicos*, 2-3.
- Camps Echevarría, L., Llanes Santiago, O., & da Silva Neto, A. J. (2012). Aplicación de los algoritmos evolución diferencial y colisión de partículas al diagnóstico de fallos en sistema industriales. *Revista Investigación Operacional*, 160-172.
- Castillo Delgado, L. M. (enero de 2009). *Repositorio Académico de la Universidad de Chile*.
Obtenido de

http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/103326/castillo_ld.pdf?sequence=3&isAllowed=y

CDV Ingeniería Antisísmica, Peru. (2020). *CDV Ingeniería Antisísmica*.

COMPUTER AND STRUCTURES, INC. 1997. SAP 2000® integrated finite element analysis and design of structures; basic analysis reference. Berkeley, California, EE.UU., Vol. 1.

Cortez Vega, R., & Garrido, R. (2018). Identificación paramétrica de un motor de CD utilizando el algoritmo de evolución diferencial. *Amca*. Obtenido de <http://amca.mx/RevistaDigital/cnca2018/articulos/MieBT1-04.pdf>

De La Llera, J. C. (2010). *Federacion Interamericana De La Industria De La Construcción*. Obtenido de <https://www.fiic.la/Documentos/LXV%20CONSEJO%20DIRECTIVO%20PANAMA/DE%20LALLERA%203.pdf>

Déllano, M. (28 de Febrero de 2010). Chile sufre el peor terremoto en 50 años. *El País*, pág. 1.

Diego-Más, J. A. (enero de 2005). *Universitat Politecnica de Valencia*. Obtenido de <https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/135821/Tesis.pdf?sequence=2>

Feitó Cespón, M., Cespón Castro, R., & Rubio Rodríguez, M. A. (2016). Modelos de optimización para el diseño sostenible de cadenas de suministros de reciclaje de múltiples productos. *Revista chilena de ingeniería*.

Gálvez H., L., Tomisic C., Y., & Salgado T., M. (2010). Edición especial Premio ICH 2010. *Boletín Hormigón al día*, 12.

García Torres, M., Melián Batista, B., Moreno Pérez, J. A., Moreno Vega, J., & Rivero Martín, R. (2005). *Departamento de Lenguajes y Sistemas informáticos Universidad de Sevilla*. Obtenido de <http://www.lsi.us.es/redmidas/CEDI/papers/884.pdf>

Halcartegaray, P. (02 de octubre de 2008). *Notus*. Obtenido de <https://blog.notus.cl/que-es-un-modelo-de-optimizacion/>

Hansen, P., Mladenovia, N., & Moreno Pérez, J. A. (05 de noviembre de 2003). *Gama Fime*. Obtenido de <http://gama.fime.uanl.mx/~roger/work/teaching/mecbs5122/5-VNS/VNS.pdf>

- Hernández, J. L. (2005). *Repositorio Institucional de la UNLP*. Obtenido de http://sedici.unlp.edu.ar/bitstream/handle/10915/4111/Documento_completo__.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Ibáñez Salinas, C., & Stuardo Namur, P. (diciembre de 2018). *Sistema de biblioteca PUCV*. Obtenido de http://opac.pucv.cl/pucv_txt/txt-8000/UCC8117_01.pdf
- Instituto Geográfico Nacional*. (s/f). Obtenido de <http://www.ign.es/resources/docs/IGNCnig/SIS-Teoria-Sismologia.pdf>
- Jimenez Lozano, G. (2009). *Optimización*. Manizales.
- Kelly, J. (13 de noviembre de 2013). *NOVA*. Obtenido de <https://www.pbs.org/wgbh/nova/article/rubber-bearings-seismic-protection/>
- Loor, F., Leguizamón, G., & Apolloni, J. (2015). *Sedici UNLP*. Obtenido de <http://sedici.unlp.edu.ar/handle/10915/50106>
- Madariaga, R. (1998). *Laboratoire de Géologie*. Obtenido de http://www.geologie.ens.fr/~madariag/Papers/madariaga_FT10.pdf
- Montecinos Barrios, M. P., García Guzmán, A., & Ayuso Muñoz, J. L. (31 de marzo de 1997). *Iwa publishing*. Obtenido de <https://iwaponline.com/IA/article/4/1/71/68210/Optimizacion-de-redes-de-distribucion-de-agua>
- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures*. United States of America.
- Notus*. (s.f.). Obtenido de <https://blog.notus.cl/que-es-un-modelo-de-optimizacion/>
- Peña Ruiz, D., Vaquero Morena, F., & Guzmán Gutiérrez, S. (octubre de 2016). *ScienceDirect*. Obtenido de <file:///C:/Users/aranc/Downloads/1859-Texto%20del%20art%C3%ADculo-68-1-10-20181212.pdf>
- Red de cobertura nacional de acelerografos RENADIC*. (3 de Agosto de 2018). Obtenido de <http://www.terremotosuchile.cl/anexos/marga2.html>
- Rodríguez, A. B., & Saavedra, F. (2010). *Scientific Electronic Library Online*. Obtenido de https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?pid=S0718-07642010000300014&script=sci_arttext&tlng=en
- Romero Tapia, A. E., & Escobar Córdoba, F. (2006). Obtenido de <https://www.medigraphic.com/cgi-bin/new/resumen.cgi?IDARTICULO=13883>

- Rosales Villanueva, A. S., & Sandivar Ramirez, J. J. (28 de Enero de 2020). *Repositorio Académico UPC*. Obtenido de https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/648815/RosalesV_A.pdf?sequence=3&isAllowed=y
- Santana Quintero, L. V. (noviembre de 2004). *Cinvestav*. Obtenido de <https://www.cs.cinvestav.mx/TesisGraduados/2004/tesisLuisVSantana.pdf>
- Santana Quintero, L. V., & Coello Coello, C. A. (2006). Una instrucción a la computación evolutiva y algunas de sus aplicaciones en Economía y Finanzas. *Revista de métodos cuantitativos para la economía y la empresa*, 3-26.
- Setiawan , R., & Pramesti, G. (2018). Penggunaan Kriteria Karush – Kuhn – Tucker (KKT) Dalam Analisis Economic Order Quantity (EOQ) Model Inventori Dalam Permasalahan Rantai Pasok. *Jurnal Pendidikan Matematika dan Matematika SOLUSI*. Obtenido de <https://103.23.224.239/JMMS/article/view/22762>
- Soria, D., & Redchuk, A. (15 de diciembre de 2015). *Research Gate*. Obtenido de https://www.researchgate.net/profile/Andres_Redchuk/publication/281102011_II_RIMO_-_Redchuk/links/55d4fea208ae6788fa35293e.pdf
- Universidad Centroamericana José Simeón Cañas*. (marzo de 2010). Obtenido de http://www.uca.edu.sv/facultad/clases/maestrias/made/230097/Archivo_1_SOR_2010.pdf
- Uresti Charre, E. (s.f). *Itesm*. Obtenido de <http://cb.mty.itesm.mx/materias/ma4011/materiales/a130-16.pdf>
- Vitoriano, B. (18 de enero de 2010). *Universidad Complutense Madrid, Facultad de Ciencias Matemáticas*. Obtenido de http://www.mat.ucm.es/~bvitoria/Archivos/MO_PMII.pdf

Anexos

Anexo 1:

Tabla 1 - Coeficiente de destino de la estructura

| Categoría del edificio | Destino o funciones de la estructura | Valor del coeficiente ¹⁾ |
|---|---|-------------------------------------|
| A | Edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública (como cuarteles de policía, centrales eléctricas y telefónicas, correos y telégrafos, radioemisoras, canales de televisión, plantas de agua potable y de bombeo, entre otros), y aquellos cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe (como hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, garages para vehículos de emergencia, estaciones terminales, entre otros). | 1,0 |
| B | Edificios cuyo contenido es de gran valor (como bibliotecas, museos, entre otros), y aquellos donde existe frecuentemente aglomeración de personas. Entre estos últimos se incluyen los edificios siguientes: <ul style="list-style-type: none"> - salas destinadas a asambleas para 100 o más personas; - estadios y graderías al aire libre para 2 000 o más personas; - escuelas, parvularios y recintos universitarios; - cárceles y lugares de detención; - locales comerciales con una superficie mayor o igual que 500 m² por piso, o de altura superior a 12 m; - centros comerciales con pasillos cubiertos, con un área total superior a 3 000 m² sin considerar la superficie de estacionamientos. | 1,0 |
| C | Edificios destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a ninguna de las categorías A o B, y construcciones de cualquier tipo cuya falla puede poner en peligro otras construcciones de las categorías A, B o C. | 1,0 |
| D | Construcciones no destinadas a habitación ni clasificables en ninguna de las categorías anteriores. | 1,0 |
| <p>1) Dado que las fuerzas de diseño corresponden a los valores reales observados de demanda elástica sobre la estructura, es consecuente utilizar un factor de importancia idéntico para todas las categorías.</p> | | |

Anexo 2:

Tabla 2 - Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento, B_D y B_M

| Amortiguamiento efectivo, β_D o β_M (porcentaje del valor crítico) | Factor B_D o B_M ($T_D > 2s$) Suelos I, II y III |
|---|---|
| ≤ 2 | 0,65 |
| 5 | 1,00 |
| 10 | 1,37 |
| 15 | 1,67 |
| 20 | 1,94 |
| 25 | 2,17 |
| 30 | 2,38 |
| ≥ 50 | 3,02 |

Anexo 3:

Tabla 3 - Factor de amplificación para el sismo máximo posible (Probabilidad de excedencia del PGA igual a 10% en 100 años)

| Zona sísmica | M_M |
|--------------|-------|
| 1 | 1,2 |
| 2 | 1,2 |
| 3 | 1,2 |

Anexo 4:

Tabla 2 - Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento, B_D y B_M

| Amortiguamiento efectivo, β_D o β_M (porcentaje del valor crítico) | Factor B_D o B_M ($T_D > 2s$) Suelos I, II y III |
|---|---|
| ≤ 2 | 0,65 |
| 5 | 1,00 |
| 10 | 1,37 |
| 15 | 1,67 |
| 20 | 1,94 |
| 25 | 2,17 |
| 30 | 2,38 |
| ≥ 50 | 3,02 |

Anexo 5:

Tabla 4 - Factor de reducción para el diseño de la superestructura

| Sistemas estructural básico | Descripción de los sistemas resistentes a las fuerzas laterales | R_i | h_{max} , m ¹⁾ |
|-----------------------------|---|-------|-----------------------------|
| Pórticos | Acero estructural | 2,0 | 35 |
| | Hormigón armado | 2,0 | 35 |
| Muros de corte | Acero estructural | 2,0 | 50 |
| | Hormigón armado | 2,0 | 50 |
| | Albanilería confinada | 2,0 | 15 |
| | Albanilería armada | 1,6 | 12 |
| Sistemas arriostrados | Concéntricos | 1,6 | 35 |
| | Excéntricos | 2,0 | 50 |
| Estructuras en voladizo | | 1,4 | 10 |

1) Estos límites de altura son recomendados; sin embargo, si existen estructuras de mayor altura que no satisfacen este requerimiento de altura, pero cumplen con el código propuesto, ellas se pueden diseñar utilizando aislación sísmica siempre que se realice un análisis dinámico de la estructura y se demuestre que el uso de aislación sísmica no es perjudicial para el comportamiento sísmico de la estructura.

Anexo 6:

Tabla 6 - Definición del espectro de diseño, SDI

| Suelo | T_a , s | T_b , s | T_c , s | T_d , s | T_e , s | T_f , s | $\alpha_A A$, cm/s ² | $\alpha_V V$, cm/s | $\alpha_D D$, cm |
|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------------------------------|---------------------|-------------------|
| I | 0,03 | 0,11 | 0,29 | 2,51 | 10 | 33 | 1 085 | 50 | 20 |
| II | 0,03 | 0,20 | 0,54 | 2,00 | 10 | 33 | 1 100 | 94 | 30 |
| III | 0,03 | 0,375 | 0,68 | 1,58 | 10 | 33 | 1 212 | 131 | 33 |

Anexo 7:

Tabla 5 - Factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433

| Zona sísmica | Z |
|--------------|-------|
| 1 | $3/4$ |
| 2 | 1 |
| 3 | $5/4$ |

Anexo 8: función en Matlab para el diseño de los aisladores basales.

```

1  function [costo] = Isolator_design(tr, Drift_modelo, p_modelo)
2  % Diseño de aisladores basales elastomericos con nucleo de plomo
3  %% Danilo Arancibia
4  %% 2020
5
6  clear all;
7  clc
8  %%% PARAMETROS DE DISEÑO %%%
9
10 % G: Modulo de corte de la goma [MPa]
11 % Bef: Amortiguamiento efectivo
12 % y: Deformacion angular del elastomero
13 % P: Carga axial maxima [kN]
14 % N: Cantidad de aisladores
15 % Dd: Desplazamiento de diseño en el centro de rigidez del sistema del sistema de aislacion en [mm]
16 % Dm: Desplazamiento maximo en el centro de rigidez del sistema del aislacion en [mm]
17 % fiP: Diametro del nucleo de plomo, el cual debe encontrarse dentro del siguiente rango  $fi/6 < fiP < fi/3$ 
18 % sigmasAC: Tension admisible de compresion (Típicamente adopta un valor entre 70 a 150 [kg/cm2])
19 % fe: Valor entre 6.5 a 10, debido a que en la practica la rigidez inicial ...
20 % del aislador es entre 6.5 a 10 veces su rigidez post-fluencia
21 % tr: Espesor capa de caucho, fluctua entre 4 y 10 [mm]
22 % ts: Espesor capas de acero, fluctua entre 2 y 6 [mm]
23 % Text: Placas de acero para anclaje, fluctua entre 2.5 y 5.1 [cm]
24
25 p_modelo = 23500; % [kN] % Carga axial maxima sistema de aislacion
26 n_dado = 45; %%% Numero de capas de caucho
27 d_nucleo = 240; % [mm] %% diametro nucleo de plomo
28 p_anclaje = 40; % [mm] % espesor placas de anclaje
29
30 Dd = 252.7; %[mm] DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO
31 Dm = 208 ; %[mm] DESPLAZAMIENTO MAXIMO
32 % 1.- Calculo de la rigidez horizontal preliminar PARA CADA aislador
33
34 W = 10363.10*9,81; % Peso sismico de estructura aislada [kN]
35 Td= 2.5; % Periodo objetivo [s]
36 N=20; % Cantidad de aisladores
37
38 Kk= ((W*((2*3.1416/Td)^2))/N)*(1/9810); % [kN/mm]
..

```

```

40 % 2.- Calculo del espesor inicial de la goma
41
42 y= 1.5;
43
44 Hrl = Dd/y % [mm]
45
46 % 3.- Escojer el espesor de la capa de goma (tr), los cuales de acuerdo a
47 % los catalogos comerciales fluctuan entre 4 y 10 [mm] "Este valor es
48 % importnate debido a que controla la flexibilidad horizontal del aislador
49 % e influye en la rigidez vertical a traves del factor de forma"
50
51 tr= 5 ; % [mm]
52
53 % 4.- Obtencion de la cantidad de capas de goma
54 n=n_dado;
55 % espesor final de la goma
56 Hr= n*tr;
57
58 % 5.- Calculo del area de caucho que necesita cada aislador
59 % disp('Carga axial maxima, con sismo')
60 P= p_modelo; %[kN] %Carga Axial Maxima representativa
61 sigmaAC= 0.015; %[kN/mm2] Donde sigmaAC= Tension admisible de compresion (Típicamente adopta un valor entre 70 a 150 [kg/cm2])
62 A=P/sigmaAC;% [mm2]
63
64 % 6.- Se estima un diametro para el nucleo de plomo "fiP", el cual debe
65 % encontrarse dentro del siguiente rango  $fi/6 < fiP < fi/3$ . Donde fi
66 % correponde al diametro del caucho en cada aislador
67
68 disp('')
69 % disp('Diametro nucleo de plomo')
70 fiP= d_nucleo ; %[mm]
71
72 % 7.- Se calcula el area del nucleo de plomo
73
74 AP=(3.1416/4) * (fiP)^2; %[mm2]
75
76 % 8.- Calculo del diametro de cada aislador
77

```

```

76 % 8.- Calculo del diametro de cada aislador
77
78 - disp('Diametro aislador [mm]')
79 - fi = sqrt((4*A/3.1416)+(fiP)^2) % [mm]
80
81 - disp('')
82 - disp('Diametro nucleo de plomo')
83 - if fiP > fi/6
84 -     disp('Cumple valor minimo')
85 -     if fiP < fi/3
86 -         disp('Cumple valor maximo')
87 -     else
88 -         disp('No cumple valor maximo')
89 -     end
90 - else
91 -     disp('No cumple, variar fiP (Diametro nucleo de plomo)')
92 - end
93
94 % "Con el diametro de los aisladores se debe verificar que se cumpla la
95 % condicion en el punto 6 para el diametro del nucleo de plomo, de no
96 % cumplirse, se debe cambiar el diametro de nucleo de plomo e iterar hasta
97 % lograr encontrarse dentro del rango establecido" !!IMPORTANTE!!
98
99 % 9.- Obtencion del modulo de corte para cada aislador, el cual debe
100 % encontrarse entre el rango de 0.38 a 0.70 [MPa] de acuerdo a los
101 % catalogos comerciales
102
103 - disp('Modulo de corte G ')
104 - G = Kk*Hr/A % [kN/mm2]
105 - if G > 0.00038
106 -     disp('Cumple valor minimo')
107 -     if G < 0.0007
108 -         disp('Cumple valor maximo')
109 -     else
110 -         disp('No Cumple valor maximo')
111 -     end
112 - else
113 -     disp('No Cumple valor minimo')
114 -

```

```

.17 % 10.- Obtencion del factor de forma para cada aislador con nucleo de
.18 % plomo, es un parametro adimensional que mide el "tamaño relativo" de una
.19 % lamina de goma, Debe cumplir con la condicion de ser mayor o igual a 10
.20 % ya que esto asegura que la rigidez vertical sera la adecuada!! Si no se
.21 % cumple esta condicion se debe volver a iterar desde el paso 6!!
.22
.23 - disp('')
.24 - disp('Factor de forma S')
.25 - S =(fi^2 - fiP^2)/(4*fi*tr) % Debe ser mayor o igual a 10!
.26 - disp('')
.27
.28 - if S > 9
.29 -     disp('Cumple')
.30 - else
.31 -     disp('No cumple, volver al punto 6')
.32 - end
.33
.34 % 11.- Calculo de la rigidez post-fluencia del aislador
.35
.36 - fl=1.15; %ya que la rigidez post-fluencia es mayor un 15% que la rigidez de la goma del aislador sin el corazon de plomo
.37 - Kp=fl*((G*A)/Hr); % [kN/mm]
.38
.39 % 12.- Calculo de la rigidez inicial o rigidez elastica
.40
.41 - fe=10; %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...
.42 - % rigidez post-fluencia
.43 - Ke=fe*Kp; % [kN/mm]
.44
.45 % 13.- Calculo de la fuerza caracteristica o capacidad de aislador a cero deformacion
.46
.47 - Ty= 0.01; %[kN/mm2]] Corresponde a la tension de fluencia del plomo 10 [MPa]
.48 - disp(' ')
.49 - disp('Fuerza a cero deformacion Qd [kN]')
.50 - Q=AP*Ty % [kN]
.51 - disp(' ')
.52
.53 % 14.- Calculo del desplazamiento de fluencia
.54

```

```

155 - Dy=Q/(Ke-Kp); % [mm]
156
157 % 15.- Calculo de la fuerza de fluencia
158
159 - Fy= Q + Kp*Dy; % [kN]
160
161 % 16.- Calculo de la rigidez efectiva para cada grupo de aisladores, en este caso solo hay 1 grupo
162
163 - D= Dd; % [mm] Corresponde al desplazamiento de diseño o desplazamiento maximo
164 - KeffT= N*Kp + Q/D ; % [kN/mm] rigidez efectiva total
165
166 % 17.- Calculo de la rigidez efectiva para cada tipo de aislador (en este
167 % caso hay solo 1 tipo)
168
169 - disp('Rigidez efectiva Keff [kN/mm]')
170 - Kef= KeffT/N % [kN/mm]
171
172 % 18.- Calculo del amortiguamiento efectivo
173
174 % disp('Amortiguamiento efectivo ')
175 - Bef= ((2*Q)*(D-Dy))/(3.1416*Kef*D^2);
176
177 % 19.- Determinacion de la rigidez del sistema de aislacion
178
179 - KH= N*Kef; % [kN/mm]
180
181 % 20.- Obtencion del periodo real de la estructura al incorporar el sistema
182 % de aislacion
183
184 - disp('')
185 % disp('Periodo real estructura aislada')
186 - TD= 2*3.1416*sqrt(W/(KH*9810)); % [s]
187
188 % 21.- !IMPORTANTE! Calculo del amortiguamiento compuesto del sistema de
189 % aislacion. Dicho amortiguamiento compuesto se utiliza posteriormente para
190 % determinar el nuevo factor de modificacion de la respuesta por
191 % amotiguamiento "BD", mediante el cual se reduce el espectro de diseño de
192 % los periodos aislados, con el cual se deben obtener los nuevos

```

```

196 - betaD= (N*Kef*Bef)/KH; %
197 - disp('')
198 - disp('Factor de modificacion Bm o Bd, para calculo de desplazamiento de diseño y maximo ')
199 - disp(betaD)
200
201 - % 22.- Calculo del modulo de compresion del conjunto goma-acero para cada
202 - % aislador, en el caso del aislador circular su forma se expresa como:
203
204 - K= 2; %[kN/mm2] Modulo de compresibilidad de la goma que tipicamente adopta un valor de 2000 MPa.
205 - Ec=((1/(6*G*S^2)) + (4/(3*K)))^-1; % [kN/mm2]
206
207 - % 26.- Escoger los espesores para las placas de acero para cada aislador,
208 - % los cuales de acuerdo a los catalogos comerciales fluctuan entre 2 y 6
209 - % [mm]. Este valor es importante debido a que se debe verificar que la
210 - % tension de trabajo no sobrepase el valor admisible
211
212 - ts= 3 ; %[mm]
213
214 - % 23.- Calculo de la rigidez vertical
215
216 - disp('')
217 - disp('Rigidez vertical [kN/mm]')
218
219 - Ep=14 ;% [kN/mm2] Modulo compresion del plomo
220 - Kz= ((Ec*A)/Hr) + ((Ep*AP)/(Hr+ (n-1)*ts))% [kN/mm]
221
222 - % 24.- Determinacion de la frecuencia horizontal del sistema de aislacion
223
224 - fH= 1/TD ; % [Hz]
225
226 - % 25.- Obtencion de la frecuencia vertical
227
228 - fV=sqrt(Ec/G)*fH; % [Hz] La cual tiene que ser mayor a 10 Hz para obtener un comportamiento similar...
229 - % en rigidez vertical como una columna de hormigon armado
230
231 - disp('')
232 - disp('Frecuencia vertical')
233 - if fV > 10
...

```

```

232 - disp('Fracuencia vertical')
233 - if fV > 10
234 -     disp('Cumple')
235 - else
236 -     disp('No cumple')
237 - end
238 - % 27.- Calculo del valor de la tension maxima de traccion en las placas
239 - sigmaS= 1.5*(tr/ts)*sigmaAC; % [kN/mm2]
240 - % 28.- Calculo del valor de la tension admisible y verificacion frente a la
241 - % tension de trabajo
242 - sigmay= 2500 * 9.81e-5; %[kN/mm2] Tension del acero que tipicamente adopta un valor de 2500 kg/cm2
243 - sigmaADM= 0.75*sigmay; % [kN/mm2]
244 - % verificacion
245 - disp('')
246 - disp('Verificacion tension admisible')
247 - if sigmaS < sigmaADM
248 -     disp('Cumple, tension trabajo menor a tension admisible')
249 - else
250 -     disp('No cumple, revisar espesor de placas de goma o placas de acero')
251 - end
252 - % 29.- Obtencion de la cantidad de capas de acero para cada aislador
253 - disp('')
254 - % disp('Capas de acero ')
255 - nS= n-1;
256 - % 30.- Calculo de la altura parcial del aislador
257 - disp('')
258 - % disp('Altura parcial h , sin placas de anclaje')
259 - h= tr*n + ts*nS; % [mm]
260 - % 31.- Escoger los espesores para las placas de acero para anclaje (Text),
261 - % los cuales segun los catalogos comerciales fluctuan entre 2.5 y 5.1 [cm]
262 - Text = p_anclaje ; %[mm] Promedio de valores comerciales
263
264 - % 32.- Calculo de la altura Total del aislador
265 - disp('')
266 - disp('Altura total aislador')
267 - H= h + 2*Text % [mm]
268
269 - end
---
```

Anexo 9: Iteraciones edificio de 20 pisos.

| N° Iteración | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Carga axial máxima [kN] | 22231 | 22067 | 21903 | 21771 | 21638 | 21506 |
| Carga axial mínima [kN] | 10909 | 10921 | 10933 | 10942 | 10952 | 10961 |
| Desplazamiento de Diseño [mm] | 201.70 | 201.70 | 201.70 | 201.70 | 201.70 | 201.70 |
| Desplazamiento Máximo [mm] | 266.20 | 266.20 | 266.20 | 266.20 | 266.20 | 266.20 |
| Desplazamiento sistema de aislación [mm] | 260 | 256 | 249 | 248 | 253 | 263 |
| Cantidad de Aisladores | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Diametro del Aislador [mm] | 1433 | 1433 | 1433 | 1433 | 1433 | 1433 |
| Diametro del núcleo de plomo [mm] | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 |
| Altura Total [mm] | 317 | 325 | 333 | 341 | 349 | 357 |
| Módulo de Corte [MPa] | 0.38 | 0.38 | 0.38 | 0.39 | 0.39 | 0.39 |
| Rigidez Efectiva [kN/mm] | 5.1 | 5.0 | 4.9 | 4.8 | 4.7 | 4.6 |
| Rigidez Efectiva vertical [kN/mm] | 16467 | 15934 | 15441 | 15018 | 14617 | 14237 |
| Fuerza a cero deformación Qd [kN] | 452.39 | 452.39 | 452.39 | 452.39 | 452.39 | 452.39 |
| Amortiguamiento Efectivo [%] | 19.0 | 19.0 | 19.0 | 19.1 | 19.1 | 19.1 |
| Cantidad capas de goma | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 |
| Espesor capas de goma [mm] | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| Cantidad placas de acero | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 |
| Espesor capas de acero [mm] | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Espesor placa de anclaje [mm] | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |

| N° Iteración | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Carga axial máxima [kN] | 21373 | 21241 | 21109 | 20973 | 20858 | 20743 | 20628 |
| Carga axial mínima [kN] | 10972 | 10981 | 10991 | 11001 | 11010 | 11019 | 11028 |
| Desplazamiento de Diseño [mm] | 201.70 | 201.70 | 201.70 | 201.70 | 201.70 | 201.70 | 201.70 |
| Desplazamiento Máximo [mm] | 266.20 | 266.20 | 266.20 | 266.20 | 266.20 | 266.20 | 266.20 |
| Desplazamiento sistema de aislación [mm] | 255 | 258 | 259 | 257 | 256 | 258 | 262 |
| Cantidad de Aisladores | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Diametro del Aislador [mm] | 1433 | 1433 | 1433 | 1433 | 1433 | 1433 | 1433 |
| Diametro del núcleo de plomo [mm] | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 |
| Altura Total [mm] | 365 | 373 | 381 | 389 | 397 | 405 | 413 |
| Módulo de Corte [MPa] | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.41 | 0.41 | 0.42 | 0.42 |
| Rigidez Efectiva [kN/mm] | 4.5 | 4.4 | 4.3 | 4.2 | 4.1 | 4.0 | 3.9 |
| Rigidez Efectiva vertical [kN/mm] | 13877 | 13534 | 13208 | 12897 | 12601 | 12318 | 12047 |
| Fuerza a cero deformación Qd [kN] | 452.39 | 452.39 | 452.39 | 452.39 | 452.39 | 452.39 | 452.39 |
| Amortiguamiento Efectivo [%] | 19.1 | 19.1 | 19.1 | 19.1 | 19.1 | 19.1 | 19.1 |
| Cantidad capas de goma | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 | 42 |
| Espesor capas de goma [mm] | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| Cantidad placas de acero | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 |
| Espesor capas de acero [mm] | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Espesor placa de anclaje [mm] | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |

Anexo 10: Iteraciones edificio de 15 pisos

| Nº Iteración | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|--|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|
| Carga axial máxima [kN] | 12495 | 12400.5 | 12306 | 12211.5 | 12117 | 12022.5 | 11928 | 11833.5 | 11739 |
| Carga axial mínima [kN] | 1736 | 1739.4 | 1742.8 | 1746.2 | 1749.6 | 1753 | 1756.4 | 1759.8 | 1763.2 |
| Desplazamiento de Diseño [mm] | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 |
| Desplazamiento Máximo [mm] | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 |
| Desplazamiento sistema de aislación [mm] | 287 | 287 | 288 | 288 | 289 | 289 | 290 | 290 | 290 |
| Cantidad de Aisladores | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 |
| Diametro del Aislador [mm] | 1045 | 1041 | 1037 | 1033 | 1029 | 1025 | 1021 | 1017 | 1013 |
| Diametro del núcleo de plomo [mm] | 175 | 175 | 175 | 175 | 175 | 175 | 175 | 175 | 175 |
| Altura Total [mm] | 277 | 285 | 293 | 301 | 309 | 317 | 325 | 333 | 341 |
| Módulo de Corte [MPa] | 0.45 | 0.46 | 0.48 | 0.49 | 0.50 | 0.51 | 0.53 | 0.54 | 0.55 |
| Rigidez Efectiva [kN/mm] | 3.51 | 3.5 | 3.4 | 3.4 | 3.4 | 3.4 | 3.3 | 3.3 | 3.3 |
| Rigidez Efectiva vertical [kN/mm] | 9935 | 9735.8 | 9536.5 | 9337.3 | 9138.0 | 8938.8 | 8739.5 | 8540.3 | 8341.0 |
| Fuerza a cero deformación Qd [kN] | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 |
| Amortiguamiento Efectivo [%] | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Cantidad capas de goma | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 |
| Espesor capas de goma [mm] | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| Cantidad placas de acero | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 |
| Espesor capas de acero [mm] | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Espesor placa de anclaje [mm] | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| | | | | | | | | | |
| Volumen placas de anclaje [m3] | 0.096 | 0.095 | 0.095 | 0.094 | 0.093 | 0.092 | 0.092 | 0.091 | 0.090 |
| Densidad acero anclajes [kg/m3] | 7850 | 7851 | 7852 | 7853 | 7854 | 7855 | 7856 | 7857 | 7858 |
| Peso placas de anclaje [kg] | 752.99 | 747.59 | 742.21 | 736.86 | 731.52 | 726.19 | 720.89 | 715.61 | 710.34 |
| Volumen núcleo de plomo [m3] | 0.0047 | 0.0049 | 0.0051 | 0.0053 | 0.0055 | 0.0057 | 0.0059 | 0.0061 | 0.0063 |
| Densidad plomo [kg/m3] | 11340 | 11341 | 11342 | 11343 | 11344 | 11345 | 11346 | 11347 | 11348 |
| Peso núcleo de plomo [kg] | 53.73 | 55.92 | 58.11 | 60.29 | 62.48 | 64.67 | 66.86 | 69.05 | 71.24 |

| Nº Iteración | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 |
|--|---------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Carga axial máxima [kN] | 11644.5 | 11546 | 11489.3 | 11432.6 | 11375.9 | 11319.2 | 11262.5 | 11205.8 | 11149.1 |
| Carga axial mínima [kN] | 1766.6 | 1770 | 1773.5 | 1777 | 1780.5 | 1784 | 1787.5 | 1791 | 1794.5 |
| Desplazamiento de Diseño [mm] | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 |
| Desplazamiento Máximo [mm] | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 |
| Desplazamiento sistema de aislación [mm] | 291 | 291 | 292 | 292 | 292 | 293 | 293 | 294 | 294 |
| Cantidad de Aisladores | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 |
| Diametro del Aislador [mm] | 1009 | 1005 | 1003 | 1000 | 998 | 995 | 993 | 991 | 988 |
| Diametro del núcleo de plomo [mm] | 175 | 175 | 175 | 175 | 175 | 175 | 175 | 175 | 175 |
| Altura Total [mm] | 349 | 357 | 285 | 293 | 301 | 309 | 317 | 325 | 333 |
| Módulo de Corte [MPa] | 0.56 | 0.58 | 0.59 | 0.60 | 0.61 | 0.63 | 0.64 | 0.65 | 0.66 |
| Rigidez Efectiva [kN/mm] | 3.2 | 3.2 | 3.2 | 3.1 | 3.1 | 3.1 | 3.1 | 3.0 | 3.0 |
| Rigidez Efectiva vertical [kN/mm] | 8141.8 | 7942.5 | 7743.3 | 7544.0 | 7344.8 | 7145.5 | 6946.3 | 6747.0 | 6547.8 |
| Fuerza a cero deformación Qd [kN] | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 | 240 |
| Amortiguamiento Efectivo [%] | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Cantidad capas de goma | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 | 42 |
| Espesor capas de goma [mm] | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| Cantidad placas de acero | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 |
| Espesor capas de acero [mm] | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Espesor placa de anclaje [mm] | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| | | | | | | | | | |
| Volumen placas de anclaje [m3] | 0.090 | 0.089 | 0.089 | 0.088 | 0.088 | 0.087 | 0.087 | 0.087 | 0.086 |
| Densidad acero anclajes [kg/m3] | 7859 | 7860 | 7861 | 7862 | 7863 | 7864 | 7865 | 7866 | 7867 |
| Peso placas de anclaje [kg] | 705.10 | 699.87 | 696.78 | 693.69 | 690.61 | 687.54 | 684.47 | 681.41 | 678.36 |
| Volumen núcleo de plomo [m3] | 0.0065 | 0.0067 | 0.0049 | 0.0051 | 0.0053 | 0.0055 | 0.0057 | 0.0059 | 0.0061 |
| Densidad plomo [kg/m3] | 11349 | 11350 | 11351 | 11352 | 11353 | 11354 | 11355 | 11356 | 11357 |
| Peso núcleo de plomo [kg] | 73.43 | 75.62 | 55.97 | 58.16 | 60.35 | 62.54 | 64.73 | 66.92 | 69.11 |

| Nº Iteración | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 |
|--|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Carga axial máxima [kN] | 11092.4 | 11035.7 | 10979 | 12530 | 12441 | 12351 | 12262 | 12172 | 12083 |
| Carga axial mínima [kN] | 1798 | 1801.5 | 1805 | 1735 | 1738 | 1742 | 1745 | 1749 | 1752 |
| Desplazamiento de Diseño [mm] | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 |
| Desplazamiento Máximo [mm] | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 |
| Desplazamiento sistema de aislación [mm] | 295 | 295 | 295 | 286.2 | 287 | 287 | 287 | 288 | 288 |
| Cantidad de Aisladores | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 |
| Diametro del Aislador [mm] | 986 | 983 | 981 | 1047 | 1043 | 1040 | 1036 | 1032 | 1029 |
| Diametro del núcleo de plomo [mm] | 175 | 175 | 175 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 |
| Altura Total [mm] | 341 | 349 | 357 | 277 | 285 | 293 | 301 | 309 | 317 |
| Módulo de Corte [MPa] | 0.67 | 0.69 | 0.7 | 0.45 | 0.47 | 0.49 | 0.52 | 0.54 | 0.56 |
| Rigidez Efectiva [kN/mm] | 3.0 | 2.9 | 2.9 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 |
| Rigidez Efectiva vertical [kN/mm] | 6348.5 | 6149.3 | 5950 | 10054 | 9773 | 9492 | 9211 | 8930 | 8650 |
| Fuerza a cero deformación Qd [kN] | 240 | 240 | 240 | 254 | 254 | 254 | 254 | 254 | 254 |
| Amortiguamiento Efectivo [%] | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Cantidad capas de goma | 43 | 44 | 45 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 |
| Espesor capas de goma [mm] | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| Cantidad placas de acero | 42 | 43 | 44 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 |
| Espesor capas de acero [mm] | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Espesor placa de anclaje [mm] | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| Volumen placas de anclaje [m3] | 0.086 | 0.085 | 0.085 | 0.096 | 0.096 | 0.095 | 0.094 | 0.094 | 0.093 |
| Densidad acero anclajes [kg/m3] | 7868 | 7869 | 7870 | 7871 | 7872 | 7873 | 7874 | 7875 | 7876 |
| Peso placas de anclaje [kg] | 675.31 | 672.27 | 669.24 | 757.76 | 752.76 | 747.76 | 742.79 | 737.83 | 732.89 |
| Volumen núcleo de plomo [m3] | 0.0063 | 0.0065 | 0.0067 | 0.0050 | 0.0052 | 0.0054 | 0.0056 | 0.0058 | 0.0060 |
| Densidad plomo [kg/m3] | 11358 | 11359 | 11360 | 11361 | 11362 | 11363 | 11364 | 11365 | 11366 |
| Peso núcleo de plomo [kg] | 71.30 | 73.49 | 75.69 | 56.95 | 59.27 | 61.59 | 63.91 | 66.23 | 68.55 |

| Nº Iteración | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Carga axial máxima [kN] | 11993 | 11904 | 11814 | 11725 | 11635 | 12970 | 12858 | 12745 | 12633 |
| Carga axial mínima [kN] | 1755 | 1759 | 1762 | 1766 | 1769 | 1724 | 1728 | 1732 | 1735 |
| Desplazamiento de Diseño [mm] | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 |
| Desplazamiento Máximo [mm] | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 |
| Desplazamiento sistema de aislación [mm] | 288 | 289 | 289 | 290 | 290 | 283 | 283 | 284 | 284 |
| Cantidad de Aisladores | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 |
| Diametro del Aislador [mm] | 1025 | 1021 | 1017 | 1014 | 1010 | 1065 | 1060 | 1056 | 1051 |
| Diametro del núcleo de plomo [mm] | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 185 | 185 | 185 | 185 |
| Altura Total [mm] | 325 | 333 | 341 | 349 | 357 | 253 | 261 | 269 | 277 |
| Módulo de Corte [MPa] | 0.58 | 0.60 | 0.63 | 0.65 | 0.67 | 0.38 | 0.40 | 0.43 | 0.45 |
| Rigidez Efectiva [kN/mm] | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 |
| Rigidez Efectiva vertical [kN/mm] | 8369 | 8088 | 7807 | 7526 | 7245 | 11645 | 11292 | 10939 | 10586 |
| Fuerza a cero deformación Qd [kN] | 254 | 254 | 254 | 254 | 254 | 268.8 | 268.8 | 268.8 | 268.8 |
| Amortiguamiento Efectivo [%] | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Cantidad capas de goma | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 22 | 23 | 24 | 25 |
| Espesor capas de goma [mm] | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| Cantidad placas de acero | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 21 | 22 | 23 | 24 |
| Espesor capas de acero [mm] | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Espesor placa de anclaje [mm] | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| Volumen placas de anclaje [m3] | 0.092 | 0.092 | 0.091 | 0.091 | 0.090 | 0.099 | 0.099 | 0.098 | 0.097 |
| Densidad acero anclajes [kg/m3] | 7877 | 7878 | 7879 | 7880 | 7881 | 7882 | 7883 | 7884 | 7885 |
| Peso placas de anclaje [kg] | 727.96 | 723.05 | 718.15 | 713.27 | 708.41 | 783.93 | 777.54 | 771.18 | 764.85 |
| Volumen núcleo de plomo [m3] | 0.0062 | 0.0064 | 0.0066 | 0.0068 | 0.0070 | 0.0047 | 0.0049 | 0.0051 | 0.0053 |
| Densidad plomo [kg/m3] | 11367 | 11368 | 11369 | 11370 | 11371 | 11372 | 11373 | 11374 | 11375 |
| Peso núcleo de plomo [kg] | 70.87 | 73.19 | 75.51 | 77.83 | 80.15 | 52.88 | 55.33 | 57.78 | 60.23 |

| Nº Iteración | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 | 42 | 43 | 44 | 45 | 46 |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Carga axial máxima [kN] | 12520 | 12408 | 12295 | 12183 | 12070 | 11958 | 11845 | 11733 | 11620 | 11508 |
| Carga axial mínima [kN] | 1739 | 1743 | 1747 | 1750 | 1754 | 1758 | 1762 | 1765 | 1769 | 1773 |
| Desplazamiento de Diseño [mm] | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 | 224.4 |
| Desplazamiento Máximo [mm] | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 | 296.4 |
| Desplazamiento sistema de aislación [mm] | 285 | 285 | 285 | 286 | 286 | 286 | 287 | 287 | 288 | 288 |
| Cantidad de Aisladores | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 | 19 |
| Diametro del Aislador [mm] | 1047 | 1042 | 1037 | 1033 | 1028 | 1023 | 1019 | 1014 | 1010 | 1005 |
| Diametro del núcleo de plomo [mm] | 185 | 185 | 185 | 185 | 185 | 185 | 185 | 185 | 185 | 185 |
| Altura Total [mm] | 285 | 293 | 301 | 309 | 317 | 325 | 333 | 341 | 349 | 357 |
| Módulo de Corte [MPa] | 0.48 | 0.50 | 0.52 | 0.55 | 0.57 | 0.60 | 0.62 | 0.64 | 0.67 | 0.69 |
| Rigidez Efectiva [kN/mm] | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 | 3.51 |
| Rigidez Efectiva vertical [kN/mm] | 10232 | 9879 | 9526 | 9173 | 8820 | 8467 | 8114 | 7760 | 7407 | 7054 |
| Fuerza a cero deformación Qd [kN] | 268.8 | 268.8 | 268.8 | 268.8 | 268.8 | 268.8 | 268.8 | 268.8 | 268.8 | 268.8 |
| Amortiguamiento Efectivo [%] | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Cantidad capas de goma | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 |
| Espesor capas de goma [mm] | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| Cantidad placas de acero | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 |
| Espesor capas de acero [mm] | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Espesor placa de anclaje [mm] | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| Volumen placas de anclaje [m3] | 0.096 | 0.095 | 0.095 | 0.094 | 0.093 | 0.092 | 0.091 | 0.091 | 0.090 | 0.089 |
| Densidad acero anclajes [kg/m3] | 7886 | 7887 | 7888 | 7889 | 7890 | 7891 | 7892 | 7893 | 7894 | 7895 |
| Peso placas de anclaje [kg] | 758.54 | 752.26 | 746.00 | 739.77 | 733.56 | 727.38 | 721.22 | 715.09 | 708.99 | 702.99 |
| Volumen núcleo de plomo [m3] | 0.0055 | 0.0057 | 0.0059 | 0.0062 | 0.0064 | 0.0066 | 0.0068 | 0.0070 | 0.0072 | 0.0074 |
| Densidad plomo [kg/m3] | 11376 | 11377 | 11378 | 11379 | 11380 | 11381 | 11382 | 11383 | 11384 | 11385 |
| Peso núcleo de plomo [kg] | 62.69 | 65.14 | 67.59 | 70.04 | 72.50 | 74.95 | 77.40 | 79.86 | 82.31 | 84.77 |