

UNIVERSIDAD DEL BÍO BÍO

FACULTAD DE INGENIERIA

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL

Profesor patrocinante: Mg. Franco Benedetti L.



“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE
ESTRUCTURA DE MEDIANA ALTURA EN BASE A
MADERA CONTRALAMINADA CON SISTEMA DE
AISLAMIENTO BASAL”

Proyecto de título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el título de
Ingeniero Civil.

NICOLÁS ANTONIO MONSALVE FICA

Concepción, Septiembre 2019

AGRADECIMIENTOS

Agradecer a todos aquellos que de algún u otro modo participaron de mi formación como profesional y como persona , familia en general , amigos , profesores del departamento de ingeniería civil y ambiental de la universidad del Bio Bio, en especial a mi profesor guía Franco Benedetti; finalmente destacar el apoyo de mis padres quienes han dado todo por sus hijos.

ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE ESTRUCTURA DE MEDIANA ALTURA EN BASE A MADERA CONTRALAMINADA CON SISTEMA DE AISLAMIENTO BASAL

Nicolás Antonio Monsalve Fica
nicmonsa@alumnos.ubiobio.cl

Mg. Franco Benedetti Leonelli
fbenedet@ubiobio.cl

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío.

RESUMEN

Los sistemas constructivos en base a madera son variados en la actualidad, siendo uno de los más recientes el basado en madera contralaminada o CLT por sus siglas en inglés; los países de Europa central fueron la cuna del sistema y son los pioneros en implementarlo en construcciones de mediana altura con resultados bastante favorables para sus estándares, el problema comienza cuando se analiza su respuesta sísmica, si bien esta es satisfactoria desde el punto de vista de no comprometer la integridad global de la estructura, existen algunos problemas como las altas aceleraciones en los pisos superiores, los altos niveles de drift y de la baja ductilidad del sistema; en la presente investigación se analizó la respuesta de un edificio en base a CLT provisto de un sistema de aislamiento basal versus su símil base fija.

El caso de estudio corresponde al edificio de siete pisos que constituye el eje principal de la investigación liderada por CNR-IVALSA de Italia titulada como “Sofie Project”, que a través de la normativa vigente en Chile para edificios con aislación sísmica (NCh2745:2013), se diseña y verifica para suelo tipo D y zona sísmica 3, un sistema conjunto de 12 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento. Se generaron modelos computacionales con alto grado de detallamiento considerando por ejemplo la ortotropía del CLT, así como las características no lineales de las conexiones y fenómenos no lineales cinemáticos. Los resultados para un análisis de respuesta en el tiempo para la estructura aislada con la demanda del sismo de Kobe 1995 en sus 3 componentes muestran grandes reducciones en cuanto a los drift de entrepiso llegando estos a ser todos menores al 0.002 y reducciones de las aceleraciones en todos los niveles siendo estas como máximo 1 g versus los picos cercanos a 3.5 g para su símil base fija.

ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE ESTRUCTURA DE MEDIANA ALTURA EN BASE A MADERA CONTRALAMINADA CON SISTEMA DE AISLAMIENTO BASAL

Nicolás Antonio Monsalve Fica
nicmonsa@alumnos.ubiobio.cl

Mg. Franco Benedetti Leonelli
fbenedet@ubiobio.cl

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío.

ABSTRACT

The construction systems based on wood are varied today, one of the most recent being based on contralaminated wood or CLT for its acronym in English; The countries of Central Europe were the cradle of the system and are the pioneers in implementing it in medium-rise constructions with quite favorable results for their standards, the problem begins when their seismic response is analyzed, although this is satisfactory from the point of view of not compromising the overall integrity of the structure, there are some problems such as high accelerations in the upper floors, high levels of drift and low ductility of the system; In the present investigation the response of a building based on CLT provided with a basal isolation system versus its fixed base simile was analyzed.

The case study corresponds to the seven-story building that constitutes the main axis of the research led by CNR-IVALSA of Italy entitled “Sofie Project”, which through the current regulations in Chile for buildings with seismic insulation (NCh2745: 2013), a joint system of 12 high-damping elastomeric insulators is designed and verified for type D soil and seismic zone 3. Computational models with a high degree of detail were generated considering, for example, the orthotropy of the CLT, as well as the nonlinear characteristics of the kinematic nonlinear connections and phenomena. The results for an analysis of response in time for the isolated structure with the demand for the “Kobe1995” earthquake in its 3 components show large reductions in the mezzanine drift, these becoming all less than 0.002 and acceleration reductions in all the levels being at most 1 g versus peaks close to 3.5 g for their fixed base simile.

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCION.....	9
1.1 Justificación.....	11
1.2 Objetivos	12
1.2.1 Objetivo General.....	12
1.2.2 Objetivos Específicos.....	12
1.3 Metodología de trabajo	13
2. ESTADO DEL ARTE.....	14
2.1 Cross Laminated Timber(CLT).....	14
2.2 Conexiones en CLT	17
2.2.3 Estudios previos en CLT	18
2.3 Aislación sísmica.....	22
2.3.1 ¿Que es el aislamiento basal?	22
2.3.2 Tipos de aisladores basales elastoméricos.....	24
2.3.3 ¿La aislación es siempre la solución?	25
3. DISEÑO DE SISTEMA DE AISLACIÓN BASAL	26
3.1 Filosofía de diseño.....	26
3.3.1 Requisitos de diseño para estructuras aisladas	27
3.2 Diseño	28
4. CASO DE ESTUDIO.....	30
4.1 Descripción del edificio de estudio	30
4.1.1 Arquitectura general.....	30
4.1.2 Parametros de diseño.....	32
4.1.3 Paneles de CLT	33
4.1.4 Uniones y Conexiones.....	34
4.2 Resultados Ceccotti et al. 2013	36
5. MODELACIÓN Y ANÁLISIS NUMÉRICO.....	37
5.1 Software Sap2000.....	37
5.2 Modelado en software Sap2000	37
5.2.1 Modelación de paneles de CLT	37
5.2.2 Modelación de conexiones	38
5.2.3 Modelación de aisladores	41

5.3 Representación final del edificio	42
5.4 Demanda Sísmica	43
6. ANALISIS Y RESULTADOS	45
6.1 Validación del modelo generado	45
6.1.1 Periodos Naturales	45
6.1.2 Desplazamientos	46
6.1.3 Cortes por piso	47
6.2 Diseño final y disposición de aisladores	48
6.3 Comparación de respuestas	49
6.3.1 Desplazamientos por nivel.....	49
6.3.2 Drift de entre piso	50
6.3.3 Cortes por piso	51
6.3.4 Aceleraciones por nivel	52
6.3.5 Historia de desplazamientos y aceleraciones ultimo nivel.....	53
6.3.6 Curvas de histéresis de conexiones	54
6.3.7 Curvas de histéresis de aisladores	55
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	56
7.1 Conclusiones	56
7.2 Recomendaciones	58
8. REFERENCIAS.....	59
9. ANEXOS	61
ANEXO A.....	61
ANEXO B.....	70

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Metodología de trabajo (Elaboración propia).....	13
Figura 2: Madera contralaminada (Laguarda y Espinoza 2014)	14
Figura 3: Ejemplo edificio de CLT, Waugh Thistleton Architects	15
Figura 4: Beneficios de la madera contralaminada (Elaboración propia).....	16
Figura 5: Tipos de unión entre paneles (Fragiacomo 2011).....	17
Figura 6: Ensayo de uniones clavadas (Gavric et al. 2016)	18
Figura 7: Ensayo Conectores Metálicos (Benedetti et al. 2019)	18
Figura 8: Ensayos sísmicos a escala real (Ceccotti et al. 2016)	18
Figura 9: Bracket en “X” (Scotta 2016).....	19
Figura 10: Unión en “U” (Ganey et al. 2017)	19
Figura 11: Disipador friccional para CLT (Hashemi 2017)	20
Figura 12: Pabellón Araucanía (De La Llera 2017)	21
Figura 13: Representación simplificada de aislamiento basal (Redon 2013)	22
Figura 14: Efecto de la aislación en el periodo de una estructura (Estructurando.net)	22
Figura 15: Técnica de aislamiento sísmico en la base (Oviedo y Duque 2006).....	23
Figura 16: Curva de histéresis característica de HDR (NCh 2745:2013)	24
Figura 17: Esquema Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (www.bridgeston.com)	24
Figura 18: Efecto de la aislación en el periodo fundamental (Elaboración propia)	25
Figura 19: Proceso de diseño de HDR (Elaboración propia)	29
Figura 20: Estructura 7 pisos Sofie Project (Ceccotti et al. 2013)	30
Figura 21: Dimensiones estructura Sofie Project (Ceccotti et al. 2013).....	31
Figura 22: Distribución Angle brackets (Ceccotti et al. 2013).....	35
Figura 23: Distribución Hold down (Ceccotti et al. 2013).....	35
Figura 24: Daños durante ensayo a escala real (Ceccotti et al. 2013)	36
Figura 25: Separación entre paneles en modelo (Elaboración propia)	38
Figura 26: Representación de modelación en software Sap2000 (Elaboración propia)	39
Figura 27: Ejemplo curvas de histéresis conexiones (Elaboración propia)	40
Figura 28: Modelación de aisladores (Elaboración propia)	41
Figura 29: Modelo de elementos finitos (Elaboración propia).....	42

Figura 30: Espectros de Kobe 1995 (Elaboración propia)	43
Figura 31: Espectros SDI Y SMP NCh2745 para suelo tipo III (Elaboración propia).....	44
Figura 32: Comparación demandas Kobe1995 y Maule2010 compatible SMP NCh2745	44
Figura 33: Desplazamientos por nivel, Modelo vs Ensayo (Elaboración propia)	46
Figura 34: Cortes por nivel, Modelo vs Ensayo (Elaboración propia)	47
Figura 35: Dimensiones finales aisladores (Elaboración propia).....	48
Figura 36: Distribución de aisladores en planta (Elaboración propia)	48
Figura 37: Desplazamientos centro de masa modelo aislado vs base fija (Elaboración propia)...	49
Figura 38: Drift modelo aislado vs base fija (Elaboración propia)	50
Figura 39: Cortes por nivel para distintas demandas (Elaboración propia)	51
Figura 40: Aceleraciones centro de masa modelo aislado vs base fija (Elaboración propia)	52
Figura 41: Desplazamientos último nivel modelo aislado vs base fija (Elaboración propia).....	53
Figura 42: Aceleraciones último nivel modelo aislado vs base fija (Elaboración propia).....	53
Figura 43: Ejemplo respuesta conexiones (Elaboración propia)	54
Figura 44: Ejemplo respuesta aisladores (Elaboración propia)	55

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Relación de aspecto estructura caso de estudio (Elaboración propia)	31
Tabla 2: Densidad de muros caso de estudio (Elaboración propia).....	32
Tabla 3: Parámetros de diseño base fija (Adaptación Dujic et al. 2010).....	32
Tabla 4: Espesor de muros caso de estudio (Elaboración propia)	33
Tabla 5: Módulos de elasticidad CLT (Adaptación Dujic et al. 2010).....	37
Tabla 6: Propiedades características de HDR (Elaboración propia).....	41
Tabla 7: Periodos base fija en distintas investigaciones (Elaboración propia)	45
Tabla 8: Propiedades de diseño HDR para el caso de estudio (Elaboración propia)	48

1. INTRODUCCION

Tanto en Chile como en el resto del mundo existe la incipiente necesidad de trabajar con materiales amigables con el medioambiente y así reducir la huella de carbono que generan los materiales tradicionalmente utilizados en la construcción, como el acero y el hormigón. Es aquí donde la madera toma un rol relevante, puesto que es el material idóneo para lograr generar soluciones constructivas eficientes y sustentables. Con ventajas como por ejemplo su capacidad aislante eléctrica, térmica y acústica, además de su rapidez, trabajabilidad y su alta resistencia, entre otras; hacen que este material tome relevancia si se considera para fines constructivos masivos, puesto que además de todo lo descrito, se puede propiciar la industrialización de diferentes piezas mediante la prefabricación y el establecer piezas estándar.

La implementación de la madera como material masivo en la industria de la construcción traería consigo además de la reducción de dióxido de carbono(CO₂) por la producción del material mismo en desmedro de los tradicionales, la disminución posterior de gases contaminantes domiciliarios puesto que en conjunto con una correcta aislación térmica se requiere mucha menos calefacción, reduciendo así la utilización de estufas que como todos sabemos en los meses más fríos del año son las principales responsables de alertas ambientales.

Un sistema constructivo en base a madera que se está convirtiendo en una opción viable para estructuras de varios pisos es el llamado CLT, o en español madera contralaminada, este sistema se basa en el uso de paneles hechos de capas de madera compuestas a su vez por tablas, en donde las capas adyacentes van pegadas a presión en ángulo recto. La principal ventaja del sistema es la velocidad de montaje ya que permite la prefabricación y posterior conexión en terreno mediante sujetadores metálicos y uniones atornilladas o clavadas.

Agregar que además de los temas medioambientales, Chile pertenece al llamado cinturón de fuego del pacífico, espacio geográfico que se extiende a lo largo de más de 40,000 kilómetros desde Nueva Zelanda hasta la costa oeste de Sudamérica, a través de las costas del este de Asia y Alaska y las del noreste de Norteamérica y Centroamérica. El Cinturón de Fuego del Pacífico concentra un 75 por ciento de los volcanes activos del mundo, y en él se produce hasta el 90 por ciento de los terremotos.

Los sismos son desastres naturales cuyo carácter distintivo, es que la mayoría de las pérdidas humanas y económicas que ocurren, no son debidas a los mecanismos del terremoto mismo, sino a fallas que ocurren en las estructuras realizadas por el hombre; edificios, represas, puentes, sistemas de transporte, líneas de abastecimiento, etc. los cuales supuestamente fueron diseñados y construidos para el confort de los seres humanos. Bertero (1995).

El diseño tradicional de edificaciones en la actualidad en países sísmicos se enfoca en disipar la energía que le entrega el suelo a las estructuras mediante la ductilidad propia de los sistemas. El problema en el caso del CLT es que este tiene un comportamiento más bien frágil (la ductilidad se concentra en las uniones), por lo que se vuelve una alternativa viable el aislamiento basal, el cual consiste en un desacople entre la estructura y el suelo, de tal manera que cuando ocurre el movimiento, el movimiento se concentra en el nivel de aislación y se disminuyan los desplazamientos relativos en la superestructura.

La primera obra construida con aislación sísmica fue el Partenón en el año 440 A. C., en la cual las columnas podían desplazarse verticalmente para permitir una rotación en su base y poder disipar energía mediante la fricción y deformación inelástica de un elemento de plomo que se incorporó como protección de los elementos de madera. Luego durante el transcurso de la vida ha habido otras obras en diferentes partes del mundo en que se han construido estructuras con aislación sísmica, tal vez en forma primitiva de acuerdo a la tecnología existente en la época (Falconi et al. 2016).

El sistema de aislamiento sísmico se diseña para reducir fuerzas y por tanto disminuir costos, pero la reducción lograda no tiene el mismo valor para fuerzas y para costos. Una reducción de las fuerzas por un factor de 3 no reduce costos por la misma cantidad (Bohórquez y Gómez, 2009). El sistema estructural debe resistir otras cargas como la gravedad o el viento, los cuales establecen dimensiones mínimas de los elementos. La reducción de fuerza prevista por el sistema está en el mismo orden de la reducción de fuerza utilizada por motivo de ductilidad en una estructura de base fija.

1.1 Justificación

Chile se ubica entre los 12 mayores productores del mundo de madera en troza y madera aserrada, y es líder mundial junto con Nueva Zelanda en plantación de pino radiata, el sector aporta el 8,1% de las exportaciones del país y entrega empleo a más de 300 mil personas, pero el uso de la madera en la construcción como material primario sólo alcanza un 15% (dato de INE) de las casas en Chile.

A pesar de todo el énfasis que se ha puesto en lograr mejorar las cifras descritas anteriormente, la masificación en países de elevada sismicidad aun lo logra darse con fluidez; en el caso específico de la madera contralaminada, las estructuras tienden a ser muy rígidas y con baja capacidad de disipación de energía, lo que plantea la necesidad de que para hacer a los edificios de CLT competitivos con los sistemas tradicionales se les debe proveer de algún tipo de elemento de protección sísmica.

Otro de los efectos de la alta rigidez y baja capacidad de disipación de energía que intrínsecamente poseen las estructuras de CLT hay que sumar los altos desplazamientos relativos y altas aceleraciones que se dan en los pisos superiores que podrían llegar a ser peligrosas para los habitantes de las edificaciones realizadas en dicho sistema constructivo. Durante el proceso de diseño de estos edificios de varios pisos, se debe abordar su comportamiento ante terremotos, especialmente en zonas sísmicas. Sin embargo, el conocimiento es limitado sobre el rendimiento sísmico. (Ceccoti et al. 2013)

Para fomentar la utilización de la madera contralaminada como un material primario y resolver los problemas descritos anteriormente se busca analizar el comportamiento sísmico de una estructura de mediana altura en base a CLT provista de un sistema de aislamiento basal y comparar como varían las fuerzas por piso, aceleraciones, desplazamientos relativos, entre otros con respecto a la misma estructura con base tradicional empotrada.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Analizar, mediante el desarrollo de modelos numéricos, el desempeño sísmico de una estructura de mediana altura en base a madera contralaminada con sistema de aislamiento basal.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Establecer el estado del arte tanto de estructuras en base a madera contralaminada, como de sistemas de protección sísmica en CLT.
- Determinar arquetipo y diseño de sistema de aislación basal a utilizar.
- Elaborar modelo numérico que permita simular el comportamiento dinámico de la estructura con y sin aislamiento basal.
- Comparar desempeño sísmico de estructura aislada, con el comportamiento de su símil sin elementos de aislación.

1.3 Metodología de trabajo

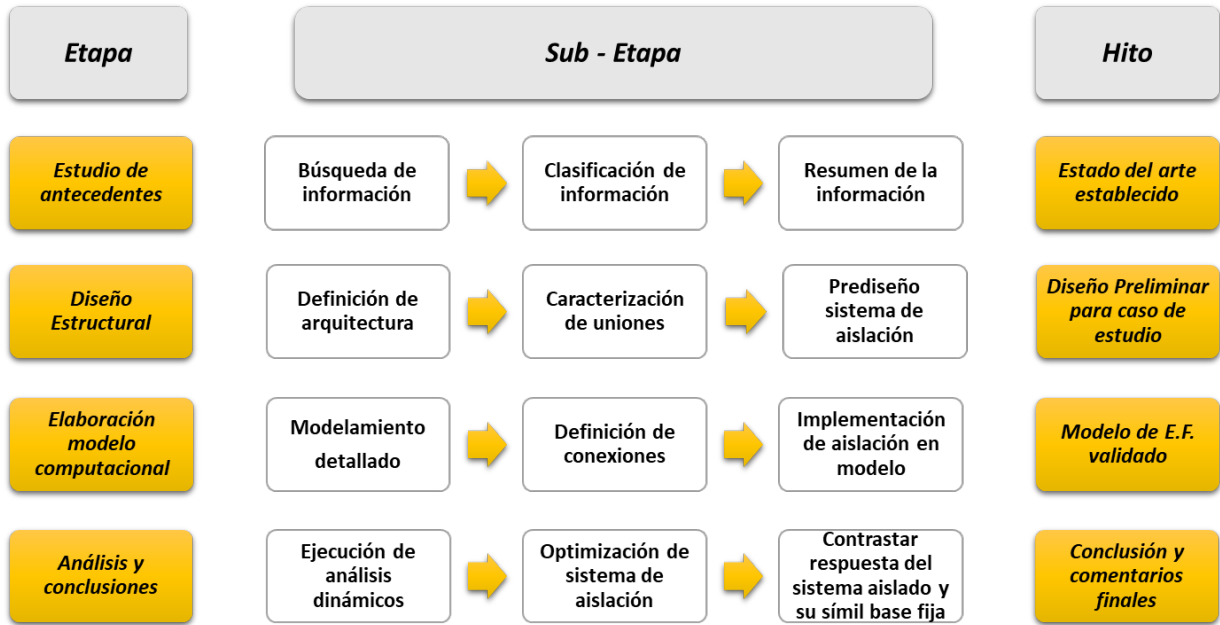


Figura 1: Metodología de trabajo (Elaboración propia)

En la figura anterior se pueden diferenciar cuatro etapas que culminan con los objetivos específicos planteados en la investigación.

En la primera etapa, se realiza el estudio y antecedentes para establecer un estado del arte en cuanto a las investigaciones generales de CLT, formas de modelación y mecanismos de protección sísmica para este sistema constructivo desarrollado hasta la fecha.

La siguiente etapa tiene como objetivo principal establecer el diseño estructural, lo que incluye la caracterización de la arquitectura, así como de cada una de las uniones utilizadas en la estructura de estudio, además de la primera iteración para el diseño de aislación.

En la tercera etapa se procede a generar un modelo estructural detallado de la estructura, para esto es necesario plasmar la mayor cantidad de efectos no lineales presentes en el sistema constructivo de estudio y se culmina validando el modelo mediante distintos indicadores.

Finalmente, se procede a optimizar el sistema de aislación y comparar la respuesta, en cuanto a desplazamientos, cortes por nivel, drift de entrepiso, aceleraciones por nivel, etcétera; entre el edificio de base fija y su símil provisto de aislamiento basal.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1 Cross Laminated Timber (CLT)

El CLT por sus siglas en inglés (Cross Laminated Timber) consiste en tablas de madera ordenadas de manera adyacente por su cara más esbelta, que en su conjunto forman una capa. Cada capa a su vez es encolada con adhesivo estructural y se dispone orientada perpendicularmente a la anterior formando así un panel de CLT, una sección de CLT típica tiene 3 capas de espesor, siendo este número de capas el mínimo para garantizar rigidez estructural en ambas direcciones. En configuraciones especiales, se pueden colocar capas consecutivas en la misma dirección, dando una doble capa (por ejemplo, capas longitudinales dobles en las caras exteriores y capas dobles adicionales en el núcleo del panel) para obtener capacidades estructurales específicas.

El ancho de las tablas que componen cada capa no necesariamente necesita ser idéntico, no así el espesor de cada tabla que requiere ser constante para una correcta adherencia entre capas, por otro lado, las capas sí pueden variar con respecto a su espesor, e inclusive para destacar la versatilidad de la madera y del CLT en especial, las capas podrían ser de especies de madera distintas.



Figura 2: Madera contralaminada (Laguarda y Espinoza 2014)

La madera o tableros en las capas externas de los paneles CLT utilizados como paredes están normalmente orientados paralelos a las cargas verticales para maximizar la resistencia de la pared. Igualmente, para los sistemas de suelo y techo, las capas exteriores discurren paralelas a la dirección del tramo principal. (CLT Handbook, 2011)

Para unir los paneles de CLT se utilizan generalmente uniones del tipo atornilladas, clavadas y conexiones mediante distintos herrajes metálicos.

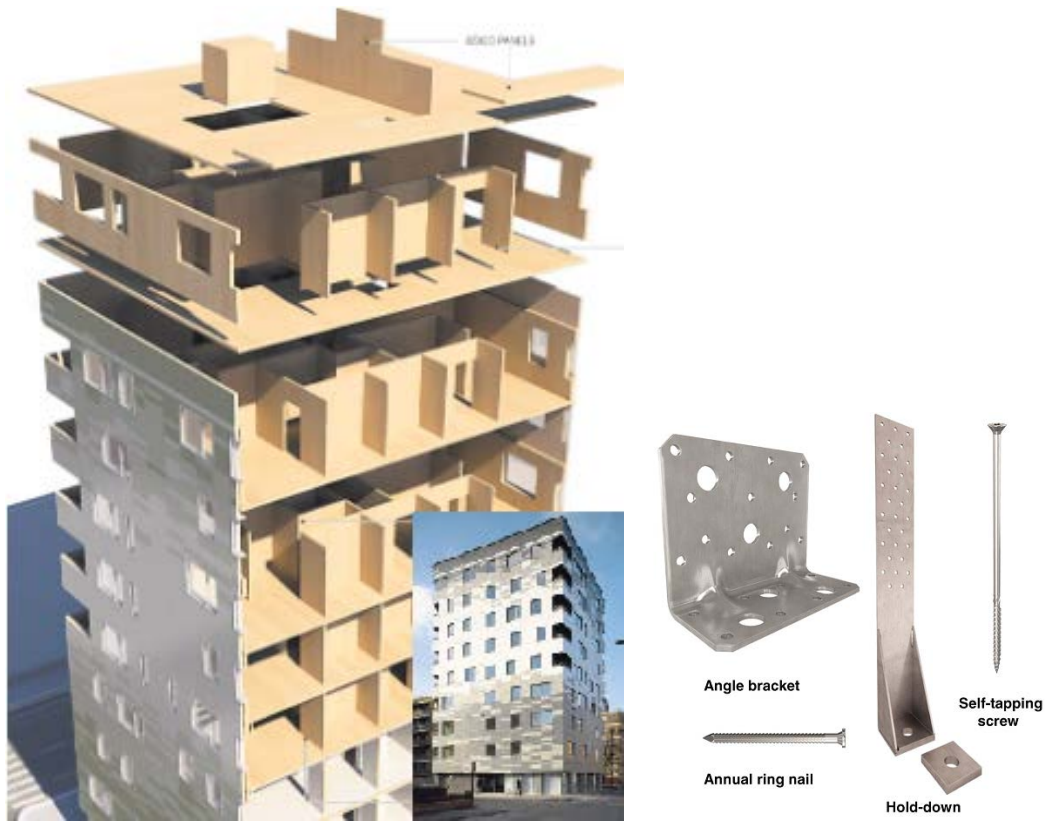


Figura 3: Ejemplo edificio de CLT, Waugh Thistleton Architects

..

Este sistema constructivo nacido a principios del siglo XXI en Europa central tiene múltiples beneficios como los que se muestran en la figura número 4.



Figura 4: Beneficios de la madera contralaminada (Elaboración propia)

2.2 Conexiones en CLT

Como se ha dicho las conexiones juegan un rol importantísimo en las estructuras de madera y especial del CLT debido a que ellas proveen de la ductilidad necesaria al sistema la que a su vez es la principal responsable de la disipación de energía. La madera, como material de base de CLT, tiene un comportamiento ampliamente elástico y lineal con una Tendencia a tener mecanismos de fallo frágiles, las zonas dúctiles en las estructuras de CLT se reducen a las uniones entre pared, piso y elementos de cimentación. En consecuencia, la ductilidad tiene que ser asegurado por el diseño de conexiones adecuadas (Acler et al. 2011)

i. Conexiones al corte o cizalle: En general estas uniones se realizan mediante elementos llamados angle brackets los cuales son placas metálicas agujeradas para clavar o atornillar/apernar que se posicionan en la unión muro-losa y se distribuyen a lo largo de la misma, en general, a una distancia constante, buscando generar la transmisión de los esfuerzos cortantes desde los pisos superiores a los inferiores y a su vez al sistema de fundación.

ii. Conexiones a la tracción o estiramiento: En las estructuras de CLT se producen muchos esfuerzos de levantamiento, los cuales buscan controlarse generalmente a través de uniones con elementos metálicos esbeltos apernados/clavados llamados hold down, estos se ubican estratégicamente en las esquinas de los muros, lugares en los que se concentran los levantamientos.

iii. Conexiones entre paneles de CLT: Existen variadas soluciones siendo las más utilizadas uniones clavadas o apernadas, ya sea con una unión traslapada y conectada (fig. 5a) o bien a través de una pieza de madera a lo largo de la unión (fig. 5b) o la destrucción de elementos de conexión en diagonal (fig. 5c).

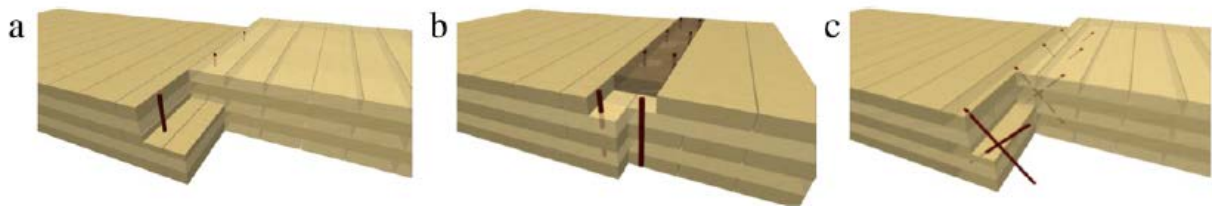


Figura 5: Tipos de unión entre paneles (Fragiacomo 2011)

2.2.3 Estudios previos en CLT

Como se ha dicho anteriormente la caracterización de uniones es fundamental es por eso que variados investigadores han tratado de abordar este tema ensayando distintas conexiones ya sea a través de conectores metálicos como se puede apreciar en la figura 7 o bien el comportamiento de las uniones atornilladas/clavadas ya sea entre muros y losa-muro como se muestra en la figura 6.



Figura 7: Ensayo Conectores Metálicos (Benedetti et al. 2019)

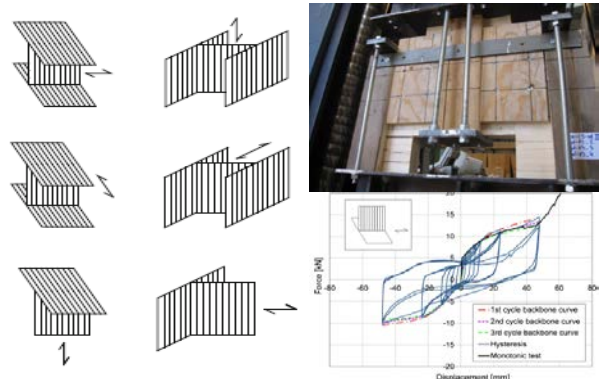


Figura 6: Ensayo de uniones clavadas (Gavric et al. 2016)

Por el lado de las investigaciones que tienen como foco estructuras a escala real se destaca el denominado “SOFIE Project” (fig. 8), investigación desarrollada por CNR IVALLSA en conjunto con distintos profesionales de Italia y Japón, en donde edificios de 3 y 7 pisos a escala real fueron ensayados sobre una mesa vibratoria; El edificio de siete pisos mostró aceleraciones relativamente altas en los pisos superiores, que podrían provocar daños secundarios y que deben abordarse en futuras investigaciones. (Ceccotti et al. 2013)



Figura 8: Ensayos sísmicos a escala real (Ceccotti et al. 2016)

En general las investigaciones que han tratado de mejorar la respuesta sísmica de los edificios de CLT, por el momento han ido en la dirección de la incorporación de sistemas disipativos como lo mostrado en la figura 9, se trata de conectores en forma de X que poseen una mayor ductilidad y actúan como fusibles durante los movimientos sísmicos.

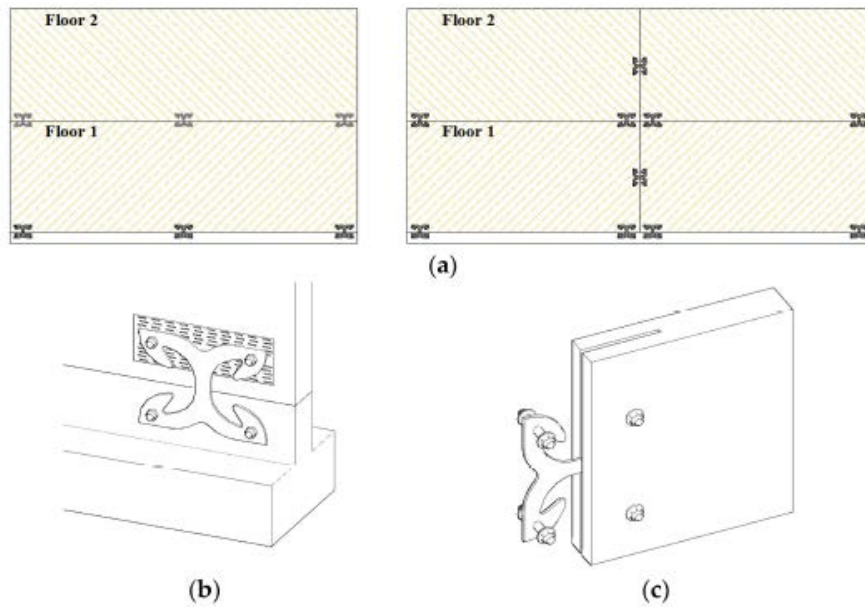


Figura 9: Bracket en “X” (Scotta 2016)

También se han propuesto sistemas mixtos como por ejemplo en Ganey et al. 2017 en donde se mezclan conectores en forma de U entre los paneles de CLT con un sistema de barras verticales que ayudan a la restitución de la posición original luego de un movimiento sísmico como se puede ver en la figura 10.

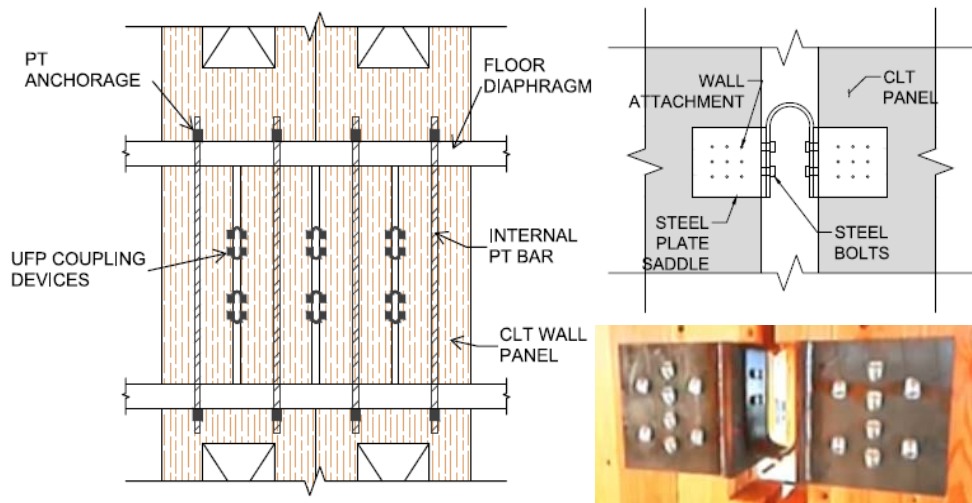


Figura 10: Unión en “U” (Ganey et al. 2017)

Finalmente se tiene uno de los sistemas más sofisticados como lo es el mostrado en la figura 11 en donde se puede tratar de reemplazar por completo los conectores convencionales y utilizar en su lugar una conexión angular que funciona como llave de corte y un conector que resiste fuerzas axiales y que a su vez disipa energía dentro del mismo mediante el roce que se genera entre sus componentes.

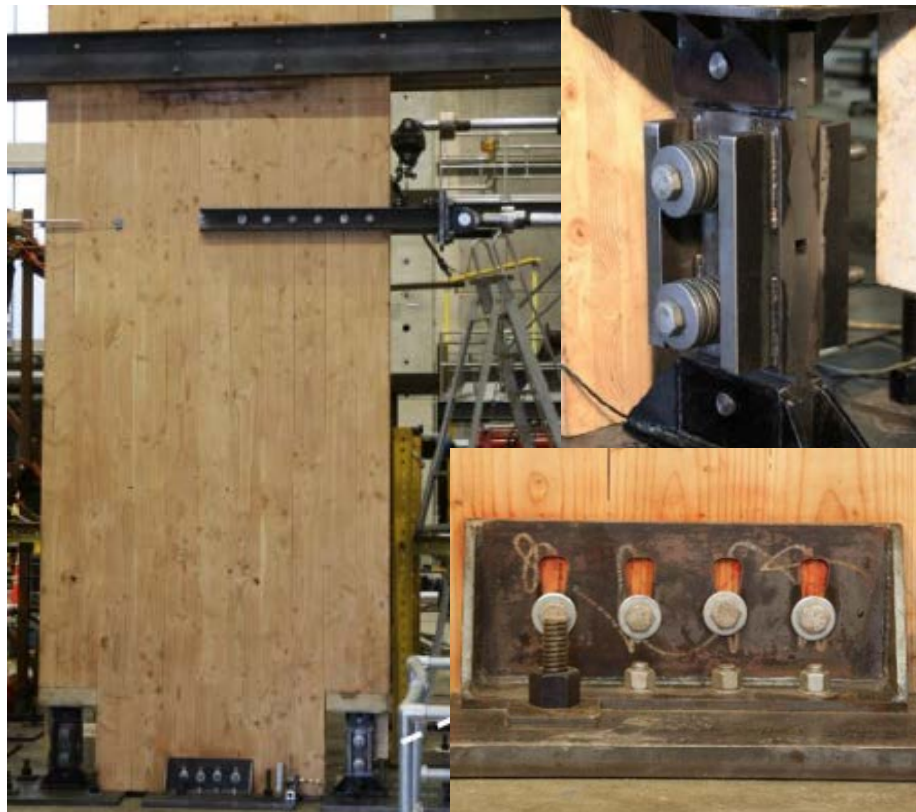


Figura 11: Disipador friccional para CLT (Hashemi 2017)

Finalmente comentar que en los países en donde se ha masificado la construcción en CLT que son principalmente de Europa central no tienen problemas por sismos por lo que no existen estructuras de CLT que estén aisladas sísmicamente, se espera que con el creciente interés de Italia, Estados Unidos y Canadá se logre materializar una obra con estas características, por el lado de la realidad Chilena solamente se tiene un estructura en madera que posee aislamiento basal, que si bien no se trata de CLT es un punto de partida para atreverse a explorar los sistemas de protección sísmica en estructuras no tradicionales.



Figura 12: Pabellón Araucanía (De La Llera 2017)

En la figura 12 se puede apreciar la única estructura de madera que cuenta con sistema de aislamiento basal en Chile, se trata del Pabellón Araucanía el cual cuenta con 6 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento ubicados bajo los 6 soportes de acero que mantienen el edificio de madera laminada.

2.3 Aislación sísmica

2.3.1 ¿Que es el aislamiento basal?

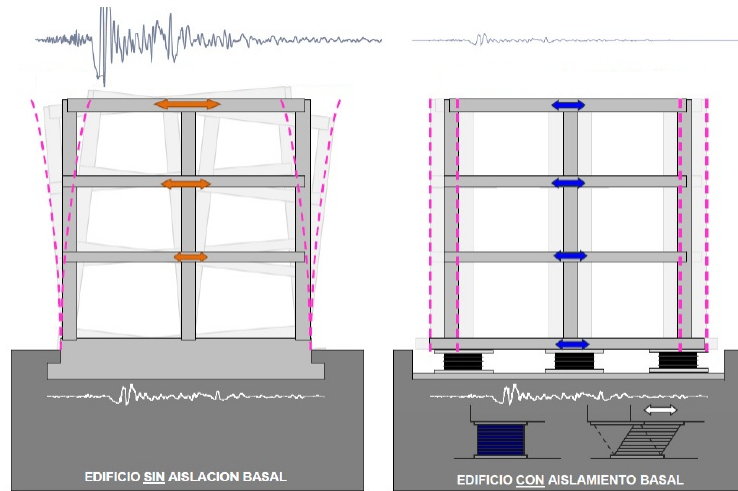


Figura 13: Representación simplificada de aislamiento basal (Redon 2013)

Básicamente, el aislamiento sísmico es una técnica que consiste en desacoplar una estructura del suelo, colocando un mecanismo entre la base del edificio y la fundación. Este dispositivo es muy flexible en la dirección horizontal; pero, bastante rígido en la dirección vertical; al ser la estructura muy flexible en la dirección horizontal aumenta su periodo natural (ver figura 14) y esto genera en la mayoría de los casos una disminución en las solicitaciones sísmicas, los edificios provistos con este sistema experimentan grandes desplazamientos en el nivel de aislación frente a solicitaciones sísmicas, sin embargo los desplazamientos relativos en la superestructura son bastante pequeños, de esta manera se reduce el daño tanto estructural como no estructural.

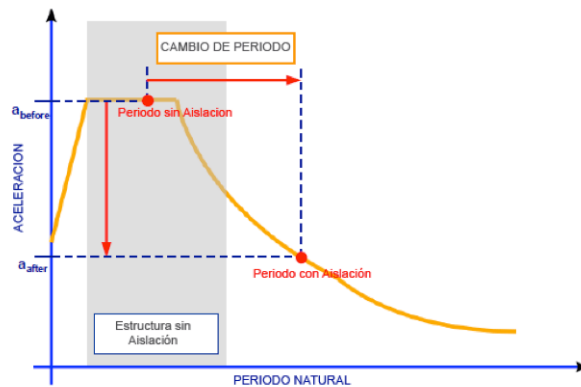


Figura 14: Efecto de la aislación en el periodo de una estructura (Estructurando.net)

Es importante destacar, aunque no será objeto de estudio en la presente investigación, el hecho de que existe un especial énfasis en el diseño de las conexiones tanto de alcantarillado como de agua potable y conductos de gas/eléctricos, debido a que los estos suministros deben funcionar con normalidad con posterioridad a un sismo, por lo que en el interfaz de aislación deben poseer la suficiente libertad de movimiento para deslizarse en conjunto con el edificio.

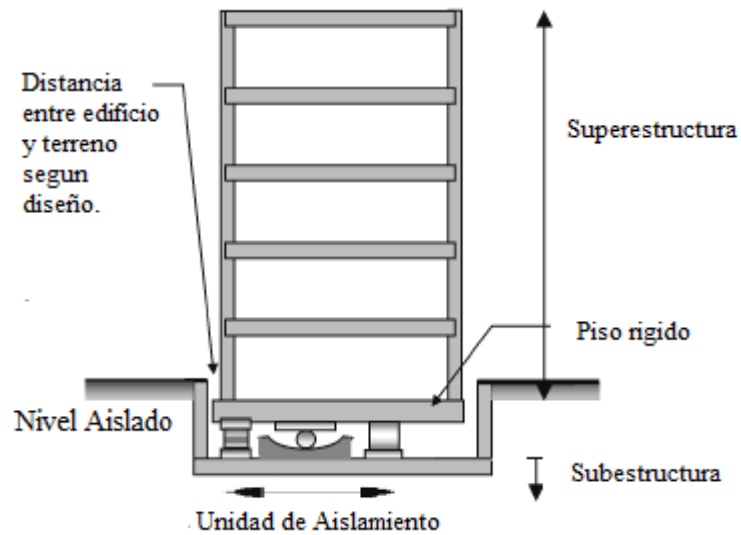


Figura 15: Técnica de aislamiento sísmico en la base (Oviedo y Duque 2006)

2.3.2 Tipos de aisladores basales elastoméricos

Este tipo de dispositivo está compuesto por una serie de capas alternadas de goma y delgadas laminas acero unidas entre sí mediante un proceso de vulcanización, las capas de goma permiten una gran deformación en el plano horizontal, mientras las de acero impiden deformaciones verticales debido a su gran rigidez en planta, además de inhibir la expansión de la goma producto de la presión axial.

Además, se le agregan placas de acero de mayor espesor en los extremos las cuales permiten a través de pernos de anclaje su colocación en obra.

Dentro de los aisladores basales elastoméricos podemos distinguir 3 tipos:

- i. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento(LDR)
- ii. Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LBR)
- iii. Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento(HDR)

El aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR) tiene la misma disposición mencionada anteriormente de ir intercalando láminas de goma con delgadas capas de acero, pero en este caso se utiliza una goma que además de entregar la flexibilidad y rigidez requerida, se diferencia de los elastómeros comunes por que posee como propiedad extra un alto amortiguamiento, logrado a través de agregar sustancias químicas al compuesto.

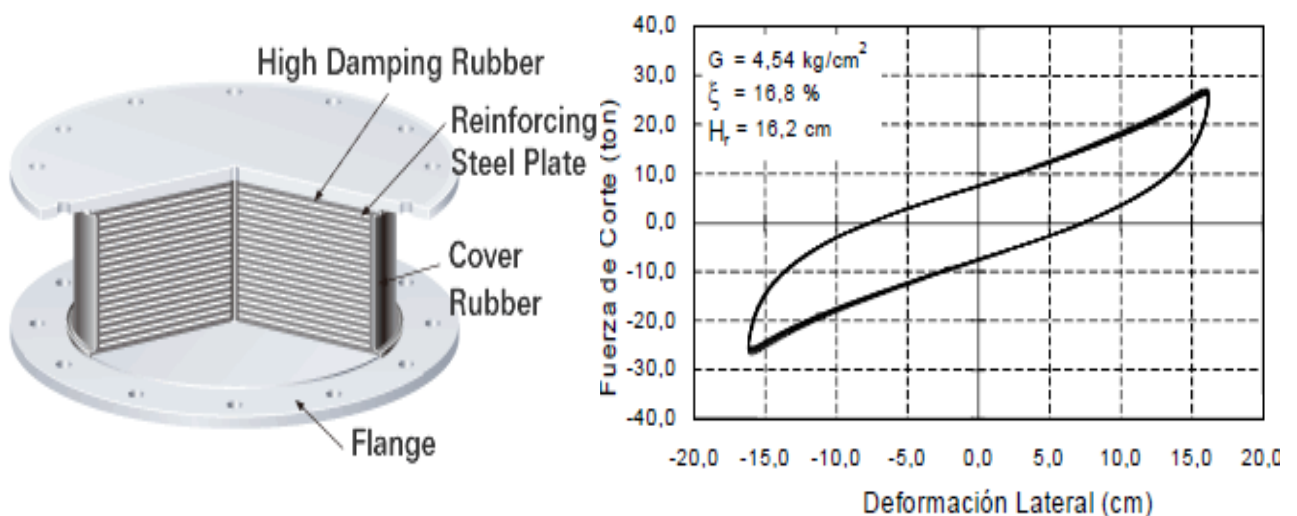


Figura 17: Esquema Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (www.bridgeston.com)

Figura 16: Curva de histéresis característica de HDR (NCh 2745:2013)

2.3.3 ¿La aislación es siempre la solución?

Se hace necesario destacar que no siempre la aislación basal logrará modificar la respuesta de una estructura de manera productiva, al igual que en las estructuras convencionales existen efectos de sitio que podrían ser perjudiciales, ejemplo de esto son los suelos blandos, los cuales tienen a producir espectros de respuesta con amplificaciones importantes en bandas angostas de frecuencia, es esencial poder caracterizar estas bandas para poder evitar que las frecuencias de diseño de la estructura aislada coincida con las predominantes del suelo, por citar un caso, los suelos arcillosos de ciudad de México están caracterizados por un espectro que amplifica aceleraciones en torno a los 2.5 segundos, por tanto sería contraproducente aislar un edificio con periodo objetivo en torno al nombrado anteriormente.

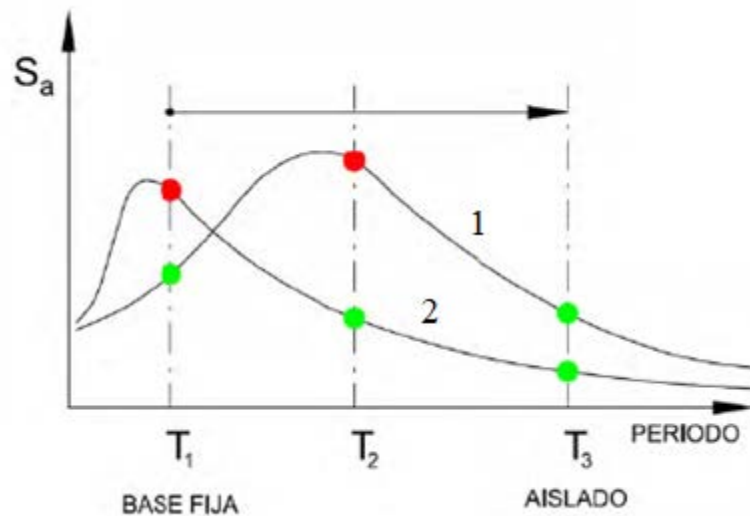


Figura 18: Efecto de la aislación en el periodo fundamental (Elaboración propia)

Ejemplo de lo dicho anteriormente es que si miramos la figura XXX podemos apreciar como para el espectro número 1 se magnifican las aceleraciones para el periodo T_2 mientras que para el espectro número 2 se está a un nivel medio de demanda; en ambos casos lo ideal sería llevar, mediante el sistema de aislación, la estructura a una zona cercana al periodo T_3 .

3. DISEÑO DE SISTEMA DE AISLACIÓN BASAL

3.1 Filosofía de diseño

Actualmente la mayoría de las estructuras diseñadas y construidas en países con alta sismicidad se basan en la filosofía que dicta que los edificios no sufran daños estructurales para sismos frecuentes u ocasionales (1 o 2 aproximadamente en la vida útil de una estructura) aunque por otro lado nos dice que las estructuras si pueden sufrir daño e incluso pueden ser demolidos para sismos severos, siempre y cuando estos edificios mantengan el resguardo de la vida, o sea que permitan la evacuación de los ocupantes antes de su colapso, esto se justifica debido a los elevados costos que significarían mantener una estructuras del todo operacional frente a cualquier evento sísmico.

El sistema de aislación debe cumplir con tres requisitos fundamentales:

1. Tener una gran flexibilidad horizontal de modo de alargar el periodo fundamental de vibración de la estructura a una zona de menor aceleración espectral.
2. Inducir un nivel de disipación de energía de modo de reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación.
3. Proveer una rigidez suficiente para cargas de servicio de la estructura de modo de evitar vibraciones molestas

3.3.1 Requisitos de diseño para estructuras aisladas

Es condición esencial de una estructura aislada el que su desempeño objetivo no solo involucre la protección de la vida durante un sismo severo, sino también la reducción del daño de la estructura y sus contenidos. De esta forma, los requisitos de diseño que se presentan en la norma NCh 2745 son una combinación de ambos, protección de la vida y reducción del daño.

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

Para el diseño de estructuras aisladas se requiere que el sistema de aislación sea capaz de sostener las deformaciones y cargas correspondientes al SMP sin falla.

Estas recomendaciones buscan además que la superestructura permanezca esencialmente elástica durante el sismo de diseño a diferencia de los requisitos para estructuras con base fija que buscan alcanzar solo un nivel de protección razonable para fallas estructurales mayores.

Para una estructura convencional su supervivencia para el SMP no se verifica explícitamente y se maneja implícitamente a través de mayor ductilidad y mayor detalle de elementos. De acuerdo a los objetivos indicados en la norma NCh2745 el diseño de una estructura está orientado a cumplir con los siguientes objetivos de desempeño:

- i. Resistir sismos pequeños y moderados sin daño en elementos estructurales, componentes no estructurales y contenido del edificio.
- ii. Resistir sismos severos sin que exista falla del sistema de aislación, daño significativo a los elementos estructurales ni daño masivo a los elementos no estructurales.

3.2 Diseño

El proceso de diseño de aisladores elastoméricos busca cumplir de forma explícita los requisitos descritos anteriormente además de verificar los siguientes parámetros y estados límite:

Rigidez Lateral:

Asegurar una rigidez lateral mínima que está dada netamente por las capas de gomas, el aporte de las láminas de acero es despreciable, esta rigidez lateral debe ser tal que el sistema no se active para cargas de servicio.

Rigidez Axial:

La rigidez axial de los aisladores debe ser a lo menos 400 veces la rigidez lateral (Nch 2745) lo que nos ayuda a evitar vibraciones molestas para los ocupantes de la estructura aislada.

Estabilidad de placas intermedias de acero:

Las placas de acero intermedias cumplen la labor de confinar verticalmente a las láminas de goma y otorgar una rigidez vertical adecuada es por esto que se debe verificar explícitamente que la tensión admisible de estas sea a lo menos dos veces la máxima tensión de demanda.

Límite de deformación:

La deformación lateral está dada por el aporte de la deformación directa por corte, deformación inducidas por carga axial y deformación angular producto de la flexión; la sumatoria de estas deformaciones no debe superar un factor de seguridad de 2.5

Límite de volcamiento:

El fenómeno del volcamiento en apoyos elastoméricos se observa solamente en casos en que el aislador se encuentra conectado a la estructura y la fundación únicamente a través de llaves de corte; en ese caso existe un valor de desplazamiento lateral del aislador tal que si se excede se produce volcamiento. Este valor teórico de desplazamiento crítico puede ser encontrado a través del momento producido por los cortes actuando sobre el aislador el cual debe ser resistido por un desplazamiento de la resultante de fuerza axial entre caras superior e inferior del aislador.

Límite de pandeo:

En el caso del límite de pandeo se debe verificar que la carga crítica de pandeo nunca sea superada con un factor de seguridad igual a 2.

Para el diseño del sistema de aislación se respetaron los parámetros indicados en la normativa Nch2745: Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica (2013) y se siguieron las recomendaciones descritas en Guide Specifications for seismic isolation desing (2010) y Desing of seismic isolated structures from theory to practice.

El procedimiento seguido se muestra en la figura 19y para mayores detalles del diseño revisar el anexo A.



Figura 19: Proceso de diseño de HDR (Elaboración propia)

4. CASO DE ESTUDIO

4.1 Descripción del edificio de estudio

La estructura seleccionada para realizar el análisis corresponde al edificio ancla de la investigación italiano-japonés llamada “Sofie-Project”, en dicho estudio se analizó el comportamiento estructural y de resistencia al fuego de dos edificios a escala real siendo el primero de estos una estructura de 3 pisos y el segundo de 7 niveles, ambos fueron sometidos a una batería de sismos en una mesa vibratoria desde donde se obtuvieron los datos que se mostraran más adelante. Se tomarán como guía las investigaciones de Ceccotti et al. (2013), Dujic et al. (2010) y Rinaldin and Fragiacommo (2015), todas ellas ligadas a este gran proyecto.

4.1.1 Arquitectura general

Como se dijo anteriormente la estructura de estudio será un edificio de 7 pisos con una altura total de 23.5 m y un área en plata de 7.5 x 13.5 m, con características bastante regulares tanto en elevación como en planta, a pesar de que en la dirección “X” es bastante esbelto, esto no significó mayores inconvenientes como se revisará en los próximos capítulos.



Figura 20: Estructura 7 pisos Sofie Project (Ceccotti et al. 2013)

Como se puede apreciar en la figura 20 y los indicadores de la tabla numero 1 se trata de un edificio bastante esbelto en la direccion X.

RELACIÓN DE ASPECTO	
Dirección X	3.13
Dirección Y	1.75

Tabla 1: Relación de aspecto estructura caso de estudio (Elaboración propia)

Ahora bien en planta se trata de de una estructura bastante simetrica con pequeñas discontinuidades logicas de diafragma producto de las aberturas para las cajas de escalera, por otro lado en elevacion es una estructura muy regular con continuidad de muros en todas sus elevaciones, lo que ayuda a tener una mejor performance desde el punto de vista de la respuesta sismica, esto lo podemos apreciar en la figura 21.

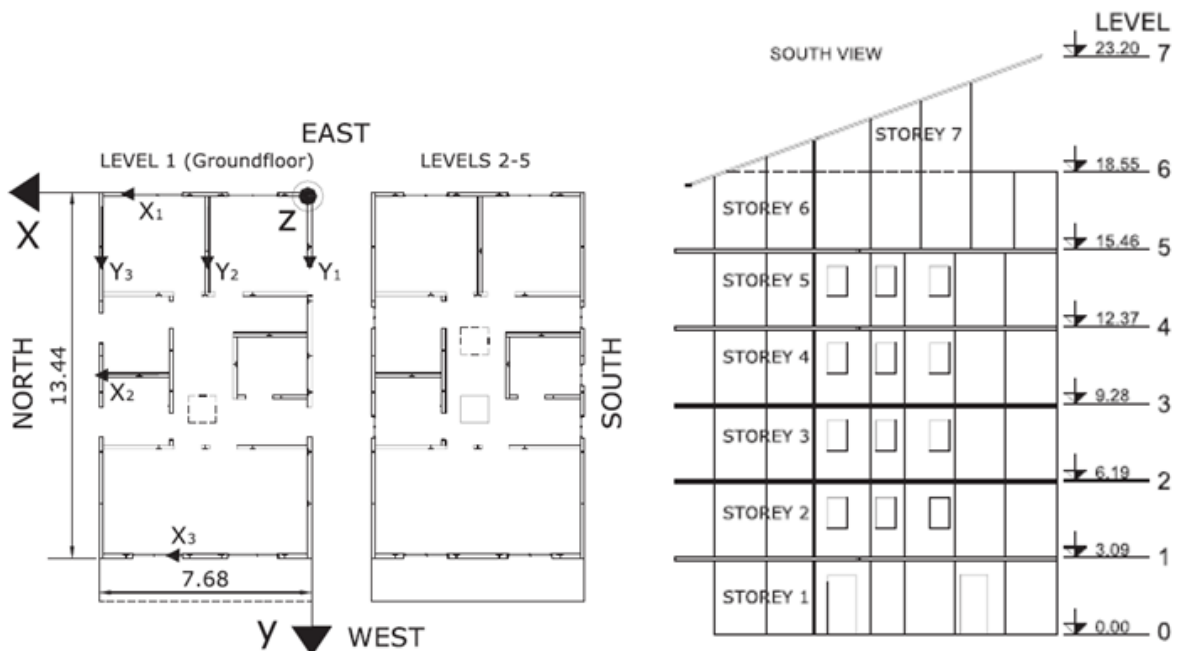


Figura 21: Dimensiones estructura Sofie Project (Ceccotti et al. 2013)

DENSIDAD DE MUROS	Dirección X	Dirección Y
Piso 1,2	0.03	0.044
Piso 3,4	0.027	0.038
Piso 5,6,7	0.018	0.026

Tabla 2: Densidad de muros caso de estudio (Elaboración propia)

En la tabla número 2 se muestra la densidad de muros obtenidas como el cociente entre el área de muros por planta en una dirección y área total de la planta, se puede ver que las densidades son superiores al 2% en la mayoría de los casos llegando inclusive al 4.4%.

4.1.2 Parametros de diseño

La estructura fue diseñada mediante las recomendaciones del EUROCODIGO 8 (Dujic et al. 2010) con los parámetros mostrados en la tabla 3, destacar de ella el “factor q” que es equivalente al “factor R” de la normativa de diseño chilena Nch433 al cual se le asigna un valor de 2 lo que da cuenta de la baja capacidad de disipación de energía que tienen las estructuras de CLT.

PARAMETROS DE DISEÑO (EURO 8)		Dir. X	Dir. Y
Periodo T0		0.53 s	
Tipo de suelo		A	
Factor de suelo (S)		1	
Factor de mod de respesta (q)		2	
Periodo	Tb	0.15 s	
	Tc	0.4 s	
	Td	2 s	
Aceleración de diseño		0.82g	0.6g

Tabla 3: Parámetros de diseño base fija (Adaptación Dujic et al. 2010)

4.1.3 Paneles de CLT

En la estructura se utilizaron 250 metros cúbicos de madera para la fabricación de paneles con 3 espesores distintos 142mm ,125 mm y 85 mm en el caso de los muros, por otro lado, todas las losas contaron con un espesor de 142mm. En la tabla XXX se detalla el espesor de muros por nivel.

Nivel	Espesor muros
<i>1</i>	<i>142 mm</i>
<i>2</i>	<i>142 mm</i>
<i>3</i>	125 mm
<i>4</i>	125 mm
<i>5</i>	85 mm
<i>6</i>	85 mm
<i>7</i>	85 mm

Tabla 4: Espesor de muros caso de estudio (Elaboración propia)

4.1.4 Uniones y Conexiones

- Conectores metálicos tipo Hold-Downs:
 1. Ivalsa Hold-downs sujeto con 30 tirafondos de 6x80 mm a las paredes y con un perno de 24 mm de diámetro con una tensión de fluencia de 640 Mpa a la base.
Estos conectores fueron utilizados en el primer nivel en esquinas y a lo largo de algunos muros.
 2. Simpson HTT22 Hold-downs sujetos con 12 clavos anulares de 8x60mm a los muros y con un perno de 24mm de diametro con una tensión de fluencia de 640 Mpa a la losa.
Estas conexiones fueron utilizadas en los pisos superiores.

- Conectores metálicos tipo Angle-Brackets:
 1. Simpson BMF07116 sujeto con 11 clavos anulares a los muros y con un perno de 12mm de diámetro y una tensión de fluencia igual a 640 Mpa a la base.
Estos conectores fueron utilizados en el primer nivel en esquinas y a lo largo de algunos muros.
 2. Simpson BMF07105 clavados con 8 clavos anulares de 4x60 mm por ala.
Estas conexiones fueron utilizadas en los pisos superiores.

- Uniones atornilladas:
 1. Las uniones muro-muro en vertical fueron resueltas a través de una junta con una lámina de terciado estructural con tornillos autoperforantes de 8x100mm en parejas espaciadas a 15cm las unas de las otras.
 2. Las uniones entre el muro superior y la losa inferior de cada nivel fueron reforzadas con tornillos autoperforantes largos de 2x260mm espaciados a 15cm.
 3. Las uniones en las esquinas muro-muro se realizaron a través de tornillos autoperforantes de 8x180mm separados a 15 cm.
 4. Las uniones entre losas fueron idealizadas como rígidas por lo que no se incluyeron en el modelo, esta consideración se realizó debido a que esta unión no representa un

desplazamiento relativo tan importante como en las demás uniones atornilladas.

En la figura 22 se puede apreciar la distribución de los Angle brackets dentro de la estructura de estudio. Es posible distinguir como se produce una disminución en términos generales de conectores en los pisos superiores esto se puede explicar debido a que las demandas de corte decrecen en altura, y el máximo se encuentra a nivel basal. (Ceccotti et al. 2013)

Storey		Steel angles (BMF07116 at level 1, BMF7105 the rest)	
		In X-direction	In Y-direction
	Roof	48	22
7	Floor	13	—
6	Ceiling	15	12
	Floor	48	38
5	Ceiling	25	26
	Floor	75	57
4	Ceiling	32	52
	Floor	74	98
3	Ceiling	31	53
	Floor	97	106
2	Ceiling	48	53
	Floor	93	114
1	Ceiling	64	58
	Floor	138	128

Figura 22: Distribución Angle brackets (Ceccotti et al. 2013)

Por otro lado, en la figura 23 se muestran la distribución de conectores del tipo hold down por nivel.

Storey	IVALSA hold-downs		HTT22 hold-downs	
	In X	In Y	In X	In Y
6-7	—	—	10	—
5-6	4	4	20	23
4-5	23	20	—	—
3-4	23	20	—	—
2-3	23	20	—	—
1-2	34	28	—	3
Steel base	44	39	—	—

Figura 23: Distribución Hold down (Ceccotti et al. 2013)

4.2 Resultados Ceccotti et al. 2013

Como se dijo anteriormente la estructura fue sometida a una batería de sismos y en la figura 24 se muestra una tabla resumen de los resultados más relevantes publicados en Ceccotti et al. (2013); en la cual se pueden apreciar como los diferentes sismos afectaron a la estructura; la tabla se puede resumir en que, a pesar de los 10 escenarios sísmicos a los que fue sometido el edificio, no se presentaron daños que comprometieran la estabilidad global de la estructura. En general los problemas fueron más bien locales y se presentaron en forma de desajuste de pernos, extracción de clavos, tornillos doblados y algunos Hold downs requirieron ser reemplazados.

9	JMA Kobe E-W	—	—
10	Step	1.95	2.93
Damage	Loose bolts in hold-downs, pulling-out of ringed nails in steel angles on internal E-W wall level 1 south side of staircase.		
Repair	Hold-down bolts tightened, ringed nails driven back.		
12	JMA Kobe interrupted	—	—
13	Step	1.76	2.93
Damage	All four hold-downs in N-E corner of level 1 failed (screws bent and sheared) but no damage in vertical joint at the same place. Loose bolts in hold-downs, pulling-out of nails – see previous damage.		
Repair	Hold-downs added: level 1, three in N-E corner and two in other corners; level 2, two in all outer corners.		
18	JMA Kobe	—	—
19	Step	1.76	2.73
Damage	Hold-downs in levels 1 and 2 damaged but not failed (screws pulled out and bent) and pulling out of nails.		
Repair	Hold-down bolts tightened (pulled-out and bent screws were not replaced) and nails driven back.		



Figura 24: Daños durante ensayo a escala real (Ceccotti et al. 2013)

5. MODELACIÓN Y ANÁLISIS NUMÉRICO

5.1 Software Sap2000

SAP 2000 es un software que permite realizar análisis de elementos finitos y que además de poseer interfaz gráfica 3D integrada, permite la modelación y análisis de una amplia gama de tipos de elementos tanto lineales como área y volumétricos. Debido a todas estas ventajas este programa se utilizará con la finalidad de modelar con el mayor detalle posible, dentro de las limitaciones computacionales y de tiempo, además de realizar distintos análisis tanto estáticos como dinámicos.

El análisis de elementos finitos es un método de cálculo numérico muy utilizado en problemas en el ámbito ingenieril, entregando soluciones aproximadas a través de softwares que utilizan distintos algoritmos, la precisión de los resultados depende de la sofisticación del modelo y de los elementos utilizados, pudiendo estos tener distintas formas y tamaños, como se puede apreciar en la imagen adjunta. Estos pequeños elementos a su vez poseen vértices o nodos que pueden tener distintos grados de libertad, tanto rotacionales como traslacionales con respecto a sus ejes principales, el modelador deberá ser el encargado de definir estas variables, siendo la cantidad de elementos y sus grados de libertad determinantes en el tiempo de cálculo y precisión de nuestros modelos.

5.2 Modelado en software Sap2000

5.2.1 Modelación de paneles de CLT

Los paneles de CLT fueron modelados como elementos tipo “Shell” con propiedades ortótropicas según las descritas en la investigación de DUJIC et al. 2010, además las losas fueron definidas como diafragma rígido.

	Muros			Losa
	142 mm	125 mm	85 mm	142 mm
E0	9680 Mpa	9300 Mpa	7700 Mpa	10100 Mpa
E90	3330 Mpa	3700 Mpa	5300 Mpa	2900 Mpa

Tabla 5: Módulos de elasticidad CLT (Adaptación Dujic et al. 2010)

Además, se consideró durante la modelación la separación que existe tanto entre los muros perpendiculares, muro y muro en las uniones verticales y la separación que existe entre la conexión muro-losa-muro, intentando replicar de la manera más real posible el sistema constructivo. Estos espaciamientos son ejemplificados en la figura 26.

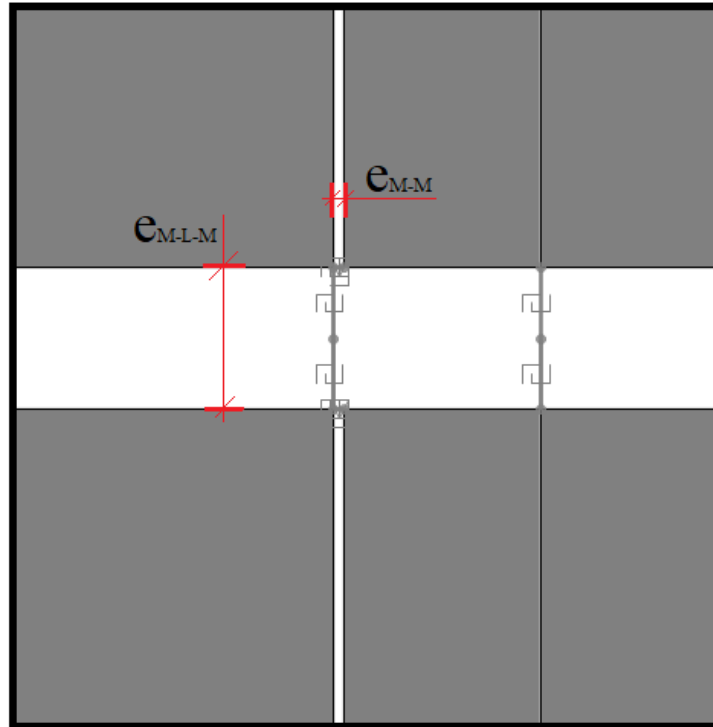


Figura 25: Separación entre paneles en modelo (Elaboración propia)

5.2.2 Modelación de conexiones

Con la finalidad de presentar una efectiva representación de las posibles deformaciones sísmicas de la estructura, es necesario lograr caracterizar correctamente los conectores metálicos involucrados en la edificación. Estos conectores son parámetros claves al momento de realizar el cálculo del desplazamiento horizontal que presentará la estructura, debido a que los conectores son los elementos que tienen mayor influencia en el comportamiento de este tipo de estructuras (Hidalgo, 2017).

En general dentro del modelo se trató de representar la mayor cantidad de efectos no lineales y en la figura 27 se ejemplifica una unión típica de paneles de CLT en vertical en donde a través de elementos tipo “Joint Link” del software Sap2000 se representan las distintas uniones ya sean, muro-muro vertical, muro-muro perpendicular, así como las conexiones mediante herrajes metálicos cabe destacar que todas las conexiones presentes en la estructura fueron representadas en el modelo a excepción de la unión entre paneles de losa, debido a que según las investigaciones esta unión permanece esencialmente elástica inclusive para altas solicitaciones, por lo que las losas fueron modeladas de forma monolítica.

Otro punto relevante a descartar es que existe la necesidad de presentar los efectos no- lineales cinemáticos como lo es contacto entre paneles, el cual se representó mediante links del tipo “Gap”.

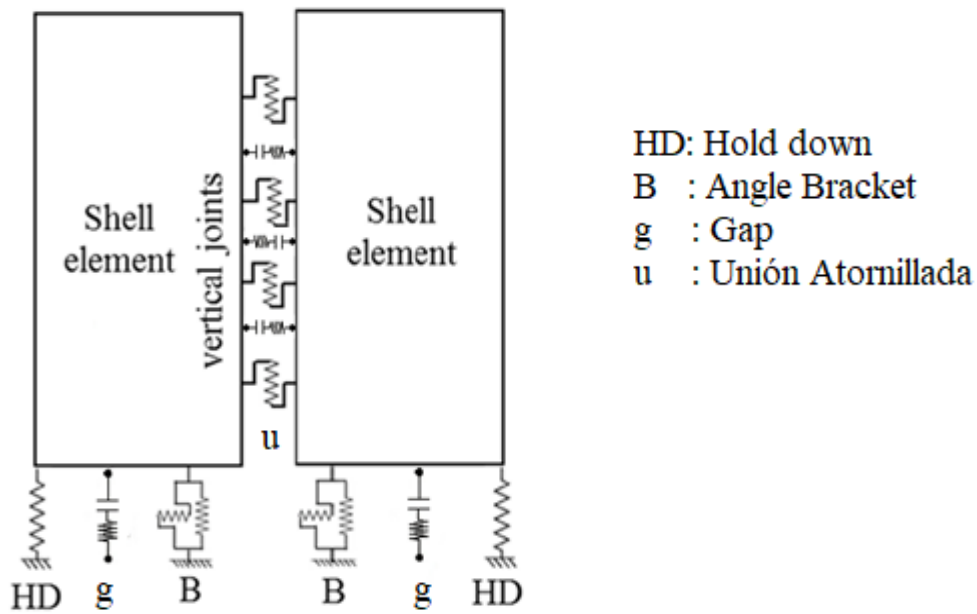


Figura 26: Representación de modelación en software Sap2000 (Elaboración propia)

En la figura 28 se muestran algunas de las curvas de histéresis que fueron necesarias recopilar y representar a través de arreglos trilineales para ser ingresadas al software de elementos finitos.

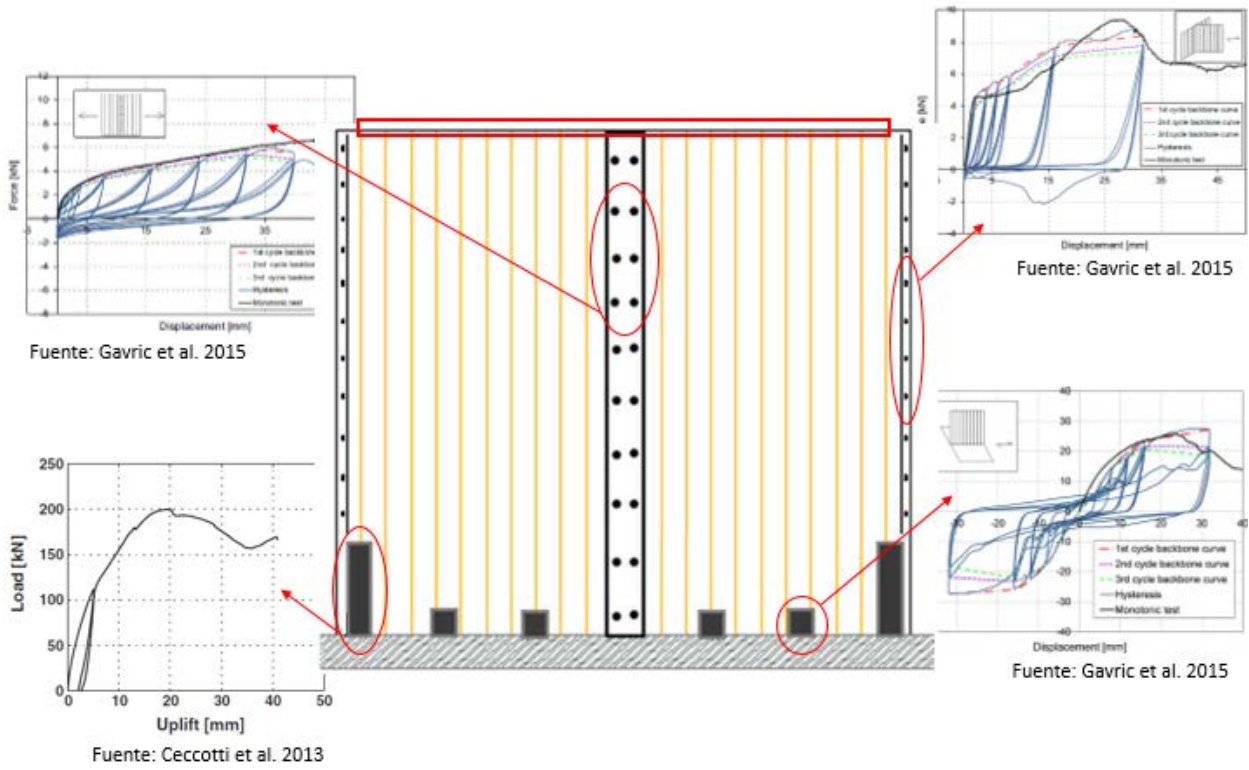


Figura 27: Ejemplo curvas de histéresis conexiones (Elaboración propia)

5.2.3 Modelación de aisladores

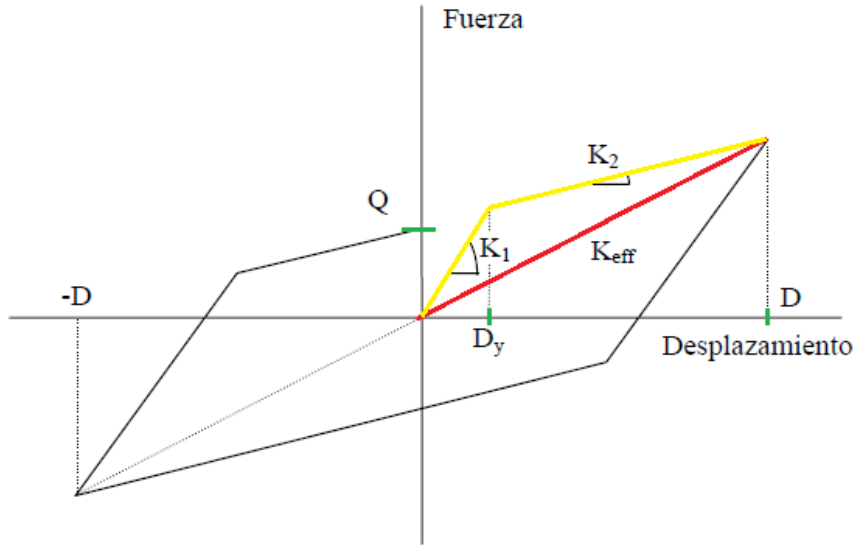


Figura 28: Modelación de aisladores (Elaboración propia)

Los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento fueron ajustados a través de un arreglo bi-lineal e ingresados al software Sap2000 mediante la herramienta “Link Rubber Isolator”, cabe destacar que las propiedades necesarias para modelar los dispositivos son las descritas en la tabla 8.

Propiedades finales	
K_{eff}	Rigidez efectiva
K_v	Rigidez vertical
K_1	Rigidez elástica
K_2	Rigidez post-fluencia
F_y	Fuerza de fluencia
Q	Fuerza característica
D_y	Deformación de fluencia

Tabla 6: Propiedades características de HDR (Elaboración propia)

5.3 Representación final del edificio

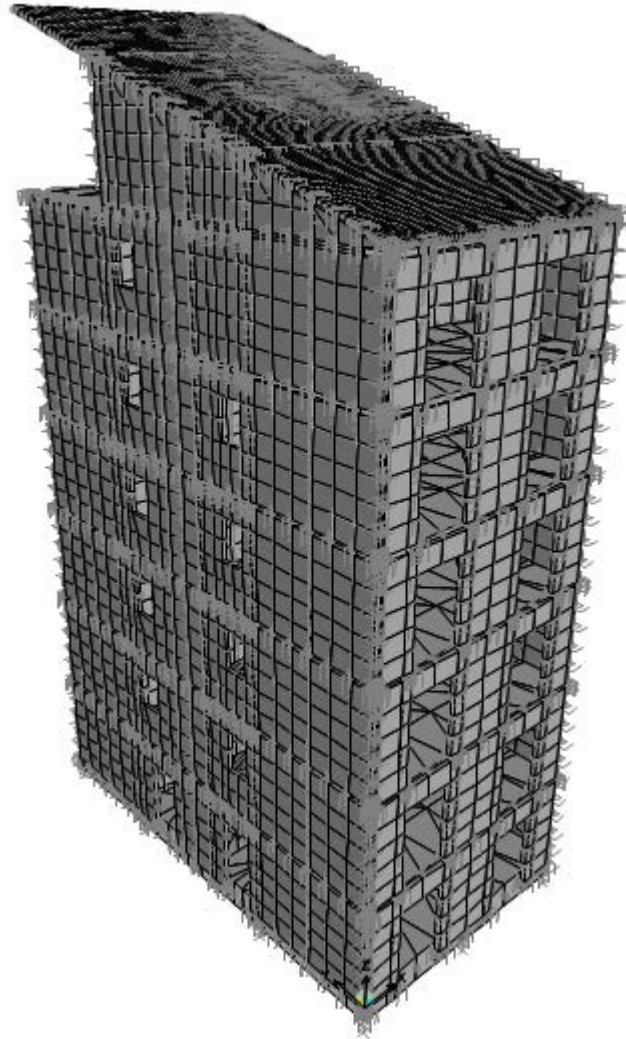


Figura 29: Modelo de elementos finitos (Elaboración propia)

Luego de la modelación detallada ejecutada mediante el software de elementos finitos Sap2000 se obtuvo un modelo tridimensional como el que se adjunta en la imagen, el cual se validó mediante el procedimiento descrito en capítulo siguiente.

5.4 Demanda Sísmica

Durante las pruebas realizadas a escala real, en la investigación de Ceccotti et al. (2010), se ejecutó una batería de sismos en sus distintas componentes, siendo el sismo de JMA KOBE 1995 para el cual se registraron los resultados más relevantes y siendo estos los que se publicaron de manera oficial por los responsables del ensayo.

El sismo tuvo como epicentro el sur de Japón, en específico en la prefectura de Hyōgo cuya capital es Kobe, con una magnitud de momento(M_w) igual a 6.9 y grado XI en la escala de Mercalli es el segundo más destructivo de la historia del país asiático, de ahí su importancia dentro de la investigación.

En la figura 32 se muestran los espectros de las componentes horizontales del sismo, vemos que para ambos se producen las mayores demandas para periodos en torno a los 0.4 segundos, rango de periodos en los que se encuentra la estructura de análisis.

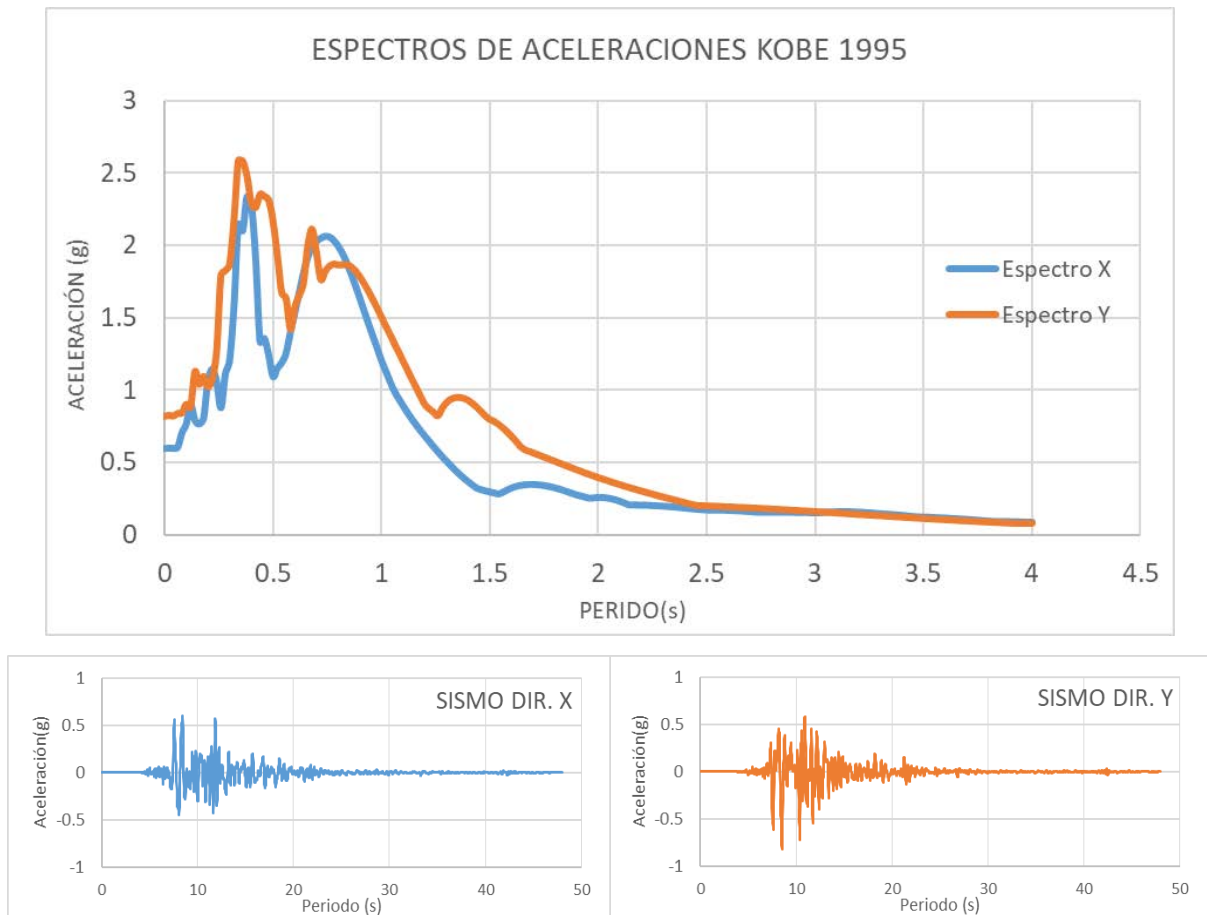


Figura 30: Espectros de Kobe 1995 (Elaboración propia)

Además, para el proceso del diseño y verificación del sistema de aislación basal se debe analizar de manera explícita el comportamiento del sistema frente a demandas sísmicas compatibles con el espectro presentado en la figura 31 en donde se muestra en color azul el espectro para el sismo de diseño y en color naranja el espectro para el sismo máximo esperado todo esto para suelo tipo III según la normativa NCh2745 (suelo tipo c y d según NCh433).

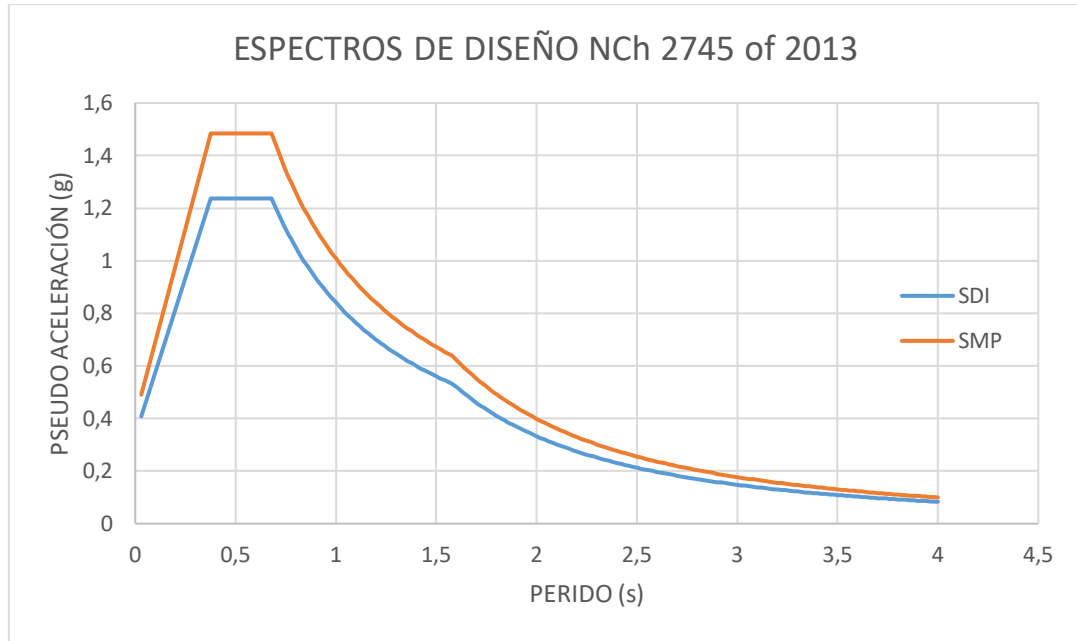


Figura 31: Espectros SDI Y SMP NCh2745 para suelo tipo III (Elaboración propia)

Sabido es que los sismos chilenos se caracterizan por su alto contenido de frecuencia y su larga duración, muestra de esto se puede apreciar en la figura 32 en donde en color verde se aprecia la demanda de “Kobe1995” y en color naranja un registro del sismo del “Maule2010” compatible con el espectro del sismo máximo probable de la normativa NCh2745.

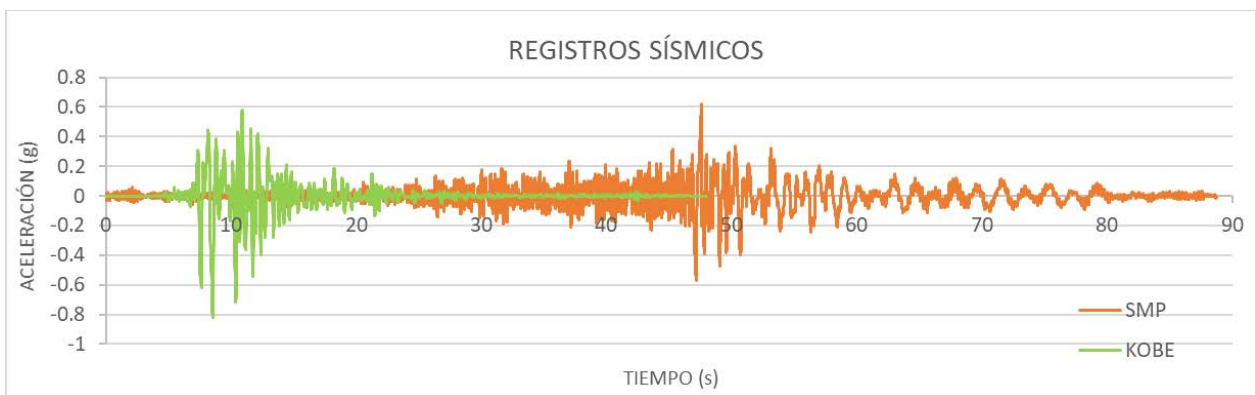


Figura 32: Comparación demandas Kobe1995 y Maule2010 compatible SMP NCh2745

6. ANALISIS Y RESULTADOS

6.1 Validación del modelo generado

Para validar los modelos se compararán los siguientes parámetros:

- Periodos
- Desplazamientos KOBE 3D
- Cortes por piso KOBE 3D
- Aceleraciones en piso 7 KOBE 3D

Los resultados que se utilizarán como parámetros de comparación son los obtenidos en las investigaciones que han tenido como foco a la estructura de siete pisos de Sofie Project, siendo estas Ceccotti et al. (2013), Dujic et al. (2010) y Rinaldin and Fragiacomò (2015).

6.1.1 Periodos Naturales

En la tabla 7 se pueden ver los periodos naturales obtenidos en las diferentes investigaciones que tienen como foco el edificio de estudio. En el caso de la investigación liderada por Ceccotti (2013) se tienen los periodos de la estructura real y se puede apreciar que son valores bastante bajos lo que da cuenta de la rigidez de la estructura, el periodo llamado “Ceccotti KOBE 3D” corresponde al valor previo a realizar el ensayo del sismo de Kobe en sus 3 componentes y se ve que existe una diferencia del 11% en dirección X y de un 34% en Y. Ahora bien, si se contrasta con los valores obtenidos en el modelo generado por Rinaldin and Fragiacomò (2016), se tiene solamente un 4% de error en X y en dirección Y no existen discrepancias.

Periodo	T _x (s)	T _y (s)
Ceccotti (2013)	0.43	0.31
Ceccotti (2013) KOBE 3D	0.51	0.32
Rinaldin and Fragiacomò (2016) s/fricción	0.53	0.43
Presente investigación	0.57	0.43

Tabla 7: Periodos base fija en distintas investigaciones (Elaboración propia)

6.1.2 Desplazamientos

Se puede ver en la figura 33 como los desplazamientos del modelo de la presente investigación mantienen una tendencia similar a los resultados experimentales obtenidos por Ceccotti et al. (2013), si bien existen diferencias máximas del orden de los 5 centímetros en ambas direcciones que se traducen en un error de un 13% en dirección X y 38% en dirección Y, se puede apreciar que el comportamiento general está dentro de los rangos esperados; cabe destacar también que a pesar de que la estructura no presentó problemas de estabilidad global, desde el punto de vista de serviciabilidad si presenta altos desplazamientos relativos.

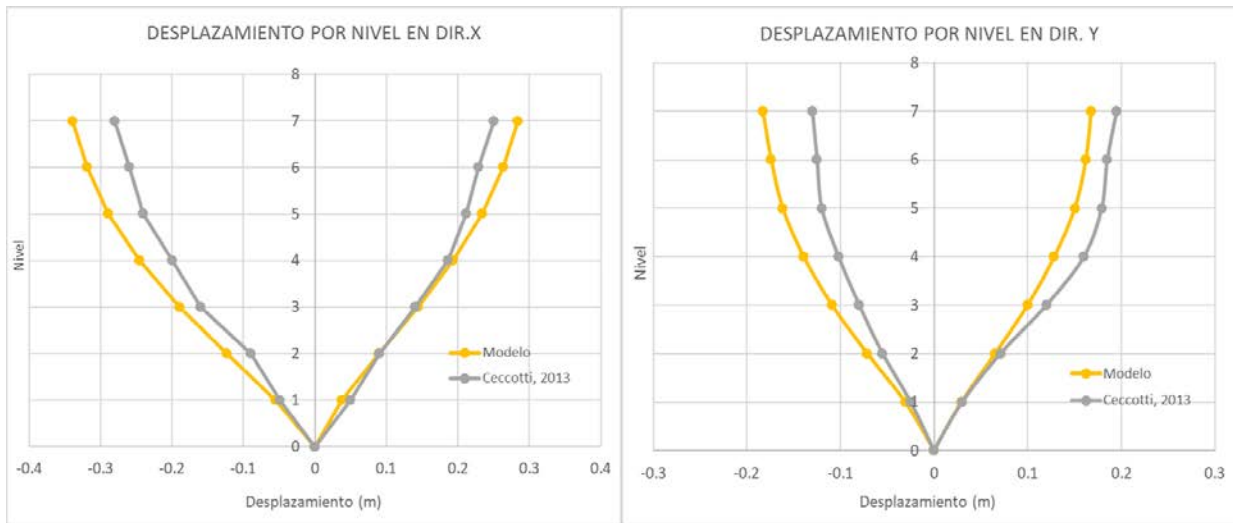


Figura 33: Desplazamientos por nivel, Modelo vs Ensayo (Elaboración propia)

6.1.3 Cortes por piso

La fuerza de corte por piso fue obtenida mediante la sumatoria del aporte de cada uno de los conectores que son capaces de tomar estas solicitaciones. Es importante destacar que la demanda sísmica, que finalmente se traduce principalmente en demanda de fuerza cortante a los edificios, esta directamente ligada al periodo fundamental de la estructura y este a su vez tiene una relación inversa con la rigidez (mientras más rígida una estructura menor será su periodo fundamental). Dicho esto las discrepancias en los cortes basales se explican por las diferencias de periodos fundamentales existentes entre modelo y ensayo.

A pesar de las diferencias existentes estas están dentro de los parámetros de error esperados por lo que el modelo tiene las condiciones para poder simular el comportamiento de la estructura de estudio.

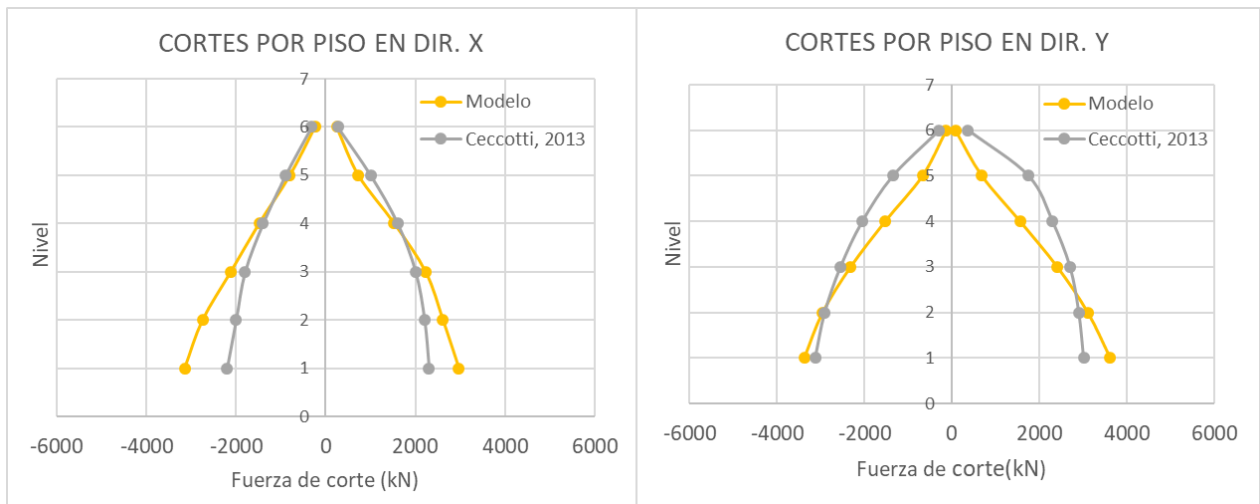


Figura 34: Cortes por nivel, Modelo vs Ensayo (Elaboración propia)

6.2 Diseño final y disposición de aisladores

Luego de realizar los procedimientos de diseño y verificación descritos en 3.2 se tiene como resultados la inclusión de 12 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento con las dimensiones mostradas en la figura 35, sobre una losa de 13.6* 7.6* 0.7 metros, dispuestos de manera simétrica en planta como se muestra en la figura 36 y con las propiedades descritas en la tabla 10.

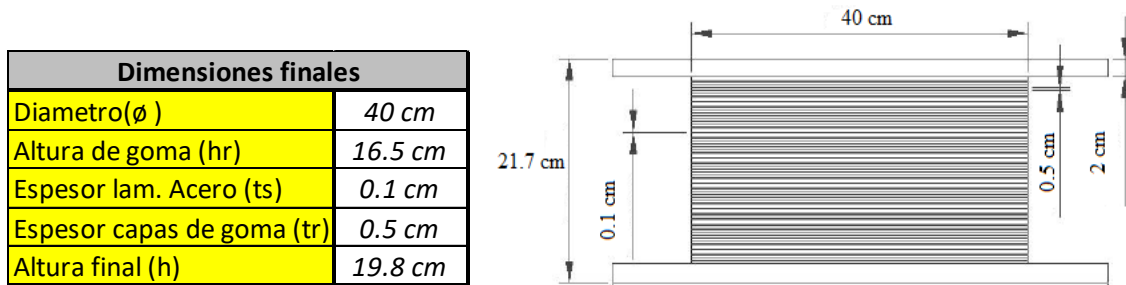


Figura 35: Dimensiones finales aisladores (Elaboración propia)

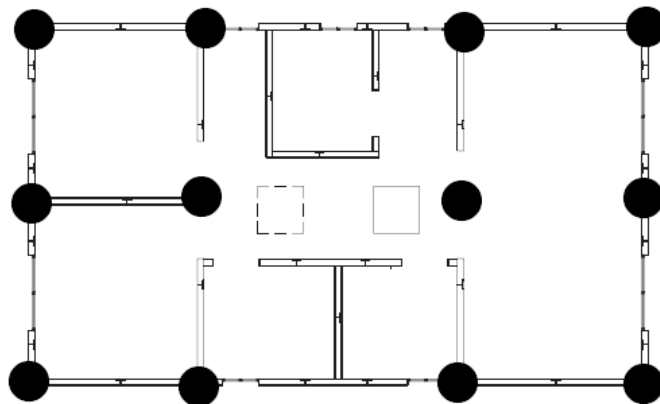


Figura 36: Distribución de aisladores en planta (Elaboración propia)

Propiedades finales	
K _{eff}	388.31 kgf/cm
K _v	582460 kgf/cm
K ₁	1758 kgf/cm
K ₂	291 kgf/cm
F _y	2900 kgf
Q	2421.73 kgf
D _y	1.65 cm

Tabla 8: Propiedades de diseño HDR para el caso de estudio (Elaboración propia)

6.3 Comparación de respuestas

A continuación, se muestran algunos resultados de las comparativas de la respuesta del sistema aislado con su símil base fija.

6.3.1 Desplazamientos por nivel

Se puede apreciar en la parte izquierda de la figura 37 los desplazamientos en dirección X, tanto en sentido positivo como negativo de los centros de masa por nivel del sistema, en la curva color mostaza se muestran como los desplazamientos de la estructura base fija son crecientes de una manera pronunciada, observando grandes desplazamientos diferenciales entre niveles; por otro lado en color azul se pueden apreciar los desplazamientos de la estructura base aislada en donde no existen grandes movimientos diferenciales, tendiendo el sistema a comportarse como un cuerpo rígido, concentrando las deformaciones en el nivel de aislamiento. Por su parte al costado derecho se muestran los mismos fenómenos nombrados anteriormente, pero esta vez para la dirección Y de análisis, se puede apreciar como en el último nivel el sistema aislado superó los desplazamientos del sistema base fija, pero también se puede distinguir el comportamiento de cuerpo rígido de la superestructura

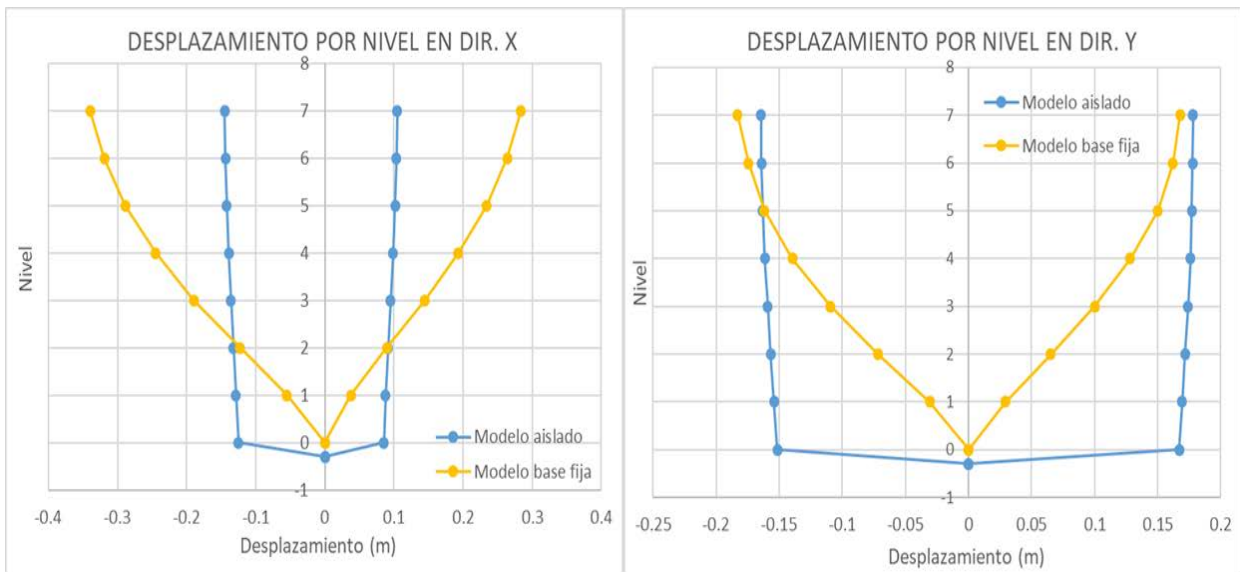


Figura 37: Desplazamientos centro de masa modelo aislado vs base fija (Elaboración propia)

6.3.2 Drift de entre piso

Desde un punto de vista de los desplazamientos relativos de piso, podemos ver como el sistema aislado supera con creces en cuanto a respuesta sísmica al sistema base fija, siendo estos últimos valores bastante altos que en su peak bordean el 2.5% que en contraste con los del sistema aislados, tenemos que en todos los niveles los drift son inferiores al 0.3% que exige la normativa de aislamiento basal sísmica chilena (Nch 2745).

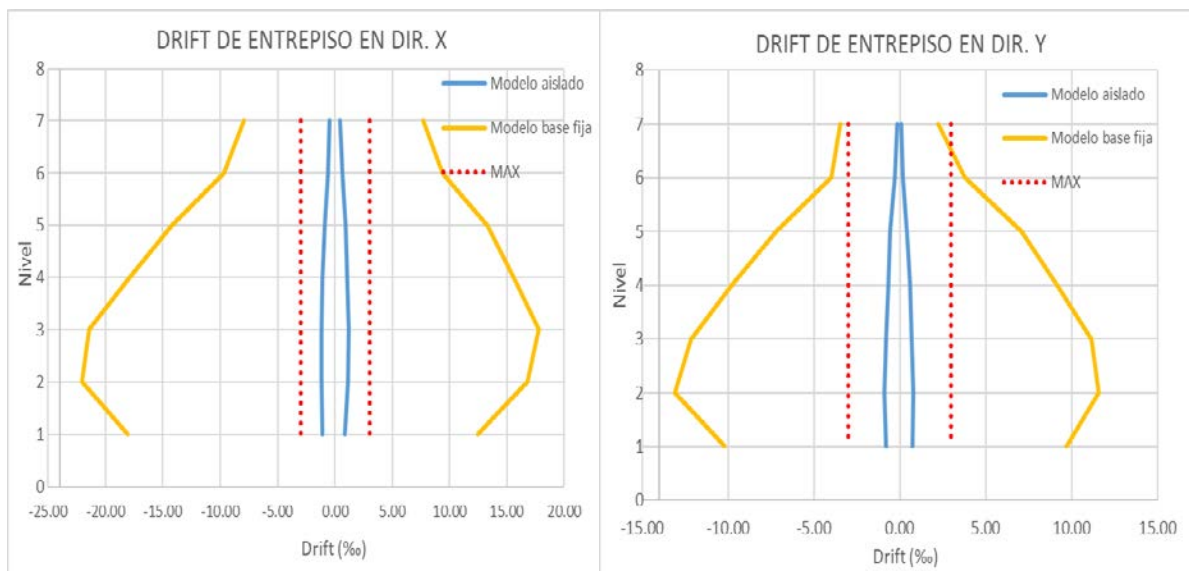


Figura 38: Drift modelo aislado vs base fija (Elaboración propia)

6.3.3 Cortes por piso

En relación a las disminuciones de fuerza de corte por nivel, se puede apreciar en ambas direcciones como el corte basal se redujo en aproximadamente 6 veces, para el sismo de Kobe, además de que inclusive para los sismos de diseño y sismo máximo probable las solicitaciones se mantienen en un rango bastante bajo de cargas lo que da cuenta de cómo el sistema de aislamiento es capaz de trasladar a la estructura a una zona de menor demanda sísmica.

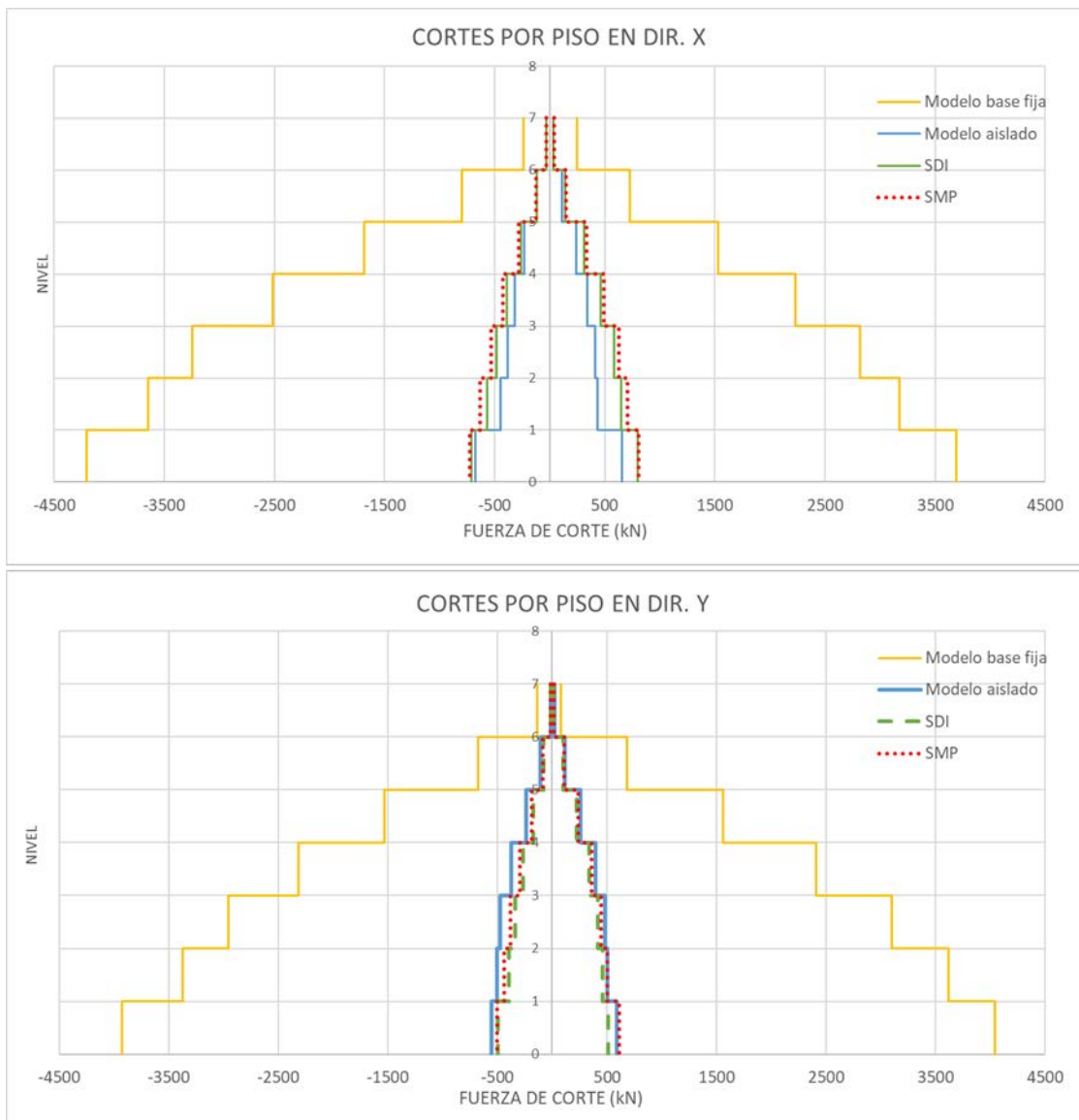


Figura 39: Cortes por nivel para distintas demandas (Elaboración propia)

6.3.4 Aceleraciones por nivel

Otro de los principales problemas como se dijo anteriormente son las altas aceleraciones que los sistemas de CLT tienen frente a demandas sísmicas, en ese sentido en la figura 40 se muestran las aceleraciones máximas del centro de masa por nivel (cabe destacar que estas no son las máximas del nivel, pero sirven para tener un parámetro de control fiable); si vemos la curva azul que da cuenta de la respuesta del modelo aislado se puede apreciar como las aceleraciones se mantienen en un rango estable y menor a 1 g de magnitud en todo momento, mientras que las del sistema base fija son ascendentes con respecto a la altura llegando inclusive a bordear los 3 g. Además, en la figura 40 se muestra la historia de aceleraciones para el centro de masa del último nivel.

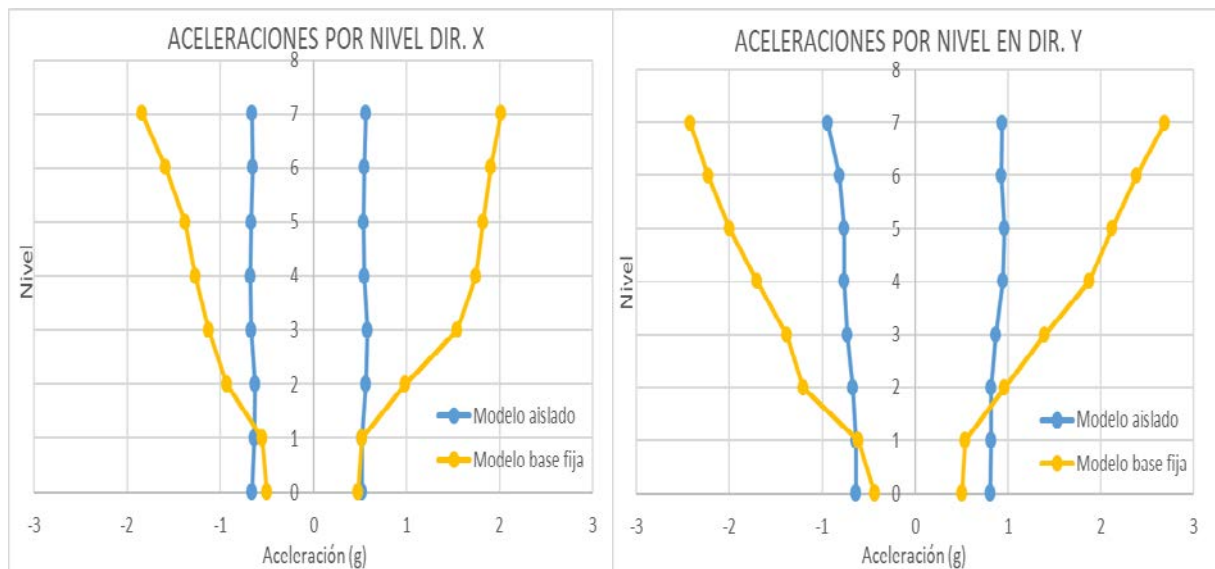


Figura 40: Aceleraciones centro de masa modelo aislado vs base fija (Elaboración propia)

6.3.5 Historia de desplazamientos y aceleraciones ultimo nivel

En el caso específico del análisis del ultimo nivel del edificio de estudio, se puede apreciar que tanto las aceleraciones como los desplazamientos luego de llegar a su valor más alto comienzan a disminuir paulatinamente (siendo esto una de las características de los efectos del sistema de aislación en la respuesta de la estructura).

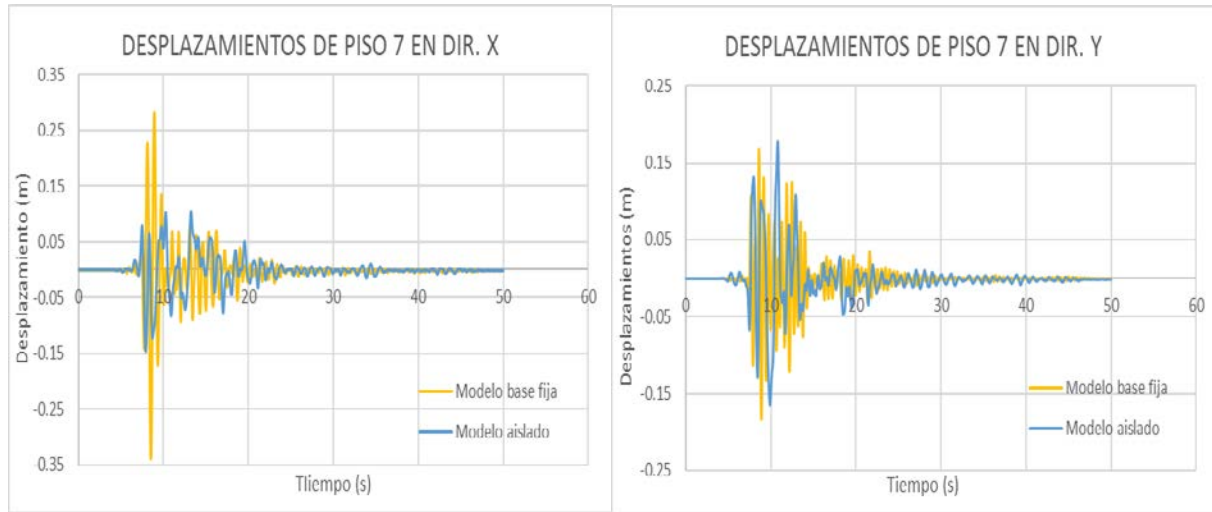


Figura 41: Desplazamientos último nivel modelo aislado vs base fija (Elaboración propia)

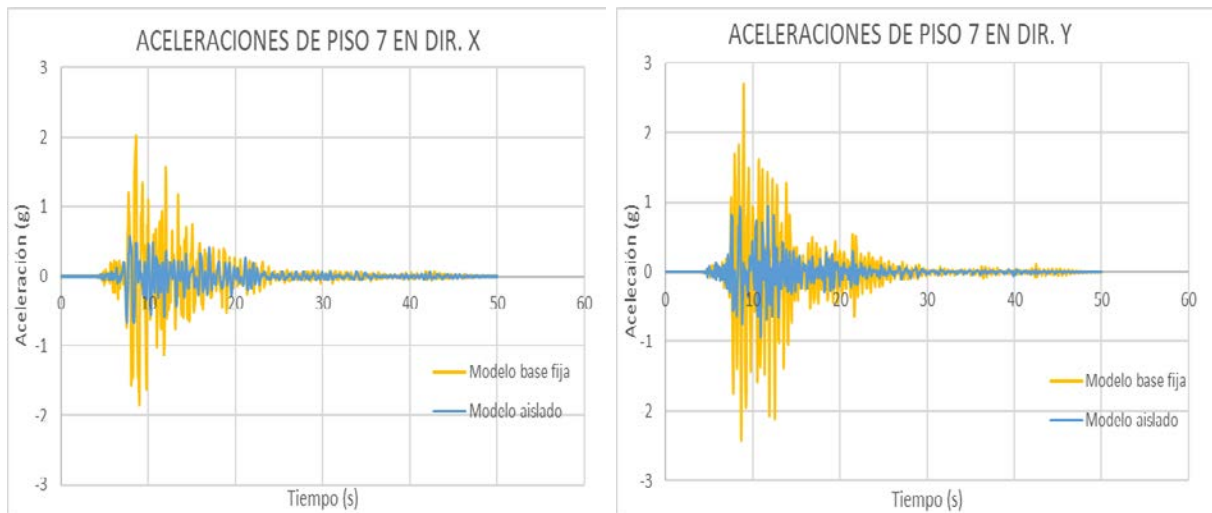


Figura 42: Aceleraciones último nivel modelo aislado vs base fija (Elaboración propia)

6.3.6 Curvas de histéresis de conexiones

En la columna izquierda se muestran algunas conexiones representativas del modelo base fija y en el costado derecho, las mismas, pero para la estructura base aislada; se puede ver como en el primer caso las conexiones presentan deformaciones considerables, fluyendo y por ende generándose daño; por el contrario, en el segundo caso las mismas conexiones presentan un comportamiento elástico en todo momento y con una baja demanda carga y desplazamiento, lo que da cuenta de la reducción de fuerzas que trae consigo la implementación del sistema de aislamiento.

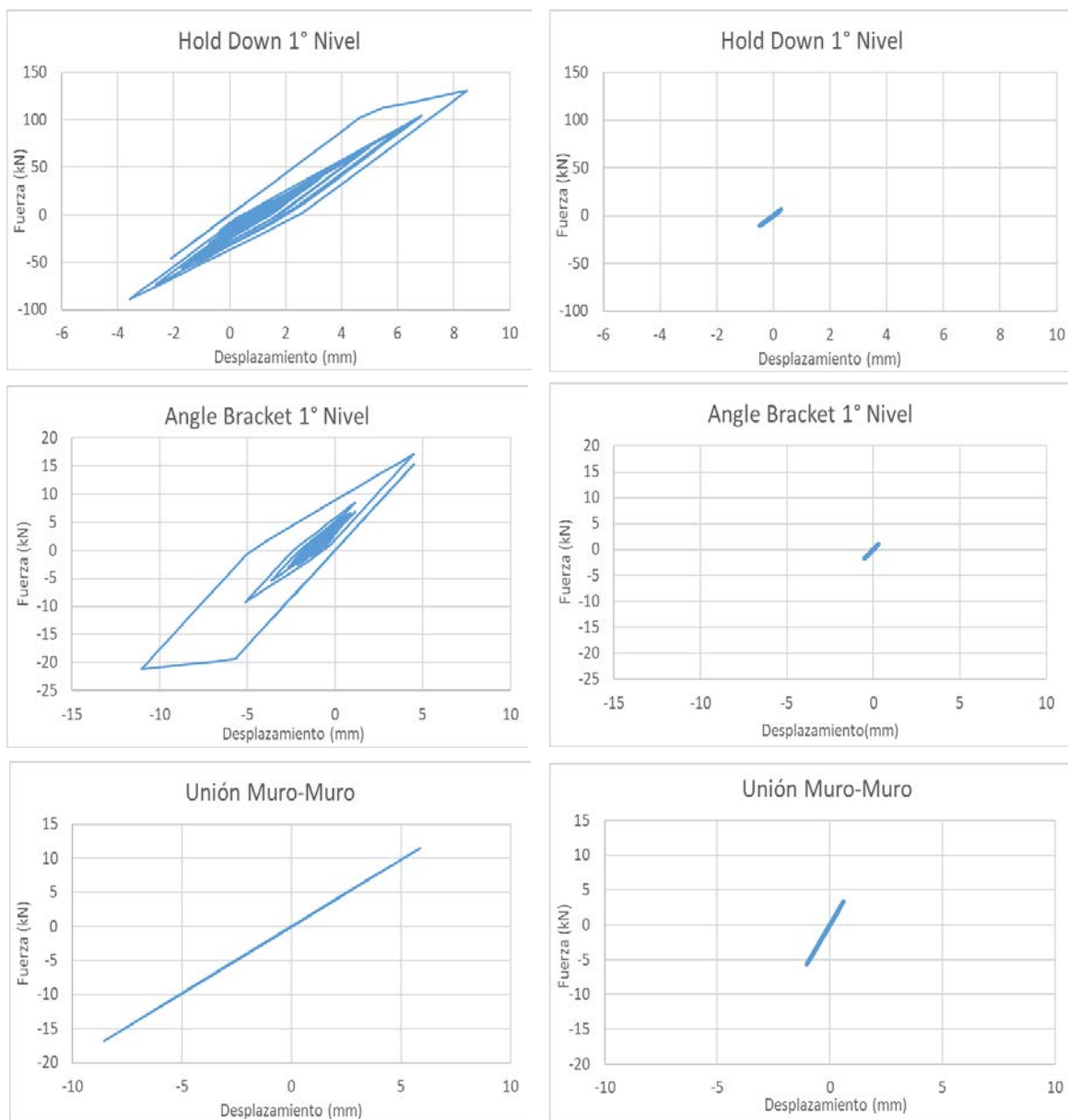


Figura 43: Ejemplo respuesta conexiones (Elaboración propia)

6.3.7 Curvas de histéresis de aisladores

En la figura 44 se muestra en la esquina superior izquierda una curva de histéresis característica de un aislador elastomérico de alto amortiguamiento, en las siguientes 3 se adjuntan curvas extraídas directamente del software Sap2000 que muestran las histéresis de respuesta de 3 de los 12 aisladores presentes en el modelo, se puede apreciar como en términos generales la forma de la curva es similar al patrón, por lo que se infiere que la forma de modelar los aisladores dentro del software, que dicho sea de paso es la recomendada inclusive en la normativa Nch2745, es correcta y entrega resultados satisfactorios.

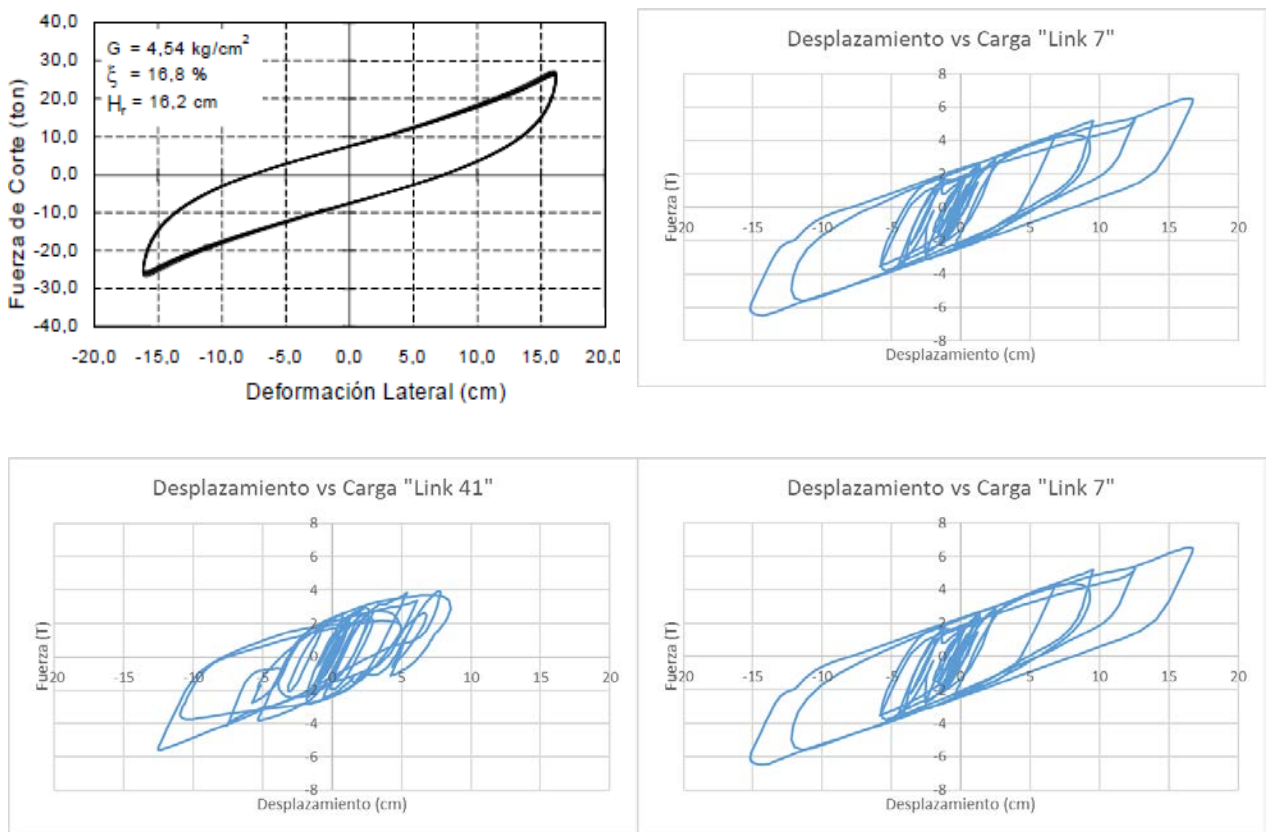


Figura 44: Ejemplo respuesta aisladores (Elaboración propia)

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

Se logró sintetizar el estado del arte de estudios de estructuras en base a madera contralaminada, así como de elementos de protección sísmica en este sistema constructivo. Esta síntesis permitió sentar parámetros de control con respecto al comportamiento estructural del CLT frente a sollicitaciones sísmicas así como extraer datos relevantes tanto para la caracterización de variadas uniones ya sean conexiones clavadas/atornilladas o bien mediante herrajes metálicos, necesarias para la modelación del caso de estudio, así como para conocer en qué dirección han apuntado las investigaciones que mezclen el mundo de la madera contralaminada con elementos que mejoren la respuesta sísmica de las estructuras. Agregar además que a pesar de los casi 20 años que lleva el CLT como sistema constructivo recién están surgiendo las primeras inquietudes sobre cómo podría este masificarse en países con alta actividad sísmica que buscan en la madera una alternativa real a los sistemas de construcción tradicionales.

A pesar del grado de desconocimiento en variados parámetros, se logró simular de manera representativa una estructura en base a madera contralaminada de mediana altura considerando efectos no lineales tanto de los materiales como de contacto y cinemáticos, generado un modelo de elementos finitos que permitió replicar el comportamiento del edificio ancla de la investigación “Sofie Project” el cual se sometió a análisis de tiempo historia para tratar de simular su respuesta frente a distintas demandas sísmicas, además se elaboró satisfactoriamente un diseño de aislamiento basal para el caso de estudio según la normativa Chilena Nch2745 para suelo tipo III y zona sísmica 3, resultando un conjunto de 12 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento con una altura de 19.8 cm y un diámetro de 40 cm dispuestos bajo una losa de 70 cm de espesor. Los cuales fueron verificados como lo indica la normativa citada anteriormente de forma de verificar su estabilidad tanto para el sismo de diseño como para el sismo máximo probable.

La estructura base fija, si bien no tuvo mayores inconvenientes desde el punto de vista de estabilidad global frente a la demanda de Kobe1995, presentó problemas desde el punto de vista de las aceleraciones y de drift de entre piso los cuales para este caso llegaron a el 2.3% lo cual es inadmisibles para la normativa sísmica chilena Nch433. El sistema de aislamiento implementado, redujo el corte basal desde un máximo de 4200 KN en dirección X a 750 KN en la misma dirección y sentido para el caso aislado, lo que se traduce en una disminución del de un 82% para las fuerzas de corte; los desplazamientos, que en la estructura base fija bordeaban los 30 centímetros, en la dirección menos rígida se redujeron hasta 3 veces para el ultimo nivel y las aceleraciones en el último nivel decrecieron a prácticamente una tercera parte pasando bordear los 2.5 g en el centro de masa del ultimo nivel a valores inferiores a 1 g . Estas reducciones de fuerzas de corte y desplazamientos se pueden a su vez traducir en una disminución de las conexiones y uniones presentes en la estructura de estudio, por lo que en este caso la implementación de un sistema de aislación basal solamente mejora la respuesta sísmica de la estructura.

Finalmente, pero no menos importante destacar que es importante considerar los fenómenos de roce en los modelos de estructuras de madera contralaminada, sobretodo el roce muro-losa. El roce se hace más importante conforme aumenta la carga axial de la estructura, es decir mientras más pisos tenga el edificio más importante será el fenómeno, el roce entre paneles de CLT tiende a aumentar la rigidez de la estructura y por ende su frecuencia fundamental lo que puede influir directamente en la demanda sísmica, debido a que como sabemos las estructuras responden en torno a su frecuencia fundamental.

7.2 Recomendaciones

Ampliar la gama de arquetipos, considerando distintas zonas sísmicas y tipos de suelos, para así conocer la respuesta de la implementación de los sistemas de aislación basal en variadas configuraciones.

Realizar análisis de respuesta similares en donde se incluya dentro de la modelación el roce entre paneles de CLT, ya sea muro-muro o muro-losa, a lo largo de la investigación se vio la importancia que tiene este fenómeno en las estructuras de madera contralaminada con alta carga axial pudiendo el mismo modificar el periodo fundamental de los edificios lo que repercute directamente en la respuesta frente a distintas sollicitaciones.

Complementar el estudio de esta investigación con otros softwares de elementos finitos (Ej. ANSYS, OpenSees, etc.); si bien los resultados obtenidos a través de Sap2000 fueron bastante satisfactorio nunca está de más obtener una segunda tanda de resultados.

Realizar estudios similares en otras arquitecturas con irregularidades tanto en planta como en elevación, debido a que estas podrían complejizar el diseño de los aisladores lo que podría cambiar su comportamiento.

Finalmente investigar el desempeño de otros sistemas de protección sísmica ya sean disipativos o de aislación, debido a que es conveniente saber cuál es el sistema de protección más adecuado para las estructuras de madera contralaminada.

8. REFERENCIAS

Ceccotti, A., Carmen, S., Okabe, M., Yasumura, M., Minowa, C., and Kawai, N. (2013). SOFIE project—3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 42(13), 2003–2021.

Ceccotti, A., Lauriola, M. P., Pinna, M., and Sandhaas, C. (2006). SOFIE project—Cyclic tests on cross-laminated wooden panels. *Proc., 9th World Conf. on Timber Engineering*, Oregon State Univ. Conference Services, Portland, OR.

Sandhaas, C., van de Kuilen, J. W. G., Boukes, J., and Ceccotti, A. (2009). Analysis of X-lam panel-to-panel connections under monotonic and cyclic loading. *Proc., 42nd CIB-W18 Meeting*, Paper 42-12-2, Karlsruhe Institute of Technology, Karlsruhe, Germany

Follesa, M., Fragiaco M., Christovasillis I., Ceccotti A. (2013). Seismic design of multi-storey cross laminated timber buildings according to Eurocode 8.

Rinaldin, G., Fragiaco M. (2016). Non-linear simulation of shaking-table tests on 3- and 7-storey X-Lam timber buildings. *ELSEVIER* (2016)

Rinaldin, G., Amadio C., Fragiaco M. (2013). A component for the hysteretic behaviour of connections in cross-laminated wooden structures.

Gavric I, Fragiaco M, Ceccotti A. (2014). Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross-laminated (CLT) structures. *Rilem* 2014

Gavric, I., Fragiaco M., Ceccotti A. (2015). Cyclic behaviour of typical screwed connectors for cross-laminated (CLT) structures. *Berlin Heidelberg* 2015.

Gavric, I., Fragiaco M., Ceccotti A. (2015). Cyclic behaviour of CLT Wall Systems: Experimental Test and Analytical Prediction Models. *American Society of Civil Engineers* 2015.

Benedetti, F., Rosales V., Opazo A. (2016). Cyclic testing and simulation of hold down connections in radiata pine CLT shear walls. World conference on timber engineering, Vienna, Austria, August 22-25 2016

Casagrande et al., (2016). Experimental campaign for the mechanical characterization of connection systems in the seismic design of timber buildings. World conference on timber engineering, Vienna, Austria, August 22-25 2016

Tomasi, R., & Sartori, T. (2013). Mechanical behaviour of connections between wood framed shear walls and foundations under monotonic and cyclic load. *Construction and Building Materials*.

Yasumura, M., Kobayashi K., Okabe M., Miyake T., Matsumoto K. (2015) Full-Scale Test and Numerical Analysis of Low-Rise CLT Structures under Lateral Loading. *American Society of Civil Engineers 2015*

Laguarda Mallo and Espinoza. (2014). Outlook for Cross-Laminated Timber in the United States, *Bioresources*.

FPInnovations (2011). CLT Handbook: Cross-laminated timber. Edited by Sylvain Gagnon and Ciprian Pirvu. Library and Archives Canada Cataloguing in Publication, Quebec City, Canada.

Instituto nacional de normalización (INN). NCh 2745-2013: Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Santiago, INN Chile.

Instituto nacional de normalización (INN). NCh 433-2011: Diseño sísmico de edificios. Santiago, INN Chile.

Farzad Naeim, James M. Kelly. "Design of seismic isolated structures from theory to practice"

SAP2000, versión 20.0: Analysis reference manual. Computer and Estructures Inc. 2017.

9. ANEXOS

Anexo A

Desplazamiento de diseño

Los desplazamiento de diseño D_D y desplazamiento para sismo máximo probable D_M , se calculan a través de los parámetros citados a lo largo de la normativa NCh2745:2013 los cuales dependen del tipo de suelo, zona sísmica, y factores de modificación por el amortiguamiento que aporta el sistema.

El desplazamiento de diseño total D_{TD} y desplazamiento máximo total D_{TM} del sistema de aislación debe incluir desplazamientos debido a la torsión natural y accidental que no deben considerarse nunca menor a 1.1 veces el desplazamiento que está en análisis. Existe una fórmula para estimar este valor de forma más exacta considerando las dimensiones en planta y la excentricidad entre centro de masa y de rigidez, pero en nuestro caso, nuestra estructura de análisis es tan regular que la excentricidad es tan pequeña que se debe usar la recomendación del 110% del desplazamiento.

$$D_D = \frac{C_D}{B_D} = \frac{330 * \frac{5}{4}}{1.67} = 24.701 \text{ cm}$$

$$D_{TD} = 1.1 * D_D = 27.17 \text{ cm}$$

Desplazamiento máximo

$$D_M = \frac{C_M}{B_D} = \frac{330 * 1.2 * \frac{5}{4}}{1.67} = 29.641 \text{ cm}$$

$$D_{TM} = 1.1 * D_M = 32.605 \text{ cm}$$

Parámetros necesarios:

Peso Propio	: 263 T
Peso losa	: 205 T
G	: 9.81 m/s/s
W	: 440.19 T
T	: 2.5 s

Determinación de rigidez inicial:

Determinación de rigidez lateral total requerida para acercarse al periodo objetivo de diseño además de controlar vibraciones molestas y desplazamientos para condiciones habituales:

$$K_H = \frac{4 * \pi^2 * W}{T^2 * g} = 2835.285 \frac{kg}{cm}$$

Determinación de carga sobre cada aislador, que en esta etapa será considerada igual para cada dispositivo:

$$K_H = \frac{K_H}{N} = 236.274 \frac{kg}{cm}$$

Destacar que este valor corresponde a una primera aproximación para comenzar el proceso de diseño.

Determinación de Área del aislador:

Una buena aproximación para obtener la superficie de goma que resistirá la carga vertical (Área del aislador) es considerar la capacidad resistente de la goma a compresión no confinada σ_a en base a la experiencia de investigaciones anteriores y de fabricantes.

$$A = F \cdot S_A * \frac{P}{\sigma_a} = 733.646 \text{ cm}^2$$

** Se utiliza un factor de seguridad $F.S_A = 2$ para asegurar no superar la capacidad de la goma y para ayudar en las verificaciones posteriores, como deformación de corte, capacidad de las láminas de acero y pandeo.

Determinación de diámetro del aislador:

$$\phi_{min} = \sqrt{\frac{A * 4}{\pi}} = 30.563 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Se determina la altura total de goma efectiva preliminar, que representa la suma de los espesores de las capas de goma; sabiendo que se trabajará como máximo a una razón de deformación por corte directo $\gamma_s = 1.5$, al considerarse la goma como un material elástico se puede aplicar una relación lineal de la siguiente manera:

$$t = \frac{D}{1.5} = 16.476 \text{ cm}$$

Se verifica que el módulo de corte esté dentro de parámetros comerciales:

$$G = \frac{K_H * t}{A} = 0.304 \text{ MPa}$$

**Al comprobar que efectivamente está dentro de los parámetros se asigna un valor comercial, en este caso el módulo de corte de la goma H6.

$$G = 0.5 \text{ MPa}$$

Se calcula la rigidez efectiva de los aisladores:

$$K_{eff} = \frac{G * A}{t} = 389.077 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

**Cabe destacar que está es una rigidez efectiva teórica, para la etapa de diseño.

Espesor de cada capa de goma:

- Se debe cumplir que el factor S , sea mayor a la expresión adjunta para asegurar una frecuencia vertical mayor a 10 Hz, es lo que nos exige la norma, este factor de forma representa la relación entre el área cargada de una capa de goma y su área sin confinar.

$$S = \frac{26}{\sqrt{6}}$$

- Espesor máximo de cada capa de goma para asegurar condición nombrada en el paso anterior:

$$t_r = \frac{\emptyset}{4 * S} = 0.942 \text{ cm}$$

- Se define un espesor de capa de goma, para proceder a verificar, acorde a los espesores recomendados por los fabricantes de aisladores y de acuerdo a las experiencias anteriores, este valor es fundamental debido a que influye directamente en la flexibilidad horizontal y en la rigidez y por tanto frecuencia del aislador.

$$t_r = 0.5 \text{ cm}$$

Verificación de frecuencia vertical:

- Se calcula el factor S real para aisladores circulares, es importante destacar que para el diseño se consideran algunos supuestos en esta etapa como por ejemplo que las secciones permanecen planas, y que la compresibilidad de la goma es baja.

$$S = \frac{\emptyset}{4 * t_r} = 20$$

- Se verifica la frecuencia vertical, que debe ser mayor a 10 Hz según la normativa chilena, para así asegurar una rigidez vertical adecuada. (Nch2745 7.2)

$$f_V = f_H * \sqrt{6} * S = 19.596 \frac{1}{s}$$

Numero de capas de goma y altura efectiva de goma final:

Retomando la altura preliminar y teniendo el espesor de goma para verificar se el número de capas de goma del aislador(n) como la altura total de goma sobre el espesor de cada capa:

$$n = \frac{t}{t_r} = 33 \text{ capas}$$

Se asigna un numero de capas entero y se recalcula la altura final de goma del aislador:

$$n = x \text{ capas}$$

$$t = t_r * n = 16.5 \text{ cm}$$

Se determina la altura final del aislador como la suma de las capas de goma y las láminas de acero:

Se propone un espesor de láminas de acero para verificar posteriormente y determinar la altura final del aislador.

$$t_s = 1 \text{ mm}$$

$$h = n * t_r + (n - 1) * t_s = 19.7 \text{ cm}$$

** Estos valores podrían variar dependiendo de las verificaciones posteriores.

Verificación al corte:

La deformación angular total (γ_t) presente en la goma de un aislador corresponderá a la suma de las deformaciones angulares producto del esfuerzo de corte (γ_b), de la carga axial (γ_c) y del momento flector (γ_b). Para edificios en general, puede considerarse que la deformación angular producto de la flexión de este último es despreciable frente a la contribución de carga axial y corte (SIRVE 2003).

$$\gamma_t = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_b$$

γ_s , se verifica la condición más desfavorable, la cual que es se alcance el desplazamiento para el sismo máximo probable, desplazamientos mayores a este harían que se deban redimensionar los dispositivos de aislación.

$$\gamma_s = \frac{D_M}{t} = 1.79$$

Destacar que en el para obtener γ_c se requiere de E_c y existen dos formas de calcular este valor, que recordando corresponde al módulo de compresión para el conjunto goma-acero; la primera de estas es para factores de forma menores a 10 ($S < 10$) en donde se puede considerar la goma como incompresible y un segundo caso para factores de forma mayores a 10 ($S > 10$) en donde se considera la compresibilidad de la goma.

$$K = 2000 \text{ MPa}$$

$$E_{c.I} = 6 * G * S^2 = 1200 \text{ MPa}$$

$$E_{c.C} = \frac{6 * G * S^2 * K}{6 * G * S^2 + K} = 750 \text{ MPa}$$

**En el presente caso se considerará $E_c = E_{c.C}$

La rigidez vertical de un aislador es fundamental como lo vimos anteriormente y esta se puede calcular de la siguiente manera:

$$K_V = \frac{E_c * A}{t} = 582460.539 \frac{kg}{cm}$$

Verificar que la relación entre rigidez vertical y horizontal sea mayor a 400.

Según C3.1

Nch2745

$$\frac{K_V}{K_H} = 1497.03$$

Desplazamiento vertical del aislador.

$$\Delta = \frac{P}{K_V} = 0.063 \text{ cm}$$

Y luego la deformación

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta}{t} = 0.004$$

Para obtener la deformación producto de la carga axial

$$\gamma_c = 6 * S * \varepsilon_c = 0.458$$

Finalmente se calcula γ_t

$$\gamma_s + \gamma_c = 2.254$$

$$\gamma_t < 2.5$$

Verificación al pandeo:

Al aplicar una carga vertical sobre el aislador, se puede afectar la estabilidad vertical, haciendo que el aislador salga de su eje vertical, produciendo la falla por pandeo.

Para evitar lo anterior se puede evaluar la carga crítica (P_{CRIT}) que provoca el pandeo del aislador y, mediante un factor de seguridad adecuado, limitar el valor de la carga vertical máxima de trabajo del aislador.

$$I = \frac{\pi^2}{4} * \left(\frac{\phi}{4}\right)^2 = 0.001 \text{ cm}^4$$

$$P_E = \frac{\pi^2 * E_C * I}{3 * h^2} * \frac{h}{t} = 9726.99 \text{ T}$$

$$P_S = G * A = 6.41 \text{ T}$$

$$P_{CRIT} = \sqrt{P_E * P_S} = 249.643 \text{ T}$$

$$F.S_p = \frac{P_{CRIT}}{P_{ULT}} = 6.806$$

Verificación al Volcamiento:

$$X_{MAX} = \frac{\phi * P}{K_H * h + P} = 0.331$$

$$F.S_v = \frac{X_{MAX}}{D} = 1.339$$

Verificación placas de acero:

$$\sigma_c = \frac{2 * \sigma_m * t_s}{(3 + \nu) * t_r} = 290.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_u = \frac{P}{A} = 29.19 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F.S_s = \frac{\sigma_c}{\sigma_u} = 9.9$$

MODELACION

Desplazamiento de fluencia (Nch2745):

$$D_y = 0.1 * t = 1.65 \text{ cm}$$

Energía disipada por un dispositivo de aislación:

$$W_D = 2 * \pi * K_H * D^2 * \beta = 21.898 \text{ kN} * m$$

Fuerza característica Q:

$$Q = \frac{W_D}{4 * (D - D_y)} = 2421.73 \text{ kg}$$

Calculo de rigidez plástica o post-fluencia:

$$K_P = K_H - \frac{Q}{D} = 290.265 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Calculo de rigidez elástica o inicial:

$$K_E = \frac{Q}{D_y} + K_P = 1757.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Calculo de fuerza de fluencia para un dispositivo de aislación:

$$F_y = K_E * D_y = 2.901 \text{ T}$$

Fuerza horizontal necesaria para activar el sistema de aislación:

$$F_{ACT} = F_y * N = 34.808 \text{ T}$$

Verificamos el amortiguamiento teórico:

$$\beta_{eff} = \frac{W_D}{2 * \pi * K_H * D^2} = 15$$

Anexo B

A continuación, se muestran las respuestas de los aisladores tanto para los casos de sismo de diseño, sismo máximo probable y Kobe1995.

Sismo de diseño:

TABLE: Element Deformations - Links							
Link	OutputCase	U1	U2	U2*U2	U3	U3*U3	dtotal
Text	Text	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm
5	SDI FULL	-0.01	12.20	148.80	14.00	196.08	18.57
5	SDI FULL	-0.10	-15.69	246.15	-13.14	172.59	20.46
7	SDI FULL	-0.01	11.99	143.65	14.00	196.07	18.43
7	SDI FULL	-0.08	-15.69	246.09	-13.14	172.59	20.46
9	SDI FULL	-0.04	12.20	148.80	13.94	194.36	18.52
9	SDI FULL	-0.07	-15.69	246.15	-13.06	170.61	20.41
18	SDI FULL	-0.04	11.99	143.65	13.94	194.36	18.39
18	SDI FULL	-0.08	-15.69	246.09	-13.06	170.61	20.41
19	SDI FULL	0.00	11.99	143.65	13.88	192.72	18.34
19	SDI FULL	-0.11	-15.69	246.09	-12.99	168.71	20.37
27	SDI FULL	-0.03	12.20	148.80	13.88	192.71	18.48
27	SDI FULL	-0.08	-15.69	246.15	-12.99	168.72	20.37
29	SDI FULL	-0.05	12.13	147.19	13.88	192.72	18.44
29	SDI FULL	-0.12	-15.69	246.14	-12.99	168.72	20.37
30	SDI FULL	-0.04	12.04	145.02	13.88	192.72	18.38
30	SDI FULL	-0.13	-15.69	246.11	-12.99	168.72	20.37
33	SDI FULL	-0.04	12.13	147.19	14.00	196.08	18.53
33	SDI FULL	-0.13	-15.69	246.14	-13.14	172.59	20.46
34	SDI FULL	-0.04	12.04	145.02	14.00	196.08	18.47
34	SDI FULL	-0.12	-15.69	246.11	-13.14	172.59	20.46
41	SDI FULL	-0.08	12.04	145.02	13.94	194.36	18.42
41	SDI FULL	-0.10	-15.69	246.11	-13.06	170.61	20.41
42	SDI FULL	-0.08	12.13	147.19	13.94	194.36	18.48
42	SDI FULL	-0.10	-15.69	246.14	-13.06	170.61	20.41

Tabla 9: Desplazamiento aisladores para sismo de diseño.

TABLE: Element Forces - Links							
Link	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-cm	KN-cm	KN-cm
5	SDI FULL	-32.62	56.382	56.277	0	0	0
5	SDI FULL	-557.105	-66.618	-58.858	0	0	0
7	SDI FULL	-75.234	55.558	56.587	0	0	0
7	SDI FULL	-471.868	-66.211	-59.265	0	0	0
9	SDI FULL	-233.981	56.432	56.085	0	0	0
9	SDI FULL	-417.329	-66.443	-58.583	0	0	0
18	SDI FULL	-226.451	55.614	56.394	0	0	0
18	SDI FULL	-453.117	-66.008	-58.998	0	0	0
19	SDI FULL	-9.477	55.666	56.25	0	0	0
19	SDI FULL	-611.903	-65.794	-58.734	0	0	0
27	SDI FULL	-146.628	56.479	55.899	0	0	0
27	SDI FULL	-449.282	-66.257	-58.321	0	0	0
29	SDI FULL	-296.828	56.236	55.992	0	0	0
29	SDI FULL	-706.296	-66.13	-58.45	0	0	0
30	SDI FULL	-224.119	55.894	56.123	0	0	0
30	SDI FULL	-755.17	-65.94	-58.623	0	0	0
33	SDI FULL	-217.856	56.136	56.37	0	0	0
33	SDI FULL	-735.698	-66.507	-58.987	0	0	0
34	SDI FULL	-223.199	55.789	56.501	0	0	0
34	SDI FULL	-668.426	-66.341	-59.158	0	0	0
41	SDI FULL	-462.44	55.842	56.309	0	0	0
41	SDI FULL	-544.049	-66.146	-58.889	0	0	0
42	SDI FULL	-454.56	56.187	56.178	0	0	0
42	SDI FULL	-549.105	-66.324	-58.715	0	0	0

Tabla 10: Fuerza aisladores para sismo de diseño.

Sismo de diseño:

TABLE: Element Deformations - Links							
Link	OutputCase	U1	U2	U2*U2	U3	U3*U3	dtotal
Text	Text	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm
5	SMP FULL	0.00	15.63	244.25	17.03	290.18	23.12
5	SMP FULL	-0.10	-19.11	365.32	-16.45	270.59	25.22
7	SMP FULL	-0.01	15.38	236.45	17.03	290.17	22.95
7	SMP FULL	-0.09	-19.13	365.77	-16.45	270.59	25.23
9	SMP FULL	-0.04	15.63	244.25	16.98	288.18	23.07
9	SMP FULL	-0.07	-19.11	365.32	-16.37	267.83	25.16
18	SMP FULL	-0.04	15.38	236.45	16.98	288.18	22.91
18	SMP FULL	-0.08	-19.13	365.78	-16.37	267.84	25.17
19	SMP FULL	0.00	15.38	236.45	16.92	286.31	22.86
19	SMP FULL	-0.11	-19.13	365.77	-16.28	265.19	25.12
27	SMP FULL	-0.02	15.63	244.25	16.92	286.31	23.03
27	SMP FULL	-0.08	-19.11	365.31	-16.29	265.21	25.11
29	SMP FULL	-0.05	15.55	241.82	16.92	286.31	22.98
29	SMP FULL	-0.13	-19.12	365.42	-16.29	265.21	25.11
30	SMP FULL	-0.03	15.44	238.54	16.92	286.32	22.91
30	SMP FULL	-0.14	-19.12	365.64	-16.28	265.20	25.12
33	SMP FULL	-0.04	15.55	241.82	17.03	290.18	23.07
33	SMP FULL	-0.13	-19.12	365.42	-16.45	270.59	25.22
34	SMP FULL	-0.04	15.44	238.54	17.03	290.18	22.99
34	SMP FULL	-0.12	-19.12	365.64	-16.45	270.59	25.22
41	SMP FULL	-0.08	15.44	238.54	16.98	288.18	22.95
41	SMP FULL	-0.10	-19.12	365.64	-16.37	267.84	25.17
42	SMP FULL	-0.08	15.55	241.82	16.98	288.18	23.02
42	SMP FULL	-0.10	-19.12	365.42	-16.37	267.84	25.16

Tabla 11: Desplazamiento aisladores para sismo máximo probable.

TABLE: Element Forces - Links							
Link	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-cm	KN-cm	KN-cm
5	SMP FULL	-15.577	66.436	64.629	0	0	0
5	SMP FULL	-585.599	-76.281	-67.802	0	0	0
7	SMP FULL	-62.826	65.843	65.032	0	0	0
7	SMP FULL	-487.536	-75.873	-68.281	0	0	0
9	SMP FULL	-226.211	66.417	64.465	0	0	0
9	SMP FULL	-426.722	-76.091	-67.483	0	0	0
18	SMP FULL	-215.584	65.841	64.903	0	0	0
18	SMP FULL	-462.188	-75.65	-67.971	0	0	0
19	SMP FULL	20.591	65.828	64.78	0	0	0
19	SMP FULL	-634.157	-75.423	-67.672	0	0	0
27	SMP FULL	-137.403	66.397	64.315	0	0	0
27	SMP FULL	-470.071	-75.896	-67.174	0	0	0
29	SMP FULL	-276.586	66.227	64.446	0	0	0
29	SMP FULL	-720.212	-75.758	-67.329	0	0	0
30	SMP FULL	-197.278	65.987	64.648	0	0	0
30	SMP FULL	-775.464	-75.562	-67.539	0	0	0
33	SMP FULL	-202.085	66.261	64.743	0	0	0
33	SMP FULL	-762.452	-76.163	-67.952	0	0	0
34	SMP FULL	-206.884	66.01	64.918	0	0	0
34	SMP FULL	-692.185	-75.994	-68.153	0	0	0
41	SMP FULL	-457.92	66.002	64.77	0	0	0
41	SMP FULL	-547.208	-75.78	-67.84	0	0	0
42	SMP FULL	-449.631	66.245	64.589	0	0	0
42	SMP FULL	-552.966	-75.962	-67.635	0	0	0

Tabla 12: Fuerza aisladores para sismo de diseño.

Kobe 1995:

TABLE: Element Deformations - Links							
Link	OutputCase	U1	U2	U2*U2	U3	U3*U3	dtotal
Text	Text	cm	cm	cm2	cm	cm2	cm
5	TH KOBE 3D NL	-0.02	8.45	71.32	16.76	280.83	18.77
5	TH KOBE 3D NL	-0.09	-12.48	155.66	-15.20	230.90	19.66
7	TH KOBE 3D NL	-0.01	8.57	73.38	16.76	280.84	18.82
7	TH KOBE 3D NL	-0.11	-12.55	157.43	-15.20	230.89	19.71
9	TH KOBE 3D NL	-0.02	8.45	71.33	16.71	279.37	18.73
9	TH KOBE 3D NL	-0.09	-12.48	155.66	-15.15	229.60	19.63
18	TH KOBE 3D NL	-0.03	8.57	73.38	16.71	279.37	18.78
18	TH KOBE 3D NL	-0.09	-12.55	157.43	-15.15	229.60	19.67
19	TH KOBE 3D NL	-0.01	8.57	73.38	16.67	277.96	18.74
19	TH KOBE 3D NL	-0.09	-12.55	157.43	-15.11	228.35	19.64
27	TH KOBE 3D NL	-0.01	8.45	71.33	16.67	277.97	18.69
27	TH KOBE 3D NL	-0.10	-12.48	155.66	-15.11	228.36	19.60
29	TH KOBE 3D NL	-0.03	8.48	71.95	16.67	277.97	18.71
29	TH KOBE 3D NL	-0.14	-12.49	156.08	-15.11	228.36	19.61
30	TH KOBE 3D NL	-0.03	8.53	72.81	16.67	277.96	18.73
30	TH KOBE 3D NL	-0.13	-12.53	156.90	-15.11	228.36	19.63
33	TH KOBE 3D NL	-0.04	8.48	71.95	16.76	280.84	18.78
33	TH KOBE 3D NL	-0.14	-12.49	156.08	-15.20	230.90	19.67
34	TH KOBE 3D NL	-0.04	8.53	72.81	16.76	280.84	18.81
34	TH KOBE 3D NL	-0.15	-12.53	156.90	-15.20	230.90	19.69
41	TH KOBE 3D NL	-0.05	8.53	72.81	16.71	279.37	18.77
41	TH KOBE 3D NL	-0.12	-12.53	156.90	-15.15	229.60	19.66
42	TH KOBE 3D NL	-0.05	8.48	71.95	16.71	279.37	18.74
42	TH KOBE 3D NL	-0.13	-12.49	156.08	-15.15	229.60	19.64

Tabla 13: Desplazamiento aisladores para sismo Kobe 1995

TABLE: Element Forces - Links							
Link	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-cm	KN-cm	KN-cm
5	TH KOBE 3D NL	-120.877	38.4	63.683	0	0	0
5	TH KOBE 3D NL	-521.095	-54.379	-63.552	0	0	0
7	TH KOBE 3D NL	-73.262	38.765	64.113	0	0	0
7	TH KOBE 3D NL	-619.72	-54.357	-63.568	0	0	0
9	TH KOBE 3D NL	-137.082	38.401	63.446	0	0	0
9	TH KOBE 3D NL	-517.295	-54.598	-63.478	0	0	0
18	TH KOBE 3D NL	-153.446	39.133	63.878	0	0	0
18	TH KOBE 3D NL	-539.656	-54.504	-63.495	0	0	0
19	TH KOBE 3D NL	-61.13	39.493	63.649	0	0	0
19	TH KOBE 3D NL	-506.103	-54.644	-63.423	0	0	0
27	TH KOBE 3D NL	-32.886	38.648	63.214	0	0	0
27	TH KOBE 3D NL	-560.753	-54.807	-63.407	0	0	0
29	TH KOBE 3D NL	-157.302	38.801	63.344	0	0	0
29	TH KOBE 3D NL	-796.074	-54.718	-63.412	0	0	0
30	TH KOBE 3D NL	-185.978	39.189	63.527	0	0	0
30	TH KOBE 3D NL	-760.319	-54.638	-63.419	0	0	0
33	TH KOBE 3D NL	-256.928	38.303	63.812	0	0	0
33	TH KOBE 3D NL	-823.511	-54.344	-63.557	0	0	0
34	TH KOBE 3D NL	-215.156	38.506	63.993	0	0	0
34	TH KOBE 3D NL	-830.907	-54.354	-63.564	0	0	0
41	TH KOBE 3D NL	-300.506	38.825	63.758	0	0	0
41	TH KOBE 3D NL	-712.353	-54.499	-63.49	0	0	0
42	TH KOBE 3D NL	-268.317	38.552	63.575	0	0	0
42	TH KOBE 3D NL	-727.04	-54.504	-63.483	0	0	0

Tabla 14: Fuerza aisladores para sismo Kobe 1995