

UNIVERSIDAD CATOLICA DE LA SANTISIMA CONCEPCION
Facultad de Ingeniería
Ingeniería Civil



**IMPLEMENTACIÓN DE AISLAMIENTO SÍSMICO ELASTOMÉRICO EN
EDIFICIOS ALTOS Y ESBELTOS DE ACERO ESTRUCTURAL**

Juan Carlos Bravo Núñez

INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía:

Nelson Eduardo Maureira Carsalade

Profesor Informante:

Pablo Andrés Matthews Zúñiga

Concepción, Noviembre 2016

Resumen

Chile es uno de los países precursores en Latinoamérica en el estudio y utilización de tecnologías antisísmica (aislamiento sísmico y disipación de energía). Durante el terremoto ocurrido el 27 de Febrero 2010 las estructuras que contaban con estos dispositivos tuvieron un excelente desempeño desde el punto de vista estructural, no sufriendo grandes daños materiales. A partir de ese evento muchas constructoras e inmobiliarias decidieron implementar algún sistema de protección sísmica en sus proyectos.

Actualmente en Chile la mayoría de las grandes construcciones en altura son de Hormigón armado, dejando de lado el uso del acero como material estructural, pese a los beneficios de este material, estando el uso de aislamiento sísmico usualmente relacionado con edificios de hormigón armado. Por lo tanto, la información que se tiene sobre el comportamiento estructural de edificios altos a base de acero con aislamiento sísmico es escasa. Es en este último punto donde se encuentra enfocada esta tesis, en aportar información para futuros proyectos estructurales en acero.

Este trabajo consistió en estudiar el comportamiento de tres edificios de acero con configuraciones geométricas diferentes (variando la altura y manteniendo constante la razón de aspecto), en la condición fija y aislada, con el objetivo de determinar hasta que altura se puede lograr aislar la estructura con aisladores del tipo elastomérico. La comparación se llevó a cabo a través de dos análisis: Modal espectral y Tiempo historia, siendo las funciones objetivos: Corte basal, aceleraciones máximas absolutas de pisos y desplazamiento relativo de pisos. Para el análisis Tiempo historia se utilizó el registro sísmico correspondiente al terremoto del 27 de Febrero 2010.

Los resultados obtenidos permitieron responder al objetivo principal de esta tesis. Sin embargo se determinó que no es posible diseñar aisladores elastoméricos que cumplieren con las solicitudes impuestas por estructuras de 36 ó más pisos.

Abstract

Chile is one of the precursor countries in Latin America in the study and use of earthquake-resistant technologies (seismic isolation and energy dissipation). During the earthquake that occurred on February 27, 2010, the structures that had these devices had an excellent performance from the structural point of view, not suffering great material damages. Since that event many construction companies and real estate decided to implement some system of seismic protection in their projects.

Currently in Chile most of the large constructions in height are of reinforced concrete, leaving aside the use of steel as a structural material, despite the benefits of this material, with the use of seismic isolation usually related to buildings of reinforced concrete. Therefore, the information about the structural behavior of high steel buildings with seismic insulation is scarce. It is in this last point where this thesis is focused, in providing information for future structural steel projects.

This report consisted in studying the behavior of three steel buildings with different geometric configurations (varying the height and keeping the aspect ratio constant), in the fixed and isolated condition, in order to determine until the height can be achieved to isolate the structure With insulators of the elastomeric type. The comparison was carried out through two analyzes: Spectral Modal and Time history, with the objective functions being: Basal cut, absolute maximum accelerations of floors and relative displacement of floors. For the analysis Time history, the seismic record corresponding to the earthquake of February 27, 2010 was used.

The results obtained allowed to respond to the main objective of this thesis. However it was determined that it is not possible to design elastomeric insulators that comply with requests imposed by structures of 36 or more floors.

“Más buscad primeramente el reino de Dios y su justicia, y todas estas cosas os serán añadidas” Mateo 6:33

Agradecimientos

Primero que todo agradecer a Dios por sus bendiciones en mi vida, por guiar cada uno de mis pasos durante mi vida universitaria y darme la oportunidad de vivir este gran momento. Agradecer a mi familia por su apoyo incondicional y a cada una de las personas que Dios puso en mi camino y que aportaron en mi crecimiento como futuro Ingeniero Civil.

Índice de contenidos

CAPITULO 1. INTRODUCCION.....	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Motivación.....	1
1.3. Ingeniería sísmica y Sismología.....	4
1.3.1. Ingeniería Sísmica.....	4
1.3.2. Sismología	5
1.4. Objetivos	7
1.4.1. Objetivo General.....	7
1.4.2. Objetivos Específicos	7
1.5. Hipótesis.....	8
CAPITULO 2. ESTADO DEL ARTE	9
2.1. Aislamiento sísmico	9
2.1.1. Introducción	9
2.1.2. Protección sísmica	9
2.1.3. Teoría lineal del aislamiento sísmico.....	15
2.1.4. Teoría bi-lineal del aislamiento sísmico	18
2.1.5. Estabilidad axial de los aisladores elastoméricos	22
2.1.6. Diseño geométrico	26
2.1.7. Costos cualitativos en la instalación de aislamiento sísmico.....	28
2.1.8. Situación actual en Chile	29
2.2. Diseño en acero	32
2.2.1. Introducción	32
2.2.2. Ventajas del acero.....	32
2.2.3. Desventajas del acero.....	33
2.2.4. Tipo de perfiles en el acero estructural	33
2.2.5. Tipos de sistemas estructurales para edificios en altura	34
2.2.6. Tipo de marcos para edificios en acero	35
2.2.7. Conexiones	38
2.2.8. Diseño por Resistencia usando Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD).....	40
2.2.8. Situación actual en Chile	41
CAPITULO 3. METODOLOGIA	43

3.1.	Introducción.....	43
3.2.	Presentación de los edificios en estudio	44
3.3.	Condiciones generales de diseño.....	46
3.4.	Condiciones específicas de diseño	47
3.5.	Hipótesis de diseño.....	57
3.5.1.	Hormigón armado:.....	57
3.5.2.	Acero:.....	57
3.5.3.	Suelo:	57
3.5.4.	Normas:.....	57
3.6.	Disposiciones generales de la NCh 433 y DS-61 de 2011	58
3.6.1.	Espectro de diseño	59
3.7.	Disposiciones generales de la NCh 2745	60
3.7.1.	Desplazamiento de los aisladores	61
3.7.2.	Fuerzas laterales mínimas.....	62
3.8.	Combinaciones de carga.....	63
CAPITULO 4. RESULTADOS		64
4.1.	Análisis Modal espectral	64
4.1.1.	Análisis Modal espectral edificios fijos.....	64
4.1.2.	Edificio tipo A arriostrado	69
4.1.3.	Análisis Modal espectral edificios aislados	72
4.2.	Diseño de los aisladores sísmicos para un análisis Tiempo historia.	86
4.2.1.	Procedimiento de diseño de un aislador sísmico	87
4.2.2.	Verificaciones en el diseño de los aisladores sísmicos.....	99
4.2.3.	Ejemplo de implementación en Software ETABS	100
4.3.	Análisis Tiempo historia	106
4.3.1.	Espectro de respuesta en pseudo-aceleración del terremoto 27F 2010	106
4.3.3.	Análisis Tiempo historia edificios aislados.	111
4.4.	Esfuerzos internos	120
4.4.1.	Elemento más solicitado	122
4.4.2.	Diseño del elemento más solicitado.....	123
CAPITULO 5. CONCLUSIONES.....		130
5.1.	Observaciones Generales.....	130
5.2.	Conclusiones.....	131

5.3. Recomendaciones	132
CAPITULO 6. REFERENCIAS	134
CAPÍTULO 7. ANEXOS	135

Índice de figuras

Figura 1.1: Torre BBVA Bancomer, Distrito Federal, México (www.plataformaarquitectura.cl).	4
Figura 2. 1: Modificación del periodo fundamental de una estructura fija, para llevar a cabo la aislación sísmica (www.tecnoav.cl).	11
Figura 2. 2: Desplazamiento de una estructura fija y aislada durante un sismo (Marcelo Saavedra, 2005).	12
Figura 2. 3: Aisladores Elastomérico con o sin núcleo de plomo (González, 2001).	14
Figura 2. 4: Aislador de péndulo friccional simple (Aguiar, 2008).	15
Figura 2. 5: Modelo dinámico de un grado de libertad de una estructura aislada (Aguiar, 2008).	16
Figura 2. 6: Representación del modelo bi-lineal del aislador elastomérico (Rico Pradilla, Gustavo Chio, 2011).	19
Figura 2. 7: Curva carga-desplazamiento de un ciclo viscoelástico armónico.	20
Figura 2. 8: Representación del modelo lineal de dos resortes (Kelly 1997).	23
Figura 2. 9: Aisladores sísmicos utilizados en el edificio Andalucía (http://www.renadic.cl/).	30
Figura 2. 10: Aisladores sísmicos utilizados en la Clínica San Carlos de Apoquindo (www.SIRVE.cl).	31
Figura 2. 11: Aisladores sísmicos utilizados en muelle Coronel (www.SIRVE.cl).	31
Figura 2. 12: Estructuración de pórticos y estructuración de muros respectivamente (Alfredo Bustos 2003).	35
Figura 2. 13: Configuraciones típicas de marcos rígidos (Alfredo Bustos, 2003).	36
Figura 2. 14: Configuraciones típicas de marcos arriostrados concéntricamente (Alfredo Bustos 2003).	37
Figura 2. 15: configuraciones típicas de marcos arriostrados excéntricamente (Alfredo Bustos 2003).	37
Figura 2. 16: Torre Santa María II, Santiago (www.Elmercurio.com).	42

Figura 3. 1: Vista en 3D edificio tipo A.....	44
Figura 3. 2: Vista en 3D edificio tipo B.....	44
Figura 3. 3: Vista en 3D edificio tipo C.....	45
Figura 3. 4: Planta estructural característica para todos los modelos en estudio.....	45
Figura 3. 5: Geometría de un perfil tipo W.....	47
Figura 3. 6: Vista en Elevación y 3D de la Caja escalera y ascensor, edificio tipo A.....	48
Figura 3. 7: Vista en planta de las vigas correspondiente a los pisos 1-6, edificio tipo A...	49
Figura 3. 8: Vista en planta de las vigas correspondiente a los pisos 6-12, edificio tipo A.	50
Figura 3. 9: Vista en Elevación y 3D de la Caja escalera y ascensor, edificio tipo B.	51
Figura 3. 10: Vista en planta de las vigas correspondiente a los pisos 1-6, edificio tipo B.	53
Figura 3. 11: Vista en planta de las vigas correspondiente a los pisos 7-12, edificio tipo B.	53
Figura 3. 12: Vista en Elevación y 3D de la Caja escalera y ascensor, Edificio tipo C.....	54
Figura 3. 13: Vista en planta de las vigas correspondiente a los pisos 1-6, edificio tipo C.	56
Figura 3. 14: Vista en planta de las vigas correspondiente a los pisos 7-12, edificio tipo C.	56
Figura 3. 15: Definición del espectro NCh 2745.	61
Figura 4. 1: Vista en planta, Modo 1, análisis modal espectral, edificio Tipo A.....	66
Figura 4. 2: Edificio tipo A, núcleo arriostrado concéntricamente, vista 3D y elevación 3.	69
Figura 4. 3: Propiedades principales del modelo bi-lineal.....	86
Figura 4. 4: Esquema de procedimiento para el diseño de un aislador elastomérico.	87
Figura 4. 5: Prototipo del aislador de diseño con sus propiedades geométricas principales.	96
Figura 4. 6: selección de la opción Link Type para ingresar el aislador Rubber Isolator en Software Etabs.	100
Figura 4. 7: Ingreso a Software ETABS Propiedades mecánicas del aislador sísmico.	101
Figura 4. 8: Montaje de los aisladores sísmicos en Software ETABS.....	102
Figura 4. 9: Montaje real de los aisladores sísmicos (www.sirve.cl).....	102
Figura 4. 10: Edificio con sistema de aislamiento sísmico, vista 3D en Software ETABS.	103

Figura 4. 11: Desplazamiento de la estructura fija en el instante que se provoca el Peak de aceleraciones del registro sísmico.....	104
Figura 4. 12: Desplazamiento de la estructura aislada en el instante que se provoca el Peak de aceleraciones del registro sísmico.....	105
Figura 4. 13: Registro sísmico utilizado en el análisis Tiempo historia.....	106
Figura 4. 14: Relación fuerza- deformación durante el terremoto, condición A1, obtenida del Software ETABS.....	119
Figura 4. 15: Relación fuerza- deformación durante el terremoto, condición A2, obtenida del Software ETABS.....	119
Figura 4. 16: Marco más solicitado al aplicar el registro sísmico en la dirección Y, edificio tipo A.....	120
Figura 4. 17: Esfuerzos internos de la columna C1 piso N°1 obtenidas del Software ETABS.....	122
Figura 4. 18: Esfuerzo axial de la columna C1 piso N°1 obtenidas del Software ETABS.....	128

Índice de gráficos

Gráfico 2. 1: Uso de aislamiento sísmico en Chile (Adaptado de empresa Sirve).	30
Gráfico 4. 1: Fuerza de corte por pisos obtenidos de ETABS, análisis modal espectral edificio tipo A.	67
Gráfico 4. 2: Fuerza de corte por pisos obtenidos de ETABS, análisis modal espectral edificio tipo B.....	67
Gráfico 4. 3: Fuerza de corte por pisos obtenidos de ETABS, análisis modal espectral edificio tipo C.....	68
Gráfico 4. 4: Fuerza de corte normalizado, edificio tipo A con núcleo de muros y de marcos arriostrados, dirección Y.....	70
Gráfico 4. 5: Desplazamiento relativo de pisos, edificio tipo A con núcleo de muros y marcos arriostrados.	71
Gráfico 4. 6: Fuerzas provocadas por el sismo y el viento sobre el edificio tipo A. ...	¡Error!
Marcador no definido.	
Gráfico 4. 7: Fuerzas provocadas por el sismo y el viento sobre el edificio tipo B.....	¡Error!
Marcador no definido.	
Gráfico 4. 8: Fuerzas provocadas por el sismo y el viento sobre el edificio tipo C.....	¡Error!
Marcador no definido.	
Gráfico 4. 9: Espectros de diseño normas NCh433 y NCh2745 para edificio tipo A.....	72
Gráfico 4. 10: Corte basal máximo normalizado, sin considerar factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.....	78
Gráfico 4. 11: Corte basal máximo normalizado, sin considerar factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B, dirección Y.	78
Gráfico 4. 12: Corte basal máximo normalizado, sin considerar factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo C, dirección Y.	79
Gráfico 4. 13: Corte basal máximo normalizado, considerando sólo factor R^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.	80
Gráfico 4. 14: Corte basal máximo normalizado, considerando sólo factor R^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B, dirección Y.....	80

Gráfico 4. 15: Corte basal máximo normalizado, considerando sólo factor R^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo C, dirección Y.....	81
Gráfico 4. 16: Corte basal máximo normalizado, considerando factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.....	82
Gráfico 4. 17: Corte basal máximo normalizado, considerando factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B, dirección Y.....	82
Gráfico 4. 18: Corte basal máximo normalizado, considerando factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo C, dirección Y.....	83
Gráfico 4. 19: Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y (dirección corta de la planta), edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A.....	83
Gráfico 4. 20: Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y (dirección corta de la planta), edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B.....	84
Gráfico 4. 21: Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y (dirección corta de la planta), edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo C.....	84
Gráfico 4. 22: Espectro de Pseudo Aceleración del terremoto 27 Febrero 2010, NCh 2745 y NCh 433.....	107
Gráfico 4. 23: Aceleraciones máximas absolutas de pisos obtenidas del análisis Tiempo historia, edificio tipo A.....	108
Gráfico 4. 24: Aceleraciones máximas absolutas de pisos obtenidas del análisis Tiempo historia edificio tipo B.....	108
Gráfico 4. 25: Aceleraciones máximas absolutas de pisos obtenidas del análisis Tiempo historia edificio tipo C.....	109
Gráfico 4. 26: Fuerza de corte por pisos obtenidos de ETABS, análisis Tiempo historia edificio tipo A.....	110
Gráfico 4. 27: Fuerza de corte por pisos obtenidos de ETABS, análisis Tiempo historia edificio tipo B.....	110
Gráfico 4. 28: Fuerza de corte por pisos obtenidos de ETABS, análisis Tiempo historia edificio tipo C.....	111
Gráfico 4. 29: Aceleraciones absolutas máximas de pisos, edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.....	112

Gráfico 4. 30: Aceleraciones absolutas máximas de pisos, edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B, dirección Y.	112
Gráfico 4. 31: Corte basal máximo normalizado, sin considerar factores R^* y F^* edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.	113
Gráfico 4. 32: Corte basal máximo normalizado, sin considerar factores R^* y F^* edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B dirección Y.	113
Gráfico 4. 33: Corte basal máximo normalizado, considerando factor R^* edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.	114
Gráfico 4. 34: Corte basal máximo normalizado, considerando factor R^* edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B, dirección Y.	114
Gráfico 4. 35: Corte basal máximo normalizado, considerando factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.	115
Gráfico 4. 36: Corte basal máximo normalizado, considerando factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B, dirección Y.	115
Gráfico 4. 37: Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y (dirección corta de la planta), edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A.	116
Gráfico 4. 38: Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y (dirección corta de la planta), edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B.	116

Índice de tablas

Tabla 1. 1: Sismos de mayor magnitud registrados en Chile (Diario El Mercurio).....	2
Tabla 3. 1: Propiedades físicas, edificio tipo A.	44
Tabla 3. 2: Propiedades físicas, edificio tipo B.....	44
Tabla 3. 3: Propiedades físicas, edificio tipo C.....	45
Tabla 3. 4: Sección de muros para el edificio tipo A.....	47
Tabla 3. 5: Perfiles utilizados para las vigas del edificio tipo A.....	48
Tabla 3. 6: Perfiles utilizados para las columnas del edificio tipo A.....	49
Tabla 3. 7: Sección de muros para el edificio tipo B.	50
Tabla 3. 8: Perfiles utilizados para las vigas del edificio tipo B.	51
Tabla 3. 9: Perfiles utilizados para las columnas del edificio tipo B.	52
Tabla 3. 10: Sección de muros para el edificio tipo C.	54
Tabla 3. 11: Perfiles utilizados para las vigas del edificio tipo C.....	55
Tabla 3. 12: Perfiles utilizados para las columnas del edificio tipo C.	55
Tabla 3. 13: Parámetros asociado al suelo tipo B, espectro de diseño, NCh 433.	58
Tabla 3. 14: Propiedades asociado al suelo tipo II, Espectro de diseño, NCh 2745.	61
Tabla 4. 1: Datos Generales para realizar el análisis modal espectral.	64
Tabla 4. 2: Participación Modal y Períodos, edificio tipo A.....	65
Tabla 4. 3: Participación Modal y Períodos, edificio tipo B.....	65
Tabla 4. 4: Participación modal y períodos, edificio tipo C.....	65
Tabla 4. 5: Corte basal de los edificios fijos en estudio, dirección Y, análisis modal espectral.....	66
Tabla 4. 6: Condiciones de diseño para la modelación de los aisladores edificio tipo A. ...	73
Tabla 4. 7: Condiciones de diseño para la modelación de los aisladores edificio tipo B. ...	73
Tabla 4. 8: Condiciones de diseño para la modelación de los aisladores edificio tipo C. ...	73
Tabla 4. 9: Propiedades de los aisladores para un análisis lineal, modal espectral.....	73
Tabla 4. 10: Participación modal y períodos, edificio tipo A aislado condición A1.	74
Tabla 4. 11: Participación modal y períodos, edificio tipo A aislado condición A2.	74

Tabla 4. 12: Participación modal y períodos, edificio tipo A aislado condición A3.	74
Tabla 4. 13: Participación modal y períodos, edificio tipo A aislado condición A4.	74
Tabla 4. 14: Participación modal y períodos, edificio tipo B aislado condición B1.....	75
Tabla 4. 15: Participación modal y períodos, edificio tipo B aislado condición B2.....	75
Tabla 4. 16: Participación modal y períodos, edificio tipo B aislado condición B3.....	75
Tabla 4. 17: Participación Modal y Períodos, edificio tipo B aislado condición B4.	75
Tabla 4. 18: Participación Modal y Períodos, edificio tipo C aislado condición C1.	75
Tabla 4. 19: Participación Modal y Períodos, edificio tipo C aislado condición C2.	75
Tabla 4. 20: Desplazamiento de diseño y fuerzas laterales mínimas para cada condición de diseño.	76
Tabla 4. 21: Corte basal para cada condición de diseño, edificios aislados.....	77
Tabla 4. 22: Desplazamiento laterales de los aisladores para cada dirección de análisis. ...	85
Tabla 4. 23: Propiedades Mecánicas iniciales del aislador de diseño, condición A1.	94
Tabla 4. 24: Geometría inicial del aislador de diseño, condición A1.	94
Tabla 4. 25: Propiedades mecánicas modificadas del aislador, condición A1.....	95
Tabla 4. 26: Geometría final del aislador de diseño, condición A1.....	96
Tabla 4. 27: Diseño de los aisladores para el edificio tipo A, propiedades iniciales y modificadas.	97
Tabla 4. 28: Diseño de los aisladores para el edificio tipo B, propiedades iniciales y modificadas.	97
Tabla 4. 29: Diseño de los aisladores para el edificio tipo C, propiedades iniciales y modificadas.	98
Tabla 4. 30: Verificaciones en el diseño de los aisladores.....	99
Tabla 4. 31: Corte basal de los edificios en estudio, dirección Y, análisis tiempo historia.	109
Tabla 4. 32: Desplazamientos y fuerzas laterales en el sistema de aislación.....	117
Tabla 4. 33: Esfuerzos de corte y momento del marco C, condición fija y aislada.	121

CAPITULO 1. INTRODUCCION

1.1. Generalidades

Desde tiempo remoto los sismos han sido considerados fenómenos naturales trágicos para la humanidad, son eventos impredecibles e inevitables y que seguirán ocurriendo en el futuro. El comportamiento estructural de las edificaciones cumple un papel fundamental cuando estos sucesos se presentan, ya que un buen desempeño de éstas puede resguardar la vida de miles de personas. El rol del ingeniero civil es ser un agente de cambio y es así como a través del tiempo distintos profesionales del área han ayudado con el desarrollo de nuevas técnicas o tecnologías para mejorar la calidad de las construcciones algunas de estas son; nuevos análisis, estudios del comportamiento estructural y de los materiales que lo constituye, entre otros. Lo anterior con el fin de tener una buena respuesta frente a fenómenos naturales de características estocástica como los sismos, resguardando así vidas humanas y costos materiales.

1.2. Motivación

Durante los últimos años, para evitar el posible colapso de la estructura ante sismos de gran magnitud, la ingeniería sismorresistente concebía en sus diseños la disipación de energía como la plastificación de los elementos estructurales. Esto se traduce en una gran cantidad de daños, los que requieren de una inversión elevada para ser reparados. Hoy en día gracias a las nuevas tecnologías se ha logrado iniciar un cambio en la metodología del diseño sismorresistente, enfocándose en lograr mayor ductilidad y disipación de energía localizada en las estructuras, esto último por medio de la implementación de sistemas de protección sísmica diseñados especialmente para absorber la energía del sismo o deflectar su efecto, protegiendo así a la estructura, su contenido y principalmente sus ocupantes (*De la Llera, 2014*).

Chile se encuentra ubicado geológicamente en el Cinturón de Fuego del Pacífico, zona donde se encuentra concentrado la mayor cantidad de volcanes activos e inactivos del mundo (75 %) y la zona de mayor concentración de movimientos sísmicos, registrando el 90 % de los terremotos (Gass, et al 2002). Por lo tanto el implementar tecnología en protección sísmica en esta zona debiese ser una práctica común al momento de diseñar una obra de gran envergadura.

Dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, Chile se encuentra en una zona de subducción donde la placa de Nazca más densa penetra bajo la placa Sudamericana menos densa. Al estar estas placas en permanente fricción acumulan tensión, cuando esta tensión se libera origina terremotos. El encuentro entre estas placas es uno de los más activos del mundo, por lo tanto, la concentración de terremotos o de movimientos telúricos no pasa desapercibido (Gass, et al, 2002).

Chile cuenta con un historial de sismos de gran magnitud, muchos de los cuales están dentro de los 10 de mayor magnitud en la historia registrada instrumentalmente a nivel mundial. Algunos de dichos eventos sísmicos se muestran en Tabla 1.1.

Tabla 1. 1: Sismos de mayor magnitud registrados en Chile (<http://es.earthquaketrack.com/>).

Lugar	Fecha	Magnitud de Momento
Valdivia	1960	9,5
Arica	1868	9,0
Constitución	2010	8,8
Valparaíso	1730	8,7
Vallenar	1992	8,5
Tarapacá	1877	8,3
Concepción	1835	8,2
Valparaíso	1906	8,2
Illapel	1943	8,2
Arica	2014	8,2
Coquimbo	2015	7,9

Desde el evento ocurrido el 27 de Febrero del 2010, Chile ha sido azotado por tres de los diez sismos de mayor magnitud.

Actualmente en Chile la mayoría de las grandes construcciones en altura son de Hormigón armado, dejando de lado el uso del acero como material estructural, pese a los beneficios de este material, estando el uso de aislamiento sísmico usualmente relacionado con edificios de hormigón armado. Por lo tanto, la información que se tiene sobre el comportamiento estructural de edificios altos a base de acero con aislamiento sísmico es escasa.

Una de las principales dificultades que surge al momento de tomar la decisión de construir un edificio en altura es el grado de seguridad que se desea transmitir a los ocupantes de este edificio, debido a lo anterior, muchas consultoras o constructoras toman la decisión de utilizar el Hormigón como material constructivo en desmedro del acero, a pesar de que el acero mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de esfuerzos. El implementar aislamiento sísmico a un edificio principalmente de acero puede aumentar la sensación de seguridad de sus ocupantes, favoreciendo el construir en base a este material.

En el terremoto del 27 de Febrero 2010, los edificios de acero no presentaron ningún tipo de falla o bien fueron mínimas. A pesar de esto último hay propuestas en comité para mejorar las normas NCh 2369 y NCh 427. Por otra parte las disposiciones para diseño de edificios de hormigón ya han tenido dos modificaciones normativas importantes en los últimos cuatro años, como por ejemplo la NCh 430 (*Diario La Tercera*). Esto ha significado un aumento del orden de un 15% de los costos directos de construcción de edificios de hormigón, con el objetivo de dotarlos de la ductilidad adecuada (*Maccioni, socio de Bascañán Maccioni e Ingenieros Asociados*).

En México se está construyendo la estructura más alta de ese país, la Torre BBVA Bancomer, la cual contará con una altura de 235 metros (50 pisos) destinado a oficinas (www.elfinanciero.com). El edificio cuenta con la característica de que las columnas son 100% de acero. Cabe destacar que México al igual que Chile se encuentra en el Cinturón de Fuego del Pacífico, reafirmando el hecho de que sí se puede construir edificios altos a base de acero en zonas de alta sismicidad.

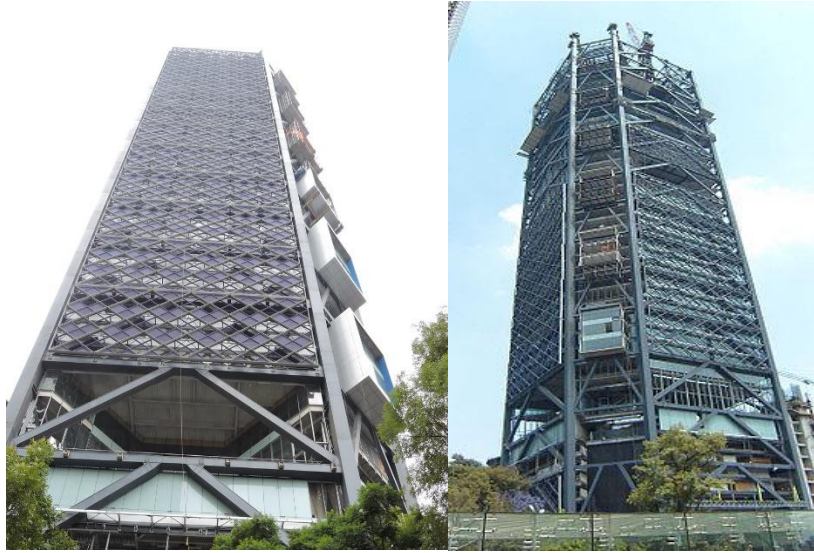


Figura 1.1: Torre BBVA Bancomer, Distrito Federal, México (www.plataformaarquitectura.cl).

1.3. Ingeniería sísmica y Sismología

Antes de comenzar a estudiar el desempeño que tienen las estructuras al implementar aislamiento sísmico es importante realizar una introducción a la ingeniería sísmica y sismología

1.3.1. Ingeniería Sísmica

El movimiento sísmico del suelo causado por el sismo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada. Esto genera las fuerzas de inercia, que se traducen en solicitaciones internas en los elementos resistentes, las cuales podrían representar un riesgo en la seguridad de la estructura y sus ocupantes.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas inducidas por los sismos hace que ésta vibre de forma distinta a como lo hace el suelo de fundación. Debido a esto las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino que también depende en forma preponderante de las propiedades de la estructura. Las fuerzas sísmicas son función del sismo y de las propiedades dinámicas del edificio, relacionadas con su masa, rigidez, materialidad y sistema estructural resistente.

La intensidad de la vibración inducida por el sismo en un edificio depende tanto de las características del movimiento del terreno como de las propiedades dinámicas de la estructura. Para sismos moderados la estructura se mantiene, normalmente, dentro de sus intervalos de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con buena aproximación basándose en métodos de análisis dinámicos lineales. En la medida de que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta, siendo menos confiable los métodos de análisis lineal. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento a aumentar (*Bazán y Meli, 1999*). La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y de materiales. El acero, por ejemplo, mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de esfuerzos, correspondiente a la fluencia. Una vez alcanzado su nivel de resistencia a la fluencia, este material es capaz de deformarse mucho más antes de alcanzar la ruptura, disipando energía en el proceso.

El cambio en las propiedades dinámicas de una estructura sometida al efecto de un sismo intenso es beneficioso. Esto último se debe a dos fenómenos principalmente: la disipación de energía que ocurre en el rango no-lineal de los materiales y la reducción de rigidez que modifica los períodos naturales del edificio. Al disipar energía se protege al resto de la estructura del daño sísmico concentrándolo en zona puntuales. Al reducir la rigidez del edificio por daño localizado, se alargan los periodos naturales, alejando al edificio de la zona de mayor potencia del terremoto, reduciendo así su efecto.

1.3.2. Sismología

Los sismos, terremotos o temblores de la tierra, son básicamente vibraciones de la corteza terrestre, generada por distintos fenómenos de índole natural como por ejemplo la actividad volcánica, caída de cavernas subterráneas, entre otras. Pero los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son de origen tectónicos, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida dicha corteza. Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior

de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza. Es esta vibración de la corteza terrestre la que pone en peligro las edificaciones que sobre ella descansa, al ser éstas solicitadas por el movimiento de su base. Por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios se generan fuerzas de inercia que induce esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que pueden conducirla a falla. (*Bazán y Meli 1999*).

La energía liberada por un sismo se propaga desde la zona de ruptura, mediante diversos tipos de ondas que hacen vibrar la corteza terrestre. Se identifican ondas de cuerpo que viajan a grandes distancias a través de la roca y ondas superficiales que se deben a reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo, cuando éstas llegan a la superficie. Las ondas de cuerpo se dividen en ondas P, también llamadas principales o dilatación y en ondas S, secundarias o de cortante (*Zúñiga, 2011*).

Las ondas P son las primera en llegar y causar vibraciones en la estructura. Las ondas S llegan luego, y hacen que la estructura oscile hacia ambos lados, estas ondas son las más dañinas a los edificios, debido a que estos están diseñados para resistir mejor fuerzas verticales (como el peso del concreto y acero), pero no responden bien a los esfuerzos horizontales que producen las ondas S.

Las ondas P y S generan vibraciones de alta frecuencia, mientras que las ondas superficiales que son las ultimas en llegar generan vibraciones de baja frecuencia. La combinación de los efectos de las ondas superficiales y las de cuerpo hacen que el suelo, y por ende los edificios vibren y oscilen en formas complejas.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Determinar hasta que altura y esbeltez de edificios estructurados en base a pórticos de acero es factible implementar aislamiento sísmico basal, logrando beneficios en términos de reducción de desplazamientos, aceleraciones absolutas y corte basal.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Definir la tipología de edificios a ser analizados, esto es, planta estructural, número de pisos y dimensiones de los elementos estructurales. Lo anterior basado en las exigencias de diseño de las normas sísmicas chilenas correspondientes.
- Determinar, mediante un análisis Modal Espectral, los desplazamientos máximos relativos de pisos (DRIFT), Fuerzas de Corte y aceleraciones absolutas del set de estructuras analizadas, considerándolas como fija en la base y con aislamiento sísmico.
- Diseñar Aisladores elastoméricos (Propiedades físicas y geométricas) que cumplan con las solicitudes provenientes de cada uno de los edificios en estudio.
- Determinar, mediante un análisis Tiempo-Historia en base al registro sísmico del 27 de febrero del 2010, los desplazamientos máximos relativos de pisos (DRIFT), Fuerzas de Corte y aceleraciones absolutas del set de estructuras analizadas, considerándolas como fija en la base y con aislamiento sísmico.
- Seleccionar los aisladores elastoméricos diseñados previamente, cuya estructura haya tenido input.

- Mostrar los beneficios de implementar aislamiento sísmico en términos de reducción de los esfuerzos internos en elementos estructurales.

1.5. Hipótesis

- La implementación de aislamiento sísmico basal en base a elastómero no siempre es factible en términos de construcción de los dispositivos y beneficioso en términos de reducción de desplazamientos, aceleraciones y corte basal en estructuras de gran altura y/o esbeltez.
- La implementación de aislamiento sísmico basal en base a elastómero, puede tener beneficios en el diseño de edificios estructurados en base a pórticos de acero con núcleo central de hormigón armado.

CAPITULO 2. ESTADO DEL ARTE

2.1. Aislamiento sísmico

2.1.1. Introducción

El concepto de aislación sísmica ha sido desarrollado desde hace más de 100 años; sin embargo, recién en los últimos 40 años se ha ido difundiendo para ser aplicado de forma práctica y sólo en los últimos 15 años su aplicación se ha ido incrementando de forma exponencial por el buen desempeño que presentaron los pocos edificios aislados ante los sismos (*Kelly, 1993*). En 1969 se construyó el primer edificio aislado con bloques de caucho, la escuela Pestalozzi de tres pisos. A finales de 1970 se construyeron algunos edificios aislados en Japón. En 1978 se construyó la primera estructura con aisladores sísmicos hechos con capas intercaladas de caucho y acero con un núcleo de plomo en el centro en la construcción del viaducto de Toe-Toe en North Island, en Nueva Zelanda. El primer edificio aislado en Estados Unidos es Foothills Communities Law and Justice Center, ubicado en los Ángeles, el cual fue construido a mediados del año 1985.

2.1.2. Protección sísmica

La aislación sísmica es uno de los tantos sistemas de protección sísmica de estructuras que existen hoy en día.

Los sistemas de protección sísmica se clasifican en tres categorías: Sistemas activos, Sistemas semi-activos y sistemas pasivos (*Toapanta, 2013*).

Sistemas Activos: los sistemas activos incluyen sensores de movimiento, sistema de control y procesamiento de datos y actuadores dinámicos. El funcionamiento de los sistemas activos se resumen de la siguiente forma: las excitaciones externas y la respuesta de la estructura son medidas mediante sensores, luego un algoritmo de control procesa también en tiempo real la información obtenida por los instrumentos y determina las fuerzas necesarias que deben aplicar los actuadores para estabilizar la estructura.

Sistema Semi-Activo: Al igual que los sistemas Activos, modifican la respuesta para minimizar las sollicitaciones en la estructura. La diferencia fundamental con los sistemas activos es que no mide la respuesta en tiempo real, sino que la estima o predice por medio de un algoritmo de análisis estructural.

Sistemas pasivos: los sistemas pasivos son los sistemas de protección sísmica más comúnmente utilizados en la actualidad. Estos no miden ni predicen la respuesta estructural, sus propiedades no se alteran para responder más eficientemente, sino que responden de acuerdo a la sollicitación en función de sus propiedades iniciales de diseño. A esta categoría corresponden los sistemas de aislación sísmica de base y los disipadores de energía. Los sistemas pasivos permiten reducir la respuesta dinámica de las estructuras a través de sistemas mecánicos especialmente diseñados para disipar energía por medio de calor.

Fundamento del aislador sísmico

El diseño de estructuras con aislación sísmica se basa en el principio de desacoplamiento en el dominio de la frecuencia del movimiento de la superestructura respecto del movimiento del suelo. Esto se logra incorporando una interface muy flexible que vincula a la superestructura con la subestructura, a través de elementos flexibles en las direcciones horizontales y muy rígidas en la dirección vertical llamados aisladores sísmicos. (Lüders, 2013).

La incorporación de aisladores sísmico permite reducir la rigidez horizontal del sistema estructural logrando que el período de vibración de la estructura aislada sea varias veces mayor que el periodo de la estructura sin aislamiento. La incorporación de aisladores sísmicos también ayuda a aumentar el amortiguamiento de la estructura. Esto no solo conduce a una menor demanda de deformación sobre el sistema de aislación, sino que también implica una reducción de las fuerzas de corte que actúa sobre el sistema de aislamiento y, por ende, sobre la superestructura. (Lüders, 2013).

Sin embargo hay que tener en consideración que un aumento excesivo del amortiguamiento en algunos casos podría conducir a un aumento de las aceleraciones de

piso generando problemas con la seguridad de los contenidos de la estructura. (Maureira, 2016).

Estos sistemas son muy eficientes en reducir la demanda en estructuras rígidas ubicadas en suelos firmes, perdiendo efectividad en suelos blandos. Esto último debido a que, los suelos blandos pueden filtrar las altas frecuencias, acentuando las componentes de baja frecuencia, las cuales podrían inducir resonancia en sistemas flexibles como edificios con aislamiento sísmico.

En general, los movimientos sísmicos tienen alto contenido de frecuencias bajas, reduciendo su potencia para frecuencias altas. El rango de frecuencias predominantes según el tipo de fuente sismogénica, distancia a la falla, tipo de suelo, entre otras cosas. En particular, los espectros de diseño de las normas de diseño sísmico NCh 2745, muestran que los períodos predominantes del espectro de diseño sísmico están aproximadamente entre 0.2s y 0.7s. Esto significa que aquellos edificios cuyo período fundamental está en ese rango sufrirán las mayores aceleraciones sísmicas y por ende, la fuerza sísmica en proporción alcanzará su mayor magnitud. Estructuras más flexibles y de período fundamental más largo estarían sometidas a aceleraciones de piso menores. Debido a lo anterior, en estructuras con aislamiento basal las fuerzas sísmicas se reducen en comparación a igual estructura fija en su base. Esto debido a que el aislamiento flexibiliza la estructura y, por ende, alarga sus períodos naturales de forma considerable alejando a la estructura de la zona de mayor demanda sísmica. En la figura 2.1 se observa como disminuye la aceleración espectral debido al aumento del período fundamental de la estructura al incorporar aislamiento sísmico.

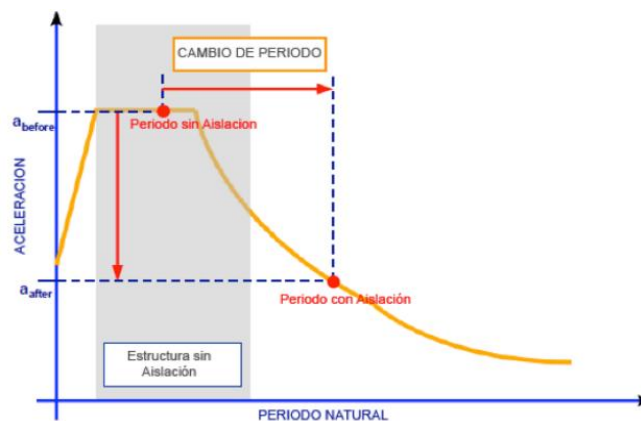


Figura 2. 1: Modificación del período fundamental de una estructura fija, para llevar a cabo la aislación sísmica (www.tecnoav.cl).

Objetivos de la aislación sísmica

Los objetivos fundamentales que se busca alcanzar al dotar a una superestructura con aislamiento sísmico son:

1. Deflectar o reducir los efectos del sismo en la superestructura en términos de desplazamiento relativos de piso y aceleraciones absolutas de piso.
2. Reducir el daño en los elementos estructurales y no estructurales.
3. Proteger la vida de los ocupantes y el contenido del inmueble.
4. Permitir la continuidad operacional de la infraestructura después de un sismo severo.

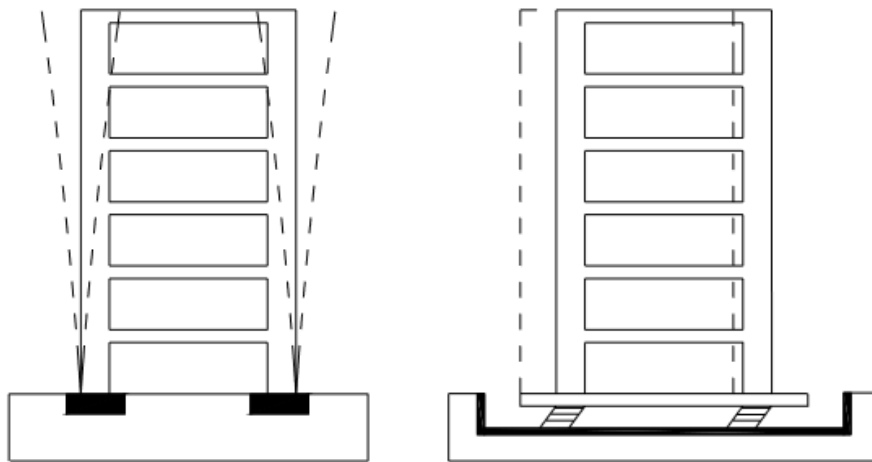


Figura 2. 2: Desplazamiento de una estructura fija y aislada durante un sismo (Marcelo Saavedra, 2005).

Lo expresado en los puntos anteriores se muestra gráficamente en la figura 2.2. En ésta se representa la vibración de un edificio fijo en su base versus el mismo edificio con aislamiento sísmico. El edificio con aislamiento sísmico se mueve fundamentalmente como cuerpo rígido, concentrando deformación en la interface de aislamiento, reduciendo así la demanda sísmica en la superestructura.

Existen diversos tipos de sistemas de aislación basal, cada uno con sus características propias en cuantos a sus mecanismos de acción, materiales que lo componen, costos de implementación y tipos de estructuras en donde es más conveniente usarlos. Todos ellos buscan el mismo fin, desacoplar la estructura del movimiento del suelo, reduciendo así la demanda sísmica. Dentro de los sistemas más destacados se encuentran los aisladores

elastoméricos convencionales, elastomérico con núcleo de plomo y el aislador de péndulo friccional.

Aisladores elastoméricos

Los aisladores elastoméricos son los dispositivos más utilizados actualmente en el diseño de estructuras con aislamiento sísmico. Este dispositivo consiste en un conjunto de capas delgadas de goma natural adheridas por un proceso de vulcanización a planchas delgadas de acero. Las láminas alternadas de goma pueden deformarse en un plano horizontal entregando la flexibilidad que permite al edificio moverse lateralmente bajo el movimiento producido por un sismo. Estos apoyos tienen la característica de poseer una alta rigidez vertical inhibiendo la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical de la estructura. Esto último se logra gracias al confinamiento proporcionado por las láminas de acero intercaladas. Los aisladores elastoméricos laminados cuentan en sus extremos superior e inferior con dos placas de acero gruesas con las cuales se conectan a la superestructura en su parte superior y a la fundación en su parte inferior. En la mayoría de los diseños de aisladores elastoméricos se utiliza la geometría de un cilindro, ya que con esto, las propiedades del aislador no se ven afectadas por la dirección de la carga horizontal aplicada, repartiéndose los esfuerzos de forma uniforme. (*Carl Lüders, 2013*).

Dentro de los aisladores elastoméricos convencionales se pueden distinguir dos tipos; aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR) y aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR).

Aisladores elastomérico de bajo amortiguamiento (LDR)

En estos dispositivos se utiliza goma natural con bajo grado de amortiguamiento. Estos aisladores en general exhiben un comportamiento prácticamente lineal-elástica a bajas deformaciones y Lineal-viscoso a grandes deformaciones. Los aisladores LDR presentan amortiguamiento del orden del 5 %. (*NCh 2745*).

Aisladores elastomérico de alto amortiguamiento (HDR)

En este caso se utiliza una goma que además de entregar la flexibilidad requerida posee como propiedad natural un alto amortiguamiento a través de la inclusión de nuevos aditivos químicos (Carbón en polvo, aceites, polímeros, resinas). Con esto se logra aumentar el amortiguamiento de la goma a niveles cercanos al 10-15 %. (NCh 2745).

Los aisladores HDR presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo de carga.

Aisladores elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

El aislador elastomérico con núcleo de plomo se construye en general de goma de bajo amortiguamiento y se les deja un orificio central cilíndrico en el que se introduce el corazón de plomo bajo presión. Bajo deformación lateral, el plomo se deforma en un estado de corte puro y fluye a una tensión cercana a los 10 MPa a temperatura ambiente, produciendo numerosos ciclos histeréticos estables, debido a que el plomo recrystaliza a temperatura de ambiente. Una de las grandes ventajas de los aisladores con corazón de plomo es que producen en forma natural un nivel de rigidez inicial importante para cargas de servicio. Esto es importante debido a que reduce las vibraciones de la estructura para cargas pequeñas como temblores menores, tránsito vehicular y el uso natural de la construcción. (NCh 2745).

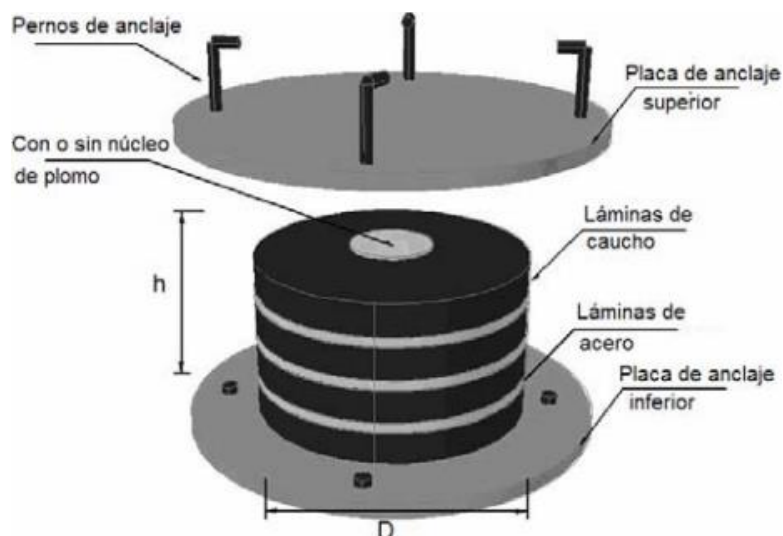


Figura 2. 3: Aisladores Elastomérico con o sin núcleo de plomo (González, 2001).

Aislador de base utilizando péndulo friccional

El aislador de péndulo friccional es un dispositivo de aislamiento que combina el efecto de deslizamiento con roce más fuerza restauradora. El péndulo friccional tiene un deslizador que está articulado sobre una superficie de acero inoxidable. A medida que el soporte se mueve sobre la superficie esférica, la masa que ésta soporta sube, otorgando al sistema una fuerza restauradora. La fricción entre el apoyo articulado y la superficie esférica genera cierto amortiguamiento de tipo no-lineal. La rigidez efectiva del aislador y el periodo de oscilación de la estructura están controlados por el radio de curvatura de la superficie cóncava (Toapanta, 2013).

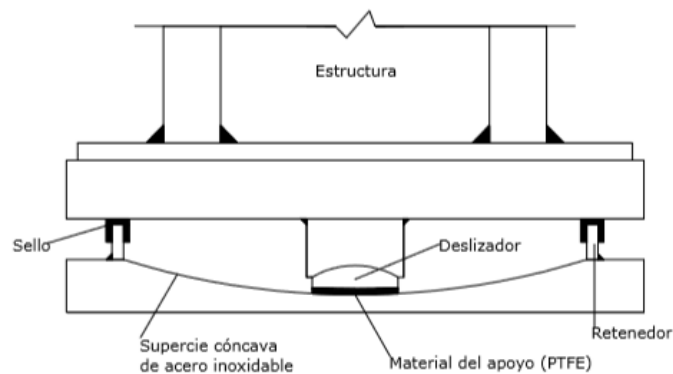


Figura 2. 4: Aislador de péndulo friccional simple (Aguiar, 2008).

2.1.3. Teoría lineal del aislamiento sísmico

Un análisis realista de edificios apoyado sobre aisladores sísmicos necesita el uso de procedimientos de cálculo no lineal paso a paso. Sin embargo, es posible linealizar las ecuaciones constitutivas del aislador para obtener un sistema lineal equivalente. Esta simplificación propuesta por diversos autores como Kelly (1991), Skinner (1993) y Shustov (1992), permite comprender mejor el comportamiento de los sistemas de apoyo.

Estructura de un grado de libertad

La figura 2.5 muestra una estructura de un grado de libertad apoyada sobre un sistema de aisladores y su correspondiente modelo dinámico. Las masas m_b y m_1 corresponden a la base y a la estructura, respectivamente. La rigidez k_b y el coeficiente de amortiguamiento c_b definen las características dinámicas del sistema de aislamiento. La rigidez k_1 y el coeficiente de amortiguamiento c_1 definen las características dinámicas de la superestructura.

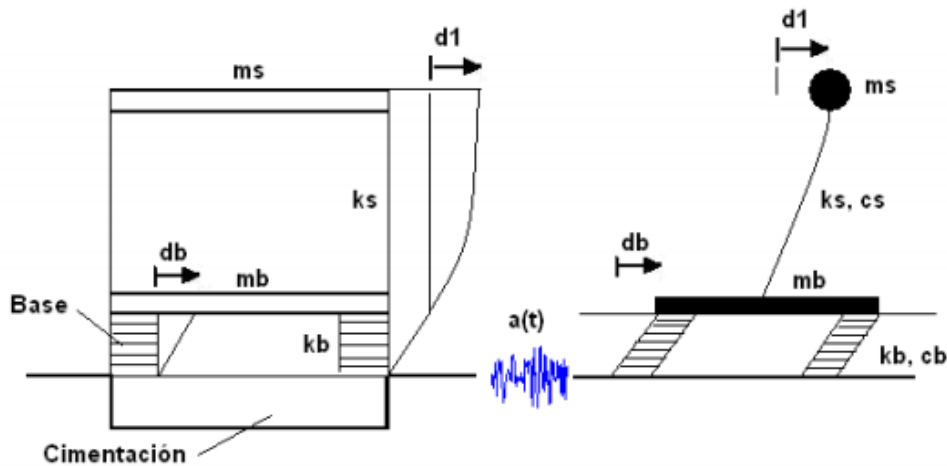


Figura 2. 5: Modelo dinámico de un grado de libertad de una estructura aislada (Aguilar, 2008).

El movimiento sísmico del terreno se representa por el desplazamiento $d(t)$, velocidad $v(t)$ y aceleración $a(t)$ en la base de la estructura. El desplazamiento de la masa m_1 con respecto al aislador es $d_1(t)$. El desplazamiento de la masa m_b con respecto al terreno es $d_b(t)$.

El principio de equilibrio dinámico de D'Alembert permite obtener las ecuaciones del movimiento de las masas m_s y m_b .

El modelo dinámico del movimiento queda representado de la siguiente manera:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = -\mathbf{M}\mathbf{J}a(t)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_b + m_1 & m_1 \\ m_1 & m_1 \end{bmatrix} \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_1 \end{bmatrix} \quad \mathbf{k} = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_1 \end{bmatrix} \quad \mathbf{J} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \mathbf{X} = \begin{bmatrix} x_b \\ x_1 \end{bmatrix}$$

Donde:

M: matriz de masa del sistema.

C: matriz de amortiguamiento del sistema.

K: matriz de rigidez del sistema.

J: vector de influencia del input sobre la interface de aislamiento.

La frecuencia angular de la estructura se obtiene de la siguiente expresión:

$$\omega_s = \sqrt{k_1/m_s} \quad (2.1)$$

De forma similar se obtiene la frecuencia angular del aislador:

$$\omega_b = \sqrt{(k_b/(m_b + m_s))} \quad (2.2)$$

El amortiguamiento del aislador se obtiene de la expresión:

$$C_b = 2\beta_b\omega_b (m_b + m_s) \quad (2.3)$$

Estructuras de varios grados de libertad

Para estructuras de más pisos, por ende, más grados de libertad la modelación es similar a la estructura de un grado de libertad, la diferencia radica en la incorporación de las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento asociados a la superestructura.

En formulación matricial, la ecuación de movimiento es:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = -MJ a(t) \quad (2.4)$$

Donde:

$$M = \begin{bmatrix} m_b + m_T & J^T M_s \\ M_s J & M_s \end{bmatrix} \quad C = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \quad K = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix} \quad J = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad X = \begin{bmatrix} x_b \\ X_s \end{bmatrix}$$

Donde K_s es la matriz de rigidez lateral de la estructura, C_s es la matriz de amortiguamiento de la estructura, m_T es la masa estructural total proyectada al grado de libertad de la base.

$m_T = \sum_{i=1}^N m_i$ y m_i es la masa correspondiente a un piso.

2.1.4. Teoría bi-lineal del aislamiento sísmico

Un proyecto de edificios con aisladores de base requiere de un estudio detallado considerando diversos parámetros que habitualmente no son contemplados en el diseño tradicional o convencional de estructuras. Entre ellos destacan el desplazamiento del aislador así como la aceleración y desplazamientos máximos entre pisos de la estructura. Si el movimiento del aislador sobrepasara los valores de proyecto, se podría producir el impacto entre la estructura y el terreno adyacente, con la correspondiente amplificación dinámica y la pérdida de función del aislador (*Bozzo y Barbat, 1999*).

Las ecuaciones del movimiento desarrollado en el apartado anterior (teoría lineal) están definidas bajo la suposición de una rigidez y amortiguamiento efectivo en el sistema de aislamiento. Así también se asume la rigidez lineal de la estructura soportada por los aisladores.

Si las condiciones anteriores se cumplen, se puede encontrar una relación lineal ante una fuerza sísmica que afecta al sistema. Sin embargo, en la mayoría de los casos las condiciones son ideales tales como; configuraciones estructurales complejas, suelo muy blandos, cercanía a fallas activas, todos estos factores impiden que un análisis lineal represente con precisión el desempeño de la estructura.

Para superar las limitaciones del análisis lineal se han incorporado las propiedades mecánicas de los aisladores en el procedimiento analítico, lo cual lleva a un análisis no lineal.

La no linealidad en la estructura proviene de dos fuentes: deformación inelástica de la superestructura y grandes deformaciones en el sistema de aislamiento.

Sin embargo debido a que la superestructura es mucho más rígida que el sistema de aislamiento, las deformaciones ocurren principalmente en este último. Por lo anterior, se puede asumir sin gran error que la superestructura tendrá una respuesta lineal. Con esta suposición, en la práctica de diseño sólo se consideran las propiedades no lineales de los aisladores las cuales representan de manera bastante precisa el comportamiento de la estructura con aislamiento sísmico.

Modelo bi-lineal

El modelo bi-lineal es una formulación simple que puede representar el comportamiento histerético no lineal de ciertos elementos. La determinación de un modelo bi-lineal se inicia definiendo cuatro parámetros básicos, según las propiedades de cada tipo de aislador

Los parámetros básicos del modelo bi-lineal son:

- Rigidez Elástica o Inicial k_e
- Rigidez Postfluencia k_p
- Fuerza Característica Q .
- Deformación o fuerza de fluencia F_y .

Estos cuatro parámetros reflejan adecuadamente las características mecánicas de estos dispositivos y suministran una estimación bastante adecuada del comportamiento no lineal de un aislador.

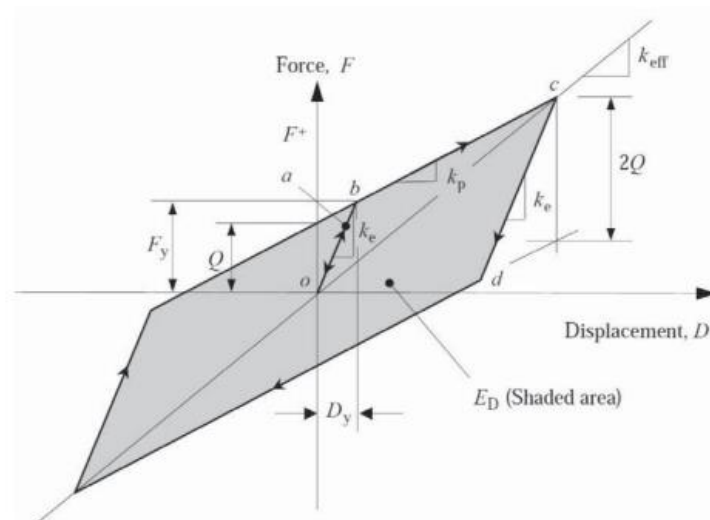


Figura 2. 6: Representación del modelo bi-lineal del aislador elastomérico (Rico Pradilla, Gustavo Chio, 2011).

Cuando una fuerza de corte es aplicada al aislador, se asume una relación lineal entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral expresada por \overline{ob} , la rigidez en este sector está definida por la rigidez de pre fluencia k_e . Una vez que la fuerza llega al punto **b** comienza la fluencia en el aislador, superado el punto **b** ocurren grandes desplazamientos con pequeños incrementos en la fuerza de corte, su rigidez está definida por la rigidez post fluencia k_p .

Al comenzar la descarga en el punto **c**, la trayectoria no es la previa sino que sigue la trayectoria \overline{cd} , que tiene la misma rigidez inicial de \overline{oa} . El valor del decremento del cortante \overline{cd} es igual a $2F_y$, donde F_y corresponde a la fuerza de fluencia. La rigidez efectiva K_{eff} queda expresada por la pendiente de la recta secante \overline{oc} (Roger Meza, Edgar Sánchez, 2010).

El proceso de análisis bi-lineal consiste en, a partir de las propiedades físicas concretas del dispositivo, determinar los cuatro parámetros mecánicos del modelo simplificado mostrado en figura 2.6. En el estudio realizado en esta tesis, este proceso se efectuó de forma iterativa, ya que los parámetros se determinaron en base a una razón de amortiguamiento crítico y rigidez efectiva requerida, y no en base a las propiedades concretas del aislador. Esto es, se efectuó un proceso inverso en el cual, dados la razón de amortiguamiento crítico y rigidez efectiva deseados, se determinaron los parámetros del modelo bi-lineal y, con ellos, se determinó finalmente las propiedades concretas de los aisladores requeridos. Partiendo de una razón de amortiguamiento crítico y rigidez efectiva, se impuso la condición de igualdad de energía disipada. La energía disipada en un ciclo histerético bi-lineal corresponde al área del rombo achurado en la figura 2.6, la cual es aproximadamente $4F_y D$. La energía disipada en un ciclo viscoso con in-put de movimiento armónico, corresponde al área de la elipse de la figura 2.7, la cual es aproximadamente a $2\pi D^2 M_{ta} \omega_a^2 \xi_{equiv}$.

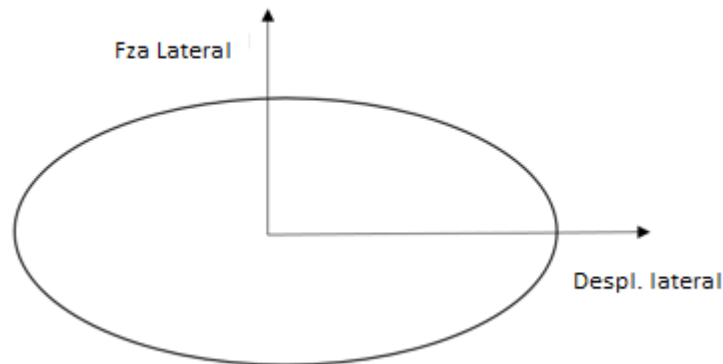


Figura 2. 7: Curva carga-desplazamiento de un ciclo armónico visco-elástico.

Donde:

ξ_{equiv} = Amortiguamiento equivalente.

w_a = Frecuencia angular del sistema de aislamiento.

M_{ta} = Masa total que tributa en promedio sobre un aislador.

D = Desplazamiento máximo del aislador.

Igualando las energías disipadas en un ciclo histerético bi-lineal y viscoso se puede obtener la fuerza de fluencia F_y de la siguiente manera:

$$F_y = \frac{2\pi D^2 M_t \omega a^2 \xi_{equiv}}{4D} \quad (2.5)$$

Es destacable el hecho de que la fuerza de fluencia anterior depende del desplazamiento máximo, el cual no se conoce a priori. Sin embargo, dicho desplazamiento puede ser estimado a partir del espectro de desplazamiento de diseño, para conocer una estimación del parámetro F_y . Posteriormente, conocidos los parámetros del modelo bi-lineal, se determina la respuesta del sistema estructural ante el input dado, se calcula D y se corrige la fuerza de fluencia F_y , esto hace que el procedimiento sea iterativo, pues se repite hasta lograr convergencia. En la práctica, basta con una corrección para obtener valores razonablemente adecuados.

Del ciclo histerético mostrado en la figura 2.6 se pueden desprender de forma gráfica los otros parámetros que definen el modelo bi-lineal:

Fuerza máxima lateral

$$F_{m\acute{a}x} = K_{eff} D \quad (2.6)$$

Donde D es el desplazamiento asociado a la rigidez efectiva.

Rigidez Post fluencia

$$K_p = \frac{GA}{H_r} \quad (2.7)$$

Rigidez Pre fluencia

$$K_e = \frac{F_y}{D_Y} \quad (2.8)$$

Donde:

$D_Y = 0.05 H_r$, donde H_r es la altura de goma total.

Fuerza característica

$$Q = D_Y (K_e - K_p) \quad (2.9)$$

2.1.5. Estabilidad axial de los aisladores elastoméricos

En un comienzo el uso de aisladores sísmicos estaba reservados para estructuras relativamente bajas y poco esbeltas. Con el paso del tiempo el uso se extendió a edificios más altos y relativamente esbeltos. Esto se tradujo en un aumento significativo en la carga axial que recibían los aisladores, alterando su estabilidad. Este efecto debe ser considerado en el análisis de edificios altos y esbeltos con aislamiento sísmico.

Koh y Kelly en 1987, observaron que existe un decrecimiento en la rigidez horizontal con el incremento de las cargas axiales en los aisladores elastoméricos y un debilitamiento en la dirección vertical con la deformación lateral. Este fenómeno de inestabilidad en aisladores elastoméricos fue estudiado con más detalle posteriormente por otros autores (Ryan, 2005).

Relación aproximada fuerza-deformación basado en el modelo lineal de dos resortes

El análisis de pandeo para un aislador elastomérico se basa en la teoría análoga al análisis del pandeo de una columna, pero dominado por la baja rigidez de corte del aislador, denominada teoría de Haringx, basado en lo anterior, Koh y Kelly (1987) desarrollaron un modelo simplificado que describe el comportamiento acoplado de cargas axial y lateral sobre el aislador.

El modelo conceptual es el que se muestra en la figura 2.8 y corresponde a un mecanismo de dos grados de libertad con interacción entre ellos debido a grandes desplazamientos, describiendo así la inestabilidad del aislador. Adicionalmente a lo anterior, el modelo incorpora la rigidez axial correspondiente a desplazamiento lateral nulo, como un resorte vertical trabajando en paralelo con el modelo.

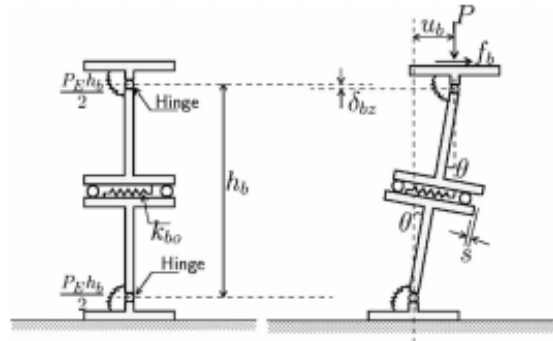


Figura 2. 8: Representación del modelo lineal de dos resortes (Kelly 1997).

Suponiendo el comportamiento lineal del material, la rigidez cortante horizontal de resorte es:

$$k_{bo} = \frac{GA}{H_r} = \frac{GA_s}{H} \quad (2.10)$$

Donde:

G: módulo de Corte de la goma.

H_r : altura total de las láminas de gomas del aislador.

H: altura total del aislador, considerando láminas de goma y de acero de confinamiento.

A: área de la sección transversal del aislador.

A_s : área modificada de la sección transversal del aislador, $A_s = A(H/H_r)$

Del mismo la rigidez vertical del resorte trabajando en paralelo es:

$$k_{bzo} = \frac{E_c A}{t_r} = \frac{E_c A_s}{h_b} \quad (2.11)$$

Donde:

E_c : módulo de compresibilidad efectiva de la goma y confinada por láminas de acero.

El módulo de elasticidad de la goma confinada queda expresada de la siguiente manera:

$$E_c = K \left(1 - \frac{2}{\lambda R} \frac{I_1(\lambda R)}{I_0(\lambda R)} \right) \quad (2.12)$$

Donde:

$$\lambda R = S \sqrt{\frac{48G}{K}}$$

Donde:

S= Factor de forma de una lámina de goma del aislador, definido como S= Área comprimible/ Área libre de hincharse.

K= Módulo de Bulk (o decompresibilidad) de la goma.

Las funciones I_1 y I_0 corresponde a las funciones de Besel de orden 1 y 0 respectivamente, las cuales dependen de λR y se definen de la siguiente manera:

$$I_1(\lambda R) = \frac{\lambda R}{2} \left(1 + \frac{\lambda R^2}{8} + \frac{\lambda R^4}{192} + \dots \right) \quad (2.13)$$

$$I_0(\lambda R) = \left(1 + \frac{\lambda R^2}{4} + \frac{\lambda R^4}{64} + \dots \right) \quad (2.14)$$

Si la rigidez de cizalladura del modelo de dos resorte fuera infinita, la rigidez rotacional dividido por h_b sería igual a la carga de pandeo de Euler convencional dado por:

$$P_E = \frac{\pi^2}{h_b^2} EI_s \quad (2.15)$$

Donde:

EI_s : resistencia a la flexión de las multicapas del aislador.

$$EI_s = \frac{1}{3} E_c I \frac{H}{H_r} \quad (2.16)$$

Donde:

I: momento de Inercia: $\pi D^4 / 64$

Por lo tanto la rigidez rotacional dividido en partes iguales entre los resortes superior e inferior corresponde a $P_E h_b / 2$.

Con estas simples relaciones lineales constitutivas, el equilibrio de las ecuaciones que relacionan la fuerza lateral f_b y la fuerza axial P de compresión con la deformación S del resorte de corte y la rotación θ del resorte de giro son:

$$f_b - k_{b0} s + P\theta = 0 \quad (2.17)$$

$$f_b h_b - P_E h_b \theta + P(s + h_b \theta) = 0 \quad (2.18)$$

Se asume que existen pequeñas rotaciones θ .

Dentro de estas formulaciones se incorpora el cálculo del Pandeo crítico del modelo de dos resortes el cual se obtiene a través del determinante del sistema de ecuaciones (Ecuaciones 2.16 y 2.17) asumiendo s y θ igual a cero.

$$P_{cr} = \pm \sqrt{P_E P_s} \quad (2.19)$$

Donde $P_s = GA_s = Hk_{b0}$

Una vez obtenido el Pandeo crítico se puede calcular la rigidez horizontal reducida, el cual queda definida por:

$$k_b = k_{b0} \left[1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right] \quad (2.20)$$

Donde k_{b0} es la rigidez horizontal inicial del modelo.

Las formulaciones desprendidas del modelo de dos resortes propuesto por Kelly en el año 1997 hasta el día de hoy son utilizadas al momento de diseñar aisladores elastoméricos.

2.1.6. Diseño geométrico

Para el diseño geométrico de los aisladores es necesario utilizar los parámetros obtenidos del modelo bi-lineal.

La fuerza máxima también se puede expresar de manera gráfica de modelo bilineal:

$$F_{m\acute{a}x} = F_y + K_P(D - D_Y) \quad (2.21)$$

$$F_{m\acute{a}x} = F_y + \frac{G\pi R^2}{H_r} (D - D_Y) \quad (2.22)$$

De esta ecuación se determina el primer parámetro geométrico, la altura total de las capas de goma H_r , asumiendo en primera instancia un D_Y igual a cero.

$$H_r = R^2 \left(\frac{6D\pi}{F_{m\acute{a}x} - F_y} \right) \quad (2.23)$$

El espesor de cada capa de goma t_r queda definido por:

$$t_r = \frac{R}{2S} \quad (2.24)$$

El número total de capas de goma es:

$$n_{goma} = \frac{H_r}{t_r} \quad (2.25)$$

El espesor de cada capa de acero t_c se asume igual a 1 mm.

El número total de capas de acero es:

$$n_{acero} = n_{goma} - 1 \quad (2.26)$$

La altura Total del aislador H_T es:

$$H = H_r + t_s (n_{goma} - 1) + 2t_{placas} \quad (2.27)$$

Al momento de diseñar los aisladores hay que verificar que la frecuencia vertical tiene que ser a lo menos 10 Hz.

El período vertical es igual a:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M_t}{K_v t}} \quad (2.28)$$

Donde:

$K_v t$: Rigidez vertical del edificio, el cual se obtiene multiplicando K_v por el número de aisladores.

M_t : Masa total del edificio.

Donde el K_v de cada aislador queda definido como:

$$K_v = \frac{E_c A}{H_r} \quad (2.29)$$

La frecuencia vertical queda expresada como:

$$f_v = \frac{1}{T_v} \quad (2.30)$$

2.1.7. Costos cualitativos en la instalación de aislamiento sísmico.

En cuanto a los costos en la instalación de aislamiento sísmico, la norma NCh 2745 no está orientada a reducir los costos iniciales de las estructuras con sistemas de protección sísmica. Si bien se podría construir estructuras más livianas, ya que las solicitudes disminuyen, la NCh 2745 en el punto 7.4.3 recomienda que la estructura aislada no se puede diseñar con un corte menor al valor definido por la NCh 433 en 6.2.3.1.1. El objetivo principal de los dispositivos de protección sísmica es mejorar la respuesta y seguridad sísmica de las estructuras. En general la inversión inicial en una estructura con estos dispositivos suele ser mayor que una estructura convencional, no obstante la reducción de la probabilidad de daño estructural y no estructural durante un evento sísmico severo durante la vida útil de la estructura aislada compensa la inversión inicial. El entregar un mayor grado de seguridad a los ocupantes de estas estructuras puede ser considerado un “plus” al momento de ofrecer los servicios, aumentando el interés por parte del mercado inmobiliario de contar con edificios protegidos sísmicamente.

Del punto de vista del costo cuantitativo, los costos de la protección sísmica dependen del sistema que se instale, de las características y requisitos del proyecto. Son muchas las variables a considerar y deben ser estudiadas para cada proyecto en particular.

A continuación se presenta un listado de aspectos en los cuales el aislamiento reduce costos y donde aumenta los costos.

Reduce:

- Volumen de hormigón y/o peso de acero estructural.
- Tamaño de las fundaciones.
- Los costos en reparación de daños, luego de eventos sísmicos severos.

Aumenta:

- Costo de los aisladores sísmicos:
 - Costos del proyecto de aislación.
 - Costos de fabricación y ensayo de prototipos.
 - Costos de instalación.
 - Costo del sistema de conectores flexibles en las instalaciones y juntas de dilatación.
- Los plazos de ejecución de la obra.
- Costo de mantención e inspección.
- Costo de instalaciones de AP y AS.

2.1.8. Situación actual en Chile

Chile ha sido uno de los países precursores en el uso de sistemas de protección sísmica a nivel Sudamericano, hoy en día cuenta con un importante avance tecnológico en esta área sumado esto al aumento de estructuras aisladas.

Dentro de los avances Chile dispone de una Norma para el análisis y diseño de edificios utilizando aislamiento sísmico (NCh 2745 Of 2003), con un Laboratorio de Aislamiento Sísmico y Disipación de energía (DICTUC UC), también existe una empresa nacional dedicada a fabricar aisladores elastoméricos (Empresa VULCO).

El uso de aisladores comenzó en el año 1992 pero a partir de los acontecimientos ocurridos el pasado 27 de Febrero del 2010, el uso de aislamiento sísmico aumentó en forma exponencial (ver gráfico 2.1) debido al excelente comportamiento de estos sistemas durante el terremoto.



Gráfico 2. 1: Uso de aislamiento sísmico en Chile (Adaptado de empresa Sirve).

A continuación se presentan algunos casos emblemáticos de estructuras en Chile que presentan algún tipo de sistema de protección sísmica.

Edificio Comunidad Andalucía, Santiago (1992)

El Edificio Comunidad Andalucía es el primer edificio aislado en Chile. Se construyó sobre un conjunto de 6 aisladores elastomérico de alto amortiguamiento que lo conectan a los cimientos del edificio.



Figura 2. 9: Aisladores sísmicos utilizados en el edificio Andalucía (<http://www.renadic.cl/>).

Clínica San Carlos de Apoquindo, Santiago (2001)

La Clínica San Carlos de Apoquindo es el primer hospital con Aislación sísmica en Chile. Es un edificio de 6 pisos, en el cual se utilizaron 52 aisladores elastoméricos (22 con corazón de plomo) a nivel del cielo del subterráneo, evitando así la construcción de una losa adicional.



Figura 2. 10: Aisladores sísmicos utilizados en la Clínica San Carlos de Apoquindo (www.SIRVE.cl).

Muelle de Coronel, 8° Región (2009)

El muelle de Coronel es el primer muelle aislado que se construye en Chile. Cuenta con un sistema de aislamiento sísmico elastomérico (96 aisladores), el cual asegura la continuidad operativa del puerto ante la ocurrencia de un sismo severo, como se observó en el 27 de Febrero del 2010.



Figura 2. 11: Aisladores sísmicos utilizados en muelle Coronel (www.SIRVE.cl).

2.2. Diseño en acero

2.2.1. Introducción

El Acero es básicamente una aleación o combinación de hierro (99 %) y carbono (1%). el carbono es el elemento de mayor influencia en las propiedades mecánicas del acero. El primer uso del metal como elemento estructural ocurre en Shropshire, Inglaterra, en 1779. En este lugar se construyó el puente Coalbrookdale con hierro fundido. Este puente marcó un antes y después en la historia de la ingeniería, ya que, cambió el curso de la Revolución Industrial al introducir al hierro como material estructural, es en esta época cuando aparece el perfil “doble T” y piezas en serie reemplazando a la madera como material constructivo. En el año 1874 se construye el primer puente de gran envergadura a base de Acero Estructural, el Puente Eads, Misuri, Estados Unidos. En cuanto al uso del Acero en rascacielos fue en el año 1885 en Chicago, Estados Unidos, cuando se construyó el Home Insurance Building, primer edificio en el mundo construido con Acero Estructural.

2.2.2. Ventajas del acero

El acero como material de construcción es por definición dúctil (ésta pueda dañarse sin colapsar para liberar la energía que el sismo le impone), además es abundante lo cual hace que sea económicamente factible como material de construcción. Dotar de ductilidad a una estructura de acero es relativamente sencillo, ya que basta cuidar algunos aspectos que tienen relación con los espesores de secciones, y diseño de las uniones.

Otra ventaja del acero es su alta resistencia en relación a su peso, permite la elaboración de estructuras ligeras, en comparación con el hormigón armado. Una de las características importante del acero desde el punto de vista estructural es su elasticidad. Su comportamiento se acerca a la linealidad para tensiones relativamente altas, por lo que las hipótesis de diseño son más certeras que en otros materiales.

Desde el punto de vista constructivo las uniones de elementos de acero son fáciles de implementar a través de conectores como son la soldadura, los tornillos y remaches. Esto facilita el montaje, permitiendo construir elementos estructurales en serie en maestranza para ser ensamblados con rapidez en obra. Es un material completamente reciclable, todo

elemento de acero extraído de una demolición puede ser fundido y transformado en materia prima para nuevas construcciones.

2.2.3. Desventajas del acero

Hay que partir de la premisa de que no existe un material perfecto para la construcción. Al igual que la madera o el hormigón, el acero también presenta algunos inconvenientes o desventajas, tales como, la sensibilidad a la corrosión, sensibilidad ante el fuego ya que, las propiedades mecánicas del acero se alteran con el aumento de la temperatura, entre otras desventajas. Esto hace que sea necesario proteger de la corrosión a este tipo de estructuras, particularmente en ambientes costeros. La protección al fuego también es requerida, sobre todo cuando la carga combustible en el interior de la edificación es alta. Por esto último, normalmente los edificios estructurados en base a acero poseen núcleo central de hormigón armado, el cual está más protegido de los efectos del fuego. Otra desventaja es la excesiva flexibilidad, el diseño de las estructuras metálicas suele estar muy limitada por las deformaciones.

Clasificación del Acero

El acero se puede clasificar según composición química en:

- *Aceros no aleados o Aceros al Carbono*: Su composición es principalmente el carbono (0,5%), el aporte de los elementos aleados es considerado despreciable.
- *Aceros aleados*: Su composición aparte del carbono es el manganeso, el cromo, el níquel o el titanio.
- *Aceros inoxidables*: Su composición contiene un mínimo del 10,5 % en Cromo y un máximo del 1,2 % de Carbono.

2.2.4. Tipo de perfiles en el acero estructural

- *Perfiles plegados*: Generalmente son de espesores pequeños y se obtiene de un proceso de doblado en frío.

- *Perfiles laminados:* Se obtienen haciendo pasar planchas de acero, a alta temperatura, por rodillos que le dan la forma deseada. Entre sus características destaca su uniformidad estructural pues no presentan soldaduras o costuras.
- *Perfiles Armados o Soldados:* Este tipo de perfiles es formado a través de planchas soldadas entre sí. Esta estrategia permite obtener una casi ilimitada variedad de formas, geometrías y espesores de perfiles a partir de las secciones o flejes que son empalmados mediante soldadura.

2.2.5. Tipos de sistemas estructurales para edificios en altura

En la actualidad existen dos tipos básicos de estructuraciones para absorber los esfuerzos generados por los movimientos sísmicos del suelo. Una es la estructuración de muros y la otra es de pórticos formado por vigas y columnas, estas últimas pueden ser arriostradas o no arriostradas. En la práctica ambas configuraciones se presentan en forma combinadas. Sin embargo, la rigidez lateral de los pórticos no arriostrados y muros es muy diferente, lo cual implica que la introducción de muy pocos muros en una estructuración de pórticos (caja de escalera y ascensores) genera un incremento significativo en la rigidez y resistencia ante cargas laterales.

En este proyecto se trabajó principalmente con una estructuración de pórticos no arriostrados a que proporciona estructuras más flexibles y presenta la ventaja arquitectónica de plantas libres. Para controlar los desplazamientos laterales y por seguridad ante incendios, se incluyó núcleo de ascensor y escalas en hormigón armado.

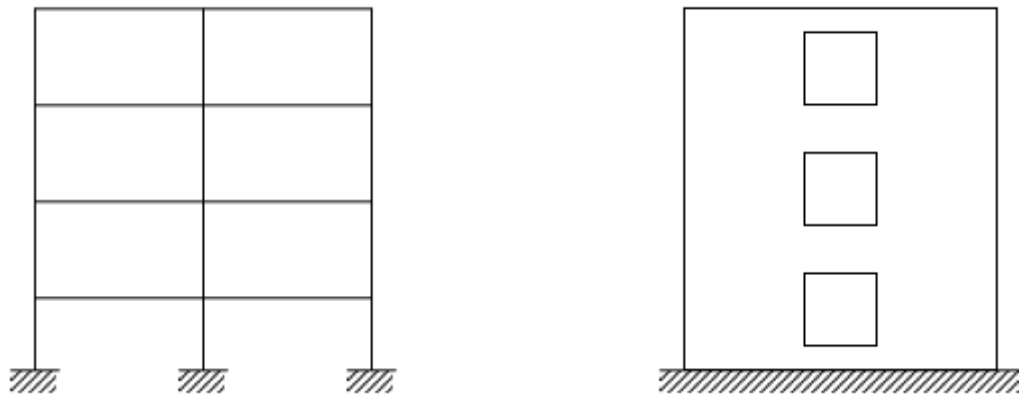


Figura 2. 12: Estructuración de pórticos y estructuración de muros respectivamente (Alfredo Bustos 2003).

2.2.6. Tipo de marcos para edificios en acero

En la actualidad existen tres tipos de marcos en acero, a continuación se presentan las características de estos.

Marcos rígidos o resistentes a momento

Son marcos conformados por vigas y columnas sin arriostramientos, cuya deformación se debe principalmente a la flexión y en menor medida al corte. Es importante destacar que por lo general son sistemas con poca rigidez lo cual afecta en el control de los DRIFT, pero a su vez pueden desarrollar una elevada disipación de energía y ductilidad, a través de una incursión inelástica estable.

Las disposiciones sismorresistente de la norma AISC 341, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, reconocen tres tipos de marcos rígidos denominados Especiales (SMF), Intermedios (IMF) y Corrientes (OMF), dependiendo de la ductilidad que son capaces de alcanzar. Cabe resaltar que esta norma es estadounidense por lo que las disposiciones entregadas ahí hacen referencia a las características constructivas de ese país.

- 1- *Marcos Especiales a Momento (SMF)*: Se diseñan para que sean capaces de incursionar en el rango inelástico con una ductilidad y disipación de energía elevada, logrando de

esta manera alta resistencia durante grandes y repetidas deformaciones inelásticas. Se utilizan en zonas de alta sismicidad.

2- *Marcos Intermedios a Momento (IMF)*: Se diseñan para que sean capaces de incursionar en el rango inelástico con una ductilidad y disipación de energía moderada. Se utilizan en zonas de moderada sismicidad.

3- *Marcos Ordinarios a Momento (OMF)*: Se diseñan para que tengan principalmente un comportamiento elástico, con una capacidad limitada de incursionar en el rango inelástico y disipar energía. Se utiliza en zonas de baja sismicidad.

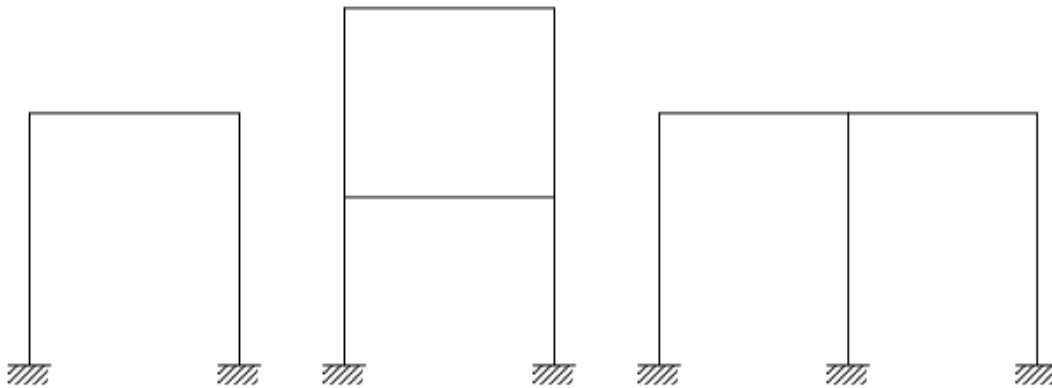


Figura 2. 13: Configuraciones típicas de marcos rígidos (Alfredo Bustos, 2003).

Marcos arriostrados concéntricamente.

Son pórticos conformados por vigas, columnas y sistemas de barras diagonales o riostras, donde se tiene una respuesta principalmente a tracción y compresión. Es importante destacar que por lo general son sistemas con mucha rigidez lo cual facilita en el control de los DRIFT, pero a su vez la disipación de energía y ductilidad es moderada condicionada por el pandeo de las riostras a compresión (Alfredo Bustos, 2003).

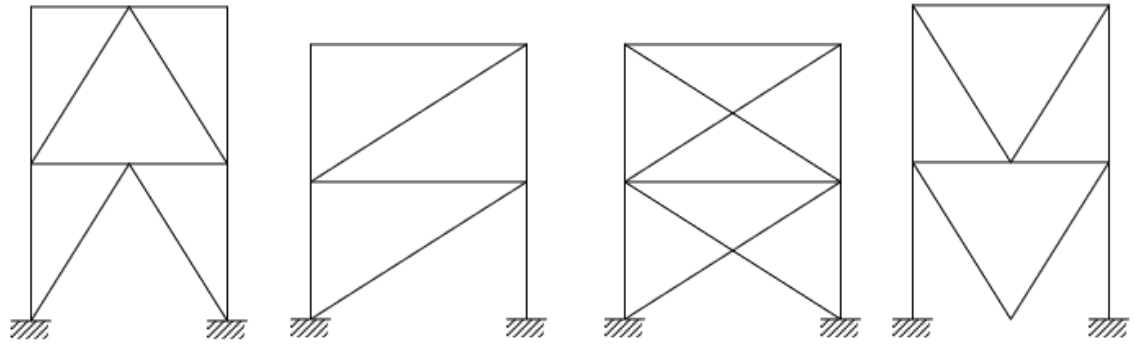


Figura 2. 14: Configuraciones típicas de marcos arriostrados concéntricamente (Alfredo Bustos 2003).

Marcos arriostrados excéntricamente.

Son marcos conformados por vigas, columnas y sistemas de barras diagonales o riostras que intencionalmente se colocan formando una excentricidad en una zona intermedia o extrema de la viga, donde se introducen fuerzas de corte y momentos flectores elevados. El tramo de viga donde se produce la excentricidad se le denomina *enlace* y en dicha zona se genera la fluencia por corte o flexión, con una importante incursión inelástica y disipación de energía, mientras en el resto de los elementos se diseñan para que permanezcan en el rango inelástico. En términos generales se recomienda imponer la excentricidad en las zonas intermedias de las vigas y no cerca de las columnas, a fin de evitar que se originen fuerzas muy grandes en las juntas viga-columna afectando la estabilidad de la estructura (Alfredo Bustos, 2003).

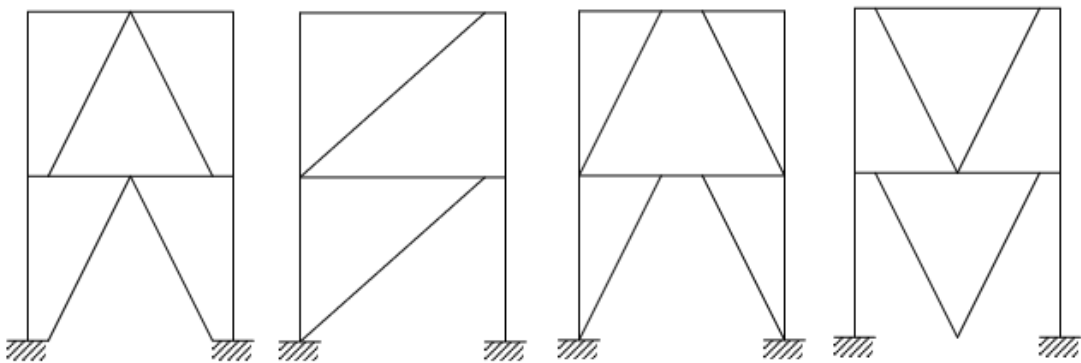


Figura 2. 15: configuraciones típicas de marcos arriostrados excéntricamente (Alfredo Bustos 2003).

2.2.7. Conexiones

Las conexiones tienen una gran importancia ya que a través de las mismas se obtiene la continuidad estructural.

Las conexiones representan un punto vulnerable en una estructura ya que de presentarse una falla prematura de tipo frágil podría generarse un colapso de la misma. Debido a ello, las conexiones de aquellos miembros estructurales que pertenecen al sistema resistente deben diseñarse para la máxima resistencia probable.

Tipo de Conexiones

Conexiones Simples: Una conexión simple transmite un momento de magnitud despreciable. En el análisis de una estructura, se puede suponer que las conexiones simples permiten la rotación relativa de los miembros que los conectan. La conexión simple tendrá una capacidad de rotación suficiente para acomodar las rotaciones requeridas por el análisis de la estructura. Se permite la rotación inelástica de la unión.

Conexiones de Momento: Una conexión de momento transmite momento, lo que da lugar a dos tipos de conexiones denominadas FR Y PR, tal como se explica a continuación.

- 1- *Completamente restringida (FR):* Una conexión de momento completamente restringida transmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados. Una conexión FR, deberá tener suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo entre los miembros conectados en los estados límite resistentes.
- 2- *Parcialmente Restringidas (PR):* Una conexión de momento parcialmente restringida transmite momento pero la rotación entre los miembros conectados no es despreciable. Los miembros componentes de una conexión PR deberán tener suficiente resistencia rigidez y capacidad de deformación en los estados límites.

Conexiones apernadas

Las principales ventajas de las conexiones apernadas están en la rapidez de ejecución, la facilidad de inspección y reemplazo de partes dañadas y la mayor calidad que se obtiene al hacerlas en obra comparadas con conexiones soldadas.

- 1- *Conexiones de tipo aplastamiento*: Son las conexiones en que la carga es resistida por la cortante en los pernos y por aplastamiento sobre los mismos.

- 2- *Conexiones de deslizamiento crítico*: Son las conexiones en que el deslizamiento sería inconveniente para la capacidad de servicio de la estructura a que pertenecen dichas uniones. Estas incluyen conexiones sometidas a cargas de fatiga o a inversión importante de carga, vibraciones y sismo.

Tipo de Pernos

Pernos alta resistencia: Principalmente los pernos de alta resistencia usados en los proyectos estructurales corresponde a ASTM A325 Y A490.

Pernos corrientes: Son utilizados principalmente para conexiones de elementos secundarios y/o misceláneos. Los pernos corrientes usados en los proyectos desarrollados en Chile corresponden a ASTM A307.

Conexiones soldadas

Las conexiones soldadas consisten en unir dos piezas de acero mediante la aplicación de energía manifestada en calor y/o presión permiten lograr la unión permanente de elementos metálicos dejándolos con la continuidad apta para que trabajen mecánicamente como un todo homogéneo, conservando sus cualidades físicas.

- Soldaduras de Tope.
- Soldadura de Filete.

Conexiones Precalificadas

Clasificación de las conexiones precalificadas según AISC 258.

- a- Conexión de Ala soldada sin reforzar alma soldada (WUF-W)
- b- Conexión con Sección de Viga Reducida (RBS)
- c- Conexión de Plancha de Ala Empernada (BFP)

2.2.8. Diseño por Resistencia usando Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

El diseño por LRFD es un método de diseño en el cual las cargas de diseño se mayoran y las resistencias nominales de los elementos se minoran. Se basa en el criterio de estados límites, por esto que también se le conoce como método de diseño por estados límites. Un estado de límite define la condición ante la cual un elemento estructural bajo carga se ve afectado a tal grado que deja de ser seguro para los ocupantes de la estructura.

Los Estados Límites Establecido por el Método LRFD son:

- a- Estado límite de fallo:* define el alcance de la resistencia de un elemento estructural bajo cargas extremas. En otras palabras define el comportamiento para máxima resistencia dúctil, pandeos, fatiga, volteo o deslizamiento.
- b- Estado límites de servicio:* define el alcance del límite de la habilidad de un elemento estructural a desarrollar la función para la cual fue diseñado. En otras palabras define la funcionalidad de la estructura en situaciones tales como, deflexiones, vibraciones y deformación permanente.

El diseño se realizará de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2.31)$$

Donde:

R_u : Resistencia última.

ϕ : Factor de resistencia.

R_n : Resistencia nominal.

$\emptyset R_n$: Resistencia de diseño.

2.2.8. Situación actual en Chile

Hoy en día no es común encontrar en el país grandes edificios en el sector inmobiliario o destinado a oficinas en base de acero. Si bien en los últimos años se ha ido masificando el uso de este material en la utilización de marcos perimetrales en estructuras mixtas, encontrar estructuras netamente en base a acero es inusual. Según *Mario Bravo, Gerente Comercial de Aceros Otero* "Desde el punto de vista no industrial, en Chile prácticamente no se construye en acero, lo que explica la escasez de ejemplares de edificios construidos con este material, las ventajas de uso del acero aún no han sido bien difundidas". A diferencia de lo que ocurre en países desarrollados como es el caso de Estados Unidos, en el cual se puede identificar claramente el uso masivo de estructuras en Acero, como por ejemplo en el World Trade Center, donde la mayoría de los edificios son de este material.

Hay que recalcar que el acero estructural es el material dúctil por naturaleza y, por lo tanto, es el más apropiado para resistir acciones sísmicas, lo que quedó comprobado en el evento del 27 de febrero de 2010, no registrándose daños en edificios con estructura de acero.

Algunos de los edificios altos en Chile que destacan por contar con acero estructural son, la Torre Santa María II (33 pisos) y Torre Las Condes (23 pisos), esta última cuenta con columnas perimetrales de acero y núcleo y losas de hormigón.



Figura 2. 16: Torre Santa María II, Santiago (www.Elmercurio.com).

CAPITULO 3. METODOLOGIA

3.1. Introducción

Para cumplir con lo establecido en los objetivos y verificar las hipótesis de esta tesis, se trabajó con tres tipos de edificios diferenciándose en la altura de estos y manteniendo fijo la relación largo/ancho de la planta del edificio (razón de aspecto). El edificio tipo A consta de 12 pisos, el edificio tipo B es de 24 pisos y el edificio tipo C es de 36 pisos. Para la implementación de aislamiento sísmico de la estructura se trabajó con dos periodos de aislación, uno bajo y el otro alto. Para cada uno de estos fueron considerados dos grados de amortiguamientos diferentes, 5 y 15 %. De esta manera se busca encontrar la combinación de parámetros que mejores resultados entregue en términos de la respuesta estructural del edificio, así como desde el punto de vista constructivo de los aisladores.

Para la definición de las secciones de los elementos de los edificios en estudio, se usó la siguiente metodología: los 12 pisos del edificio tipo A son los último 12 pisos del edificio tipo B y el edificio tipo B corresponde a los últimos 24 pisos del edificio tipo C. Las secciones de vigas, columnas y grosores de muros se consideraron constantes por tramos, en bloques de 6 pisos, asignando secciones y muros más robustos mientras más pisos existen hacia arriba.

El diseño tanto de la estructura como de los aisladores fue llevado a cabo en el software estructural ETABS.

3.2. Presentación de los edificios en estudio

Edificio tipo A

Tabla 3. 1: Propiedades físicas, edificio tipo A.

Número de Pisos	12
Altura Edificio H (m)	36
Largo L (m)	36
Ancho B (m)	18
Altura de piso (m)	3
Razón de esbeltez λ_e	2
Razón de aspecto λ_a	2

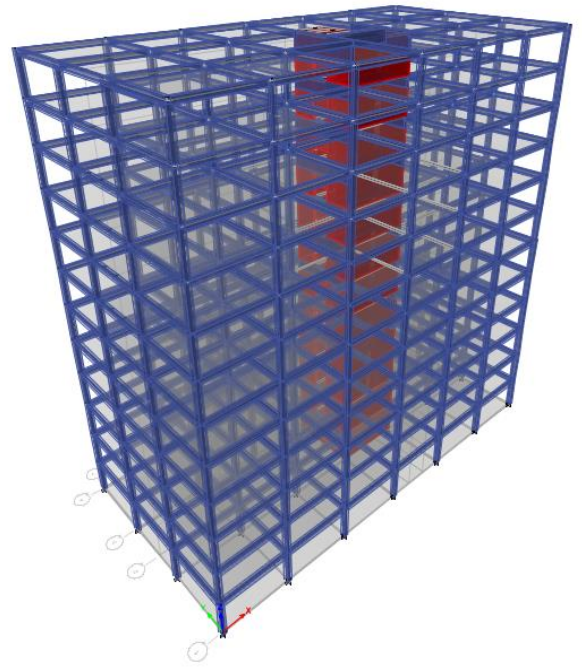


Figura 3. 1: Vista en 3D edificio tipo A.

Edificio tipo B

Tabla 3. 2: Propiedades físicas, edificio tipo B.

Número de Pisos	24
Altura Edificio H (m)	72
Largo L (m)	36
Ancho B (m)	18
Altura de piso (m)	3
Razón de esbeltez λ_e	4
Razón de aspecto λ_a	2

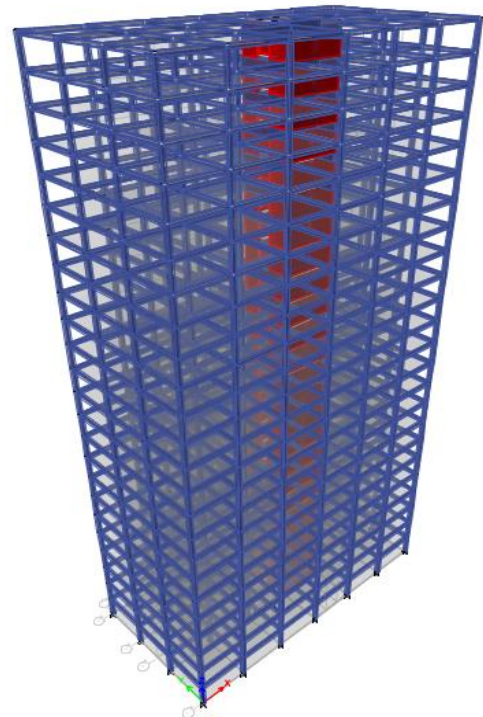


Figura 3. 2: Vista en 3D edificio tipo B.

Edificio tipo C

Tabla 3. 3: Propiedades físicas, edificio tipo C.

Número de Pisos	36
Altura Edificio H (m)	108
Largo L (m)	36
Ancho B (m)	18
Altura de piso (m)	3
Razón de esbeltez λ_e	6
Razón de aspecto λ_a	2

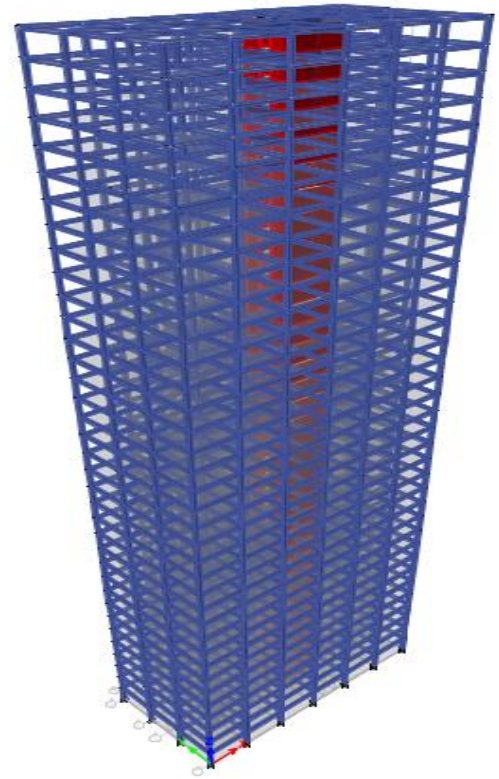


Figura 3. 3: Vista en 3D edificio tipo C.

El detalle de las masas por piso correspondiente a cada edificio se encuentra en Anexo 1. También aparece en detalle la masa correspondiente a acero y hormigón destinado a losas, muros, vigas y columnas.

Planta estructural característica

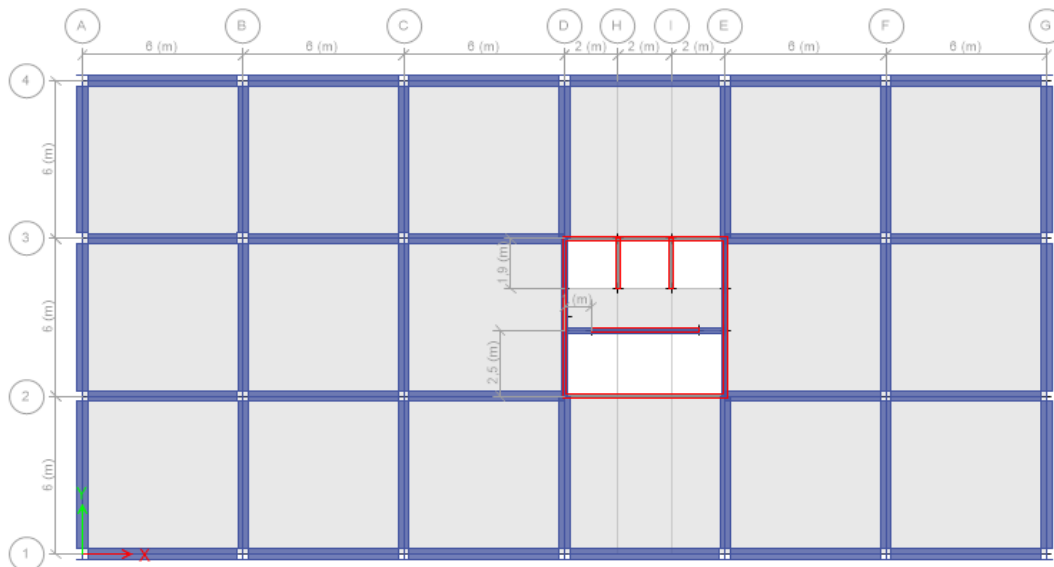


Figura 3. 4: Planta estructural característica para todos los modelos en estudio.

3.3. Condiciones generales de diseño

Existen condiciones que son generales para todos los edificios tipos (A, B, C), a continuación se detallan estas especificaciones:

- Las estructuras en estudio consisten en sistemas estructurales de pórticos formados por marcos rígidos de acero del tipo especial a momento (SMF) y un núcleo de hormigón formado por muros destinado a la caja escalera y ascensor. Que el diseño considere marcos SMF significa que está siendo diseñado con provisiones sísmicas (AISC 341). En el software ETABS, en opciones de diseño en acero (*Steel Frame Design*) se selecciona la opción de ignorar el código de diseño sísmico, ya que estas son condiciones para normas norteamericanas. Cuando no se ignora, los diseños son más conservadores, pues al considerar SMF (Special Moment Frame, Marco especial) las esbelteces locales de los elementos planos son muy restringidas, es decir se considera un límite para λ_p (umbral entre compacto y no compacto) mucho más chico. En tal caso, para diseño basado en estas consideraciones, los perfiles deben sí o sí clasificar como compactos y además, por bajo de este nuevo λ_p (Nozaki, 2016).
- Para el diseño de los muros se utilizó hormigón H30 ($f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$) y acero de refuerzo A63 ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $f_u = 6300 \text{ kg/cm}^2$), modelado como elemento shell Thick o placa delgada.
- Para el diseño de las losas se utilizó hormigón H30 ($f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$) con espesor de 17 cm. Se le asignó la condición de diafragma rígido a cada losa de piso, es decir, no deformable en su plano. También se realizó un mallado, para dividir la losa en elementos finitos rectangulares de arista máxima 1 metro.
- Para el diseño de las vigas y columnas se utilizó acero A36 (aceros al carbono) y perfiles W laminados, como el mostrado en figura 3.5.
- Para las conexiones entre vigas – vigas y vigas – columnas, se utilizó uniones de momento completamente restringida a través de pernos de alta resistencia.

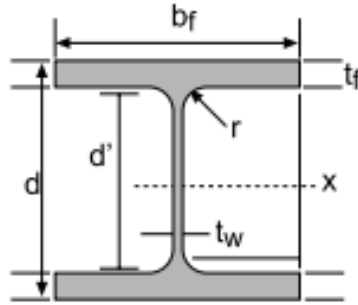


Figura 3. 5: Geometría de un perfil tipo W.

3.4. Condiciones específicas de diseño

Corresponden a propiedades que varían entre los diferentes tipos de edificios analizados. Se refiere básicamente a grosores de muros, secciones de vigas y secciones de columnas.

Edificio Tipo A

- **Muros:** En el modelo de 12 pisos existen dos secciones de muros.

Tabla 3. 4: Sección de muros para el edificio tipo A.

Sección de muros	Grosor (cm)
Pisos 1-6	15
Pisos 7-12	12

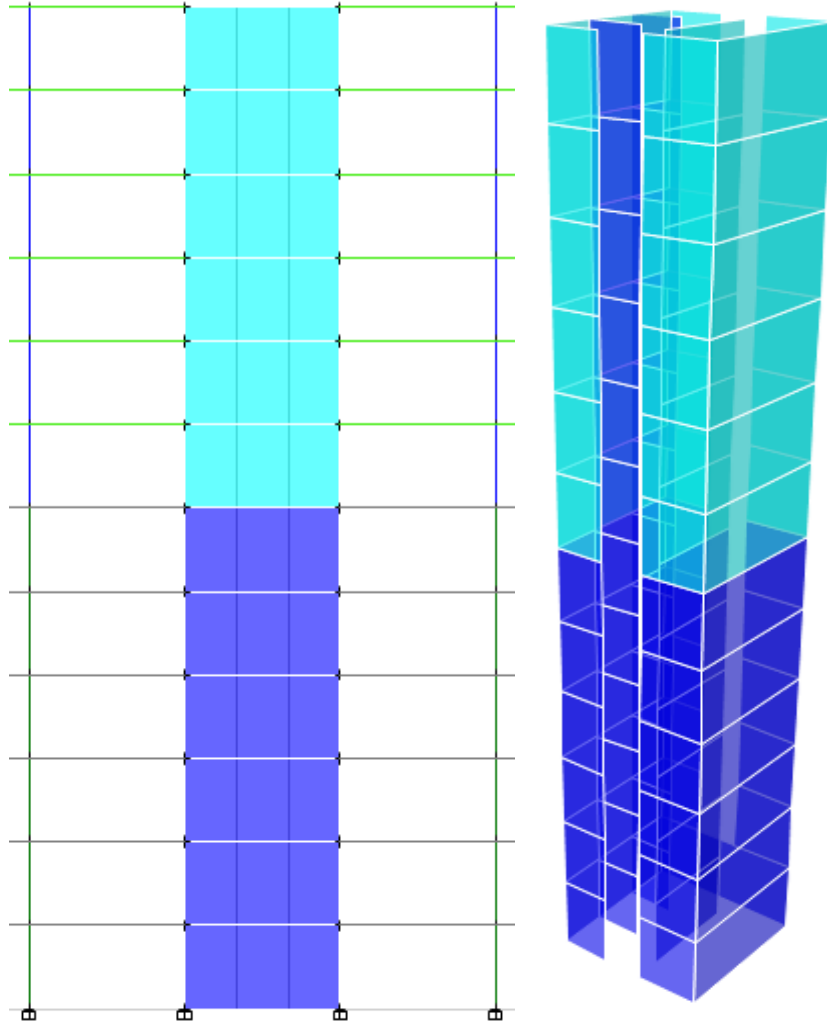


Figura 3. 6: Vista en Elevación y 3D de la Caja escalera y ascensor, edificio tipo A.

- **Vigas:** En el diseño de las vigas se utilizó perfiles W14x193 para los pisos 1-6 y perfiles W14x132 para los pisos 7-12.

Tabla 3. 5: Perfiles utilizados para las vigas del edificio tipo A.

Perfil	W14x193	W14x132
Altura d (mm)	394	373,4
Ancho de ala bf (mm)	399	373,4
Espesor del alma tw (mm)	22,6	16,4
Espesor del ala tf (mm)	36,6	26,2
Altura libre del alma d' (mm)	320,8	321
r (mm)	15,24	15,24
Área (cm ²)	366,5	250,3
J (cm ²)	1.448,5	512
Cw (cm ⁴)	12.326.028	6.840.964

- **Columnas:** En el diseño de las columnas se utilizó perfiles W14x233 para los pisos 1-6 y perfiles W14x176 para los pisos 7-12.

Tabla 3. 6: Perfiles utilizados para las columnas del edificio tipo A.

Perfil	W14x176	W14x233
Altura d (mm)	386,1	407
Ancho de ala bf (mm)	399	404
Espesor del alma tw (mm)	21	27,2
Espesor del ala tf (mm)	33,3	43,7
Altura libre del alma d' (mm)	319,5	319,6 </td
r (mm)	15,24	15,24
Área (cm ²)	334	442
J (cm ²)	1103	2476,6
Cw (cm ⁴)	10943741	15774925

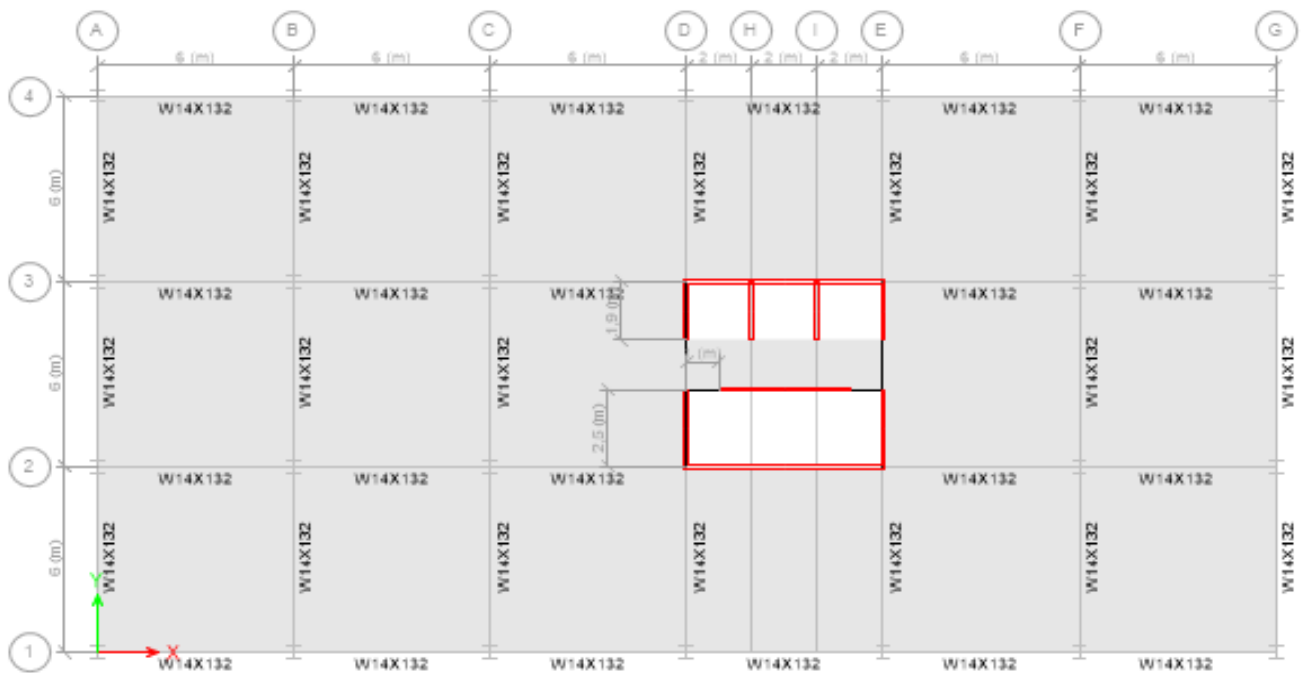


Figura 3. 7: Vista en planta de las vigas correspondiente a los pisos 1-6, edificio tipo A.

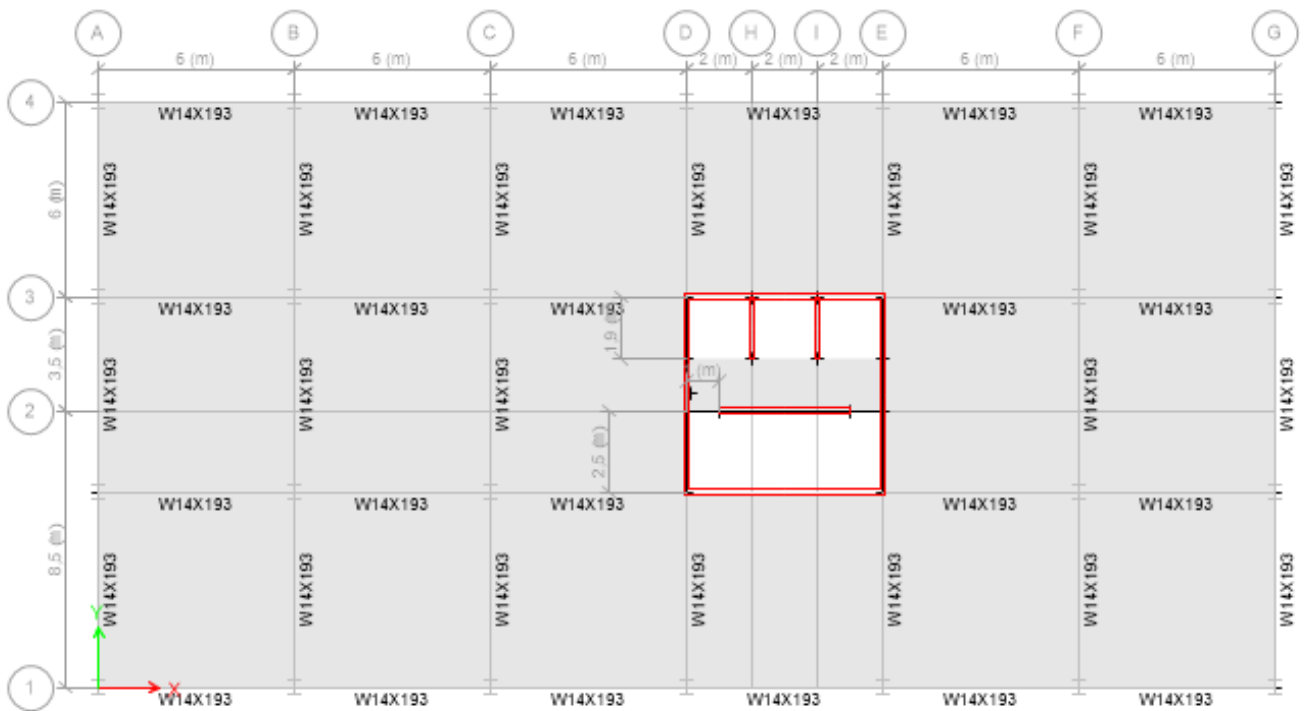


Figura 3. 8: Vista en planta de las vigas correspondiente a los pisos 6-12, edificio tipo A.

Edificio tipo B

Muros: En el modelo de 24 pisos existen cuatro secciones de muros.

Tabla 3. 7: Sección de muros para el edificio tipo B.

Sección de muros	Grosor (cm)
Pisos 1-6	20
Pisos 7-12	18
Pisos 13-18	15
Pisos 19-24	12

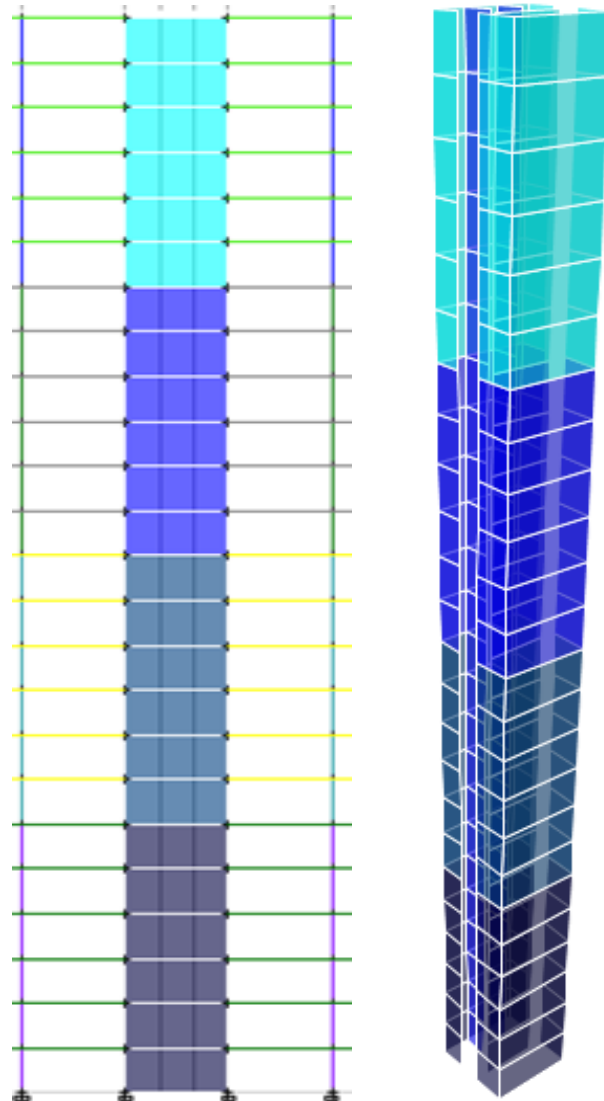


Figura 3. 9: Vista en Elevación y 3D de la Caja escalera y ascensor, edificio tipo B.

- **Vigas:** En el diseño de las vigas se utilizó perfiles W14x233 para los pisos 1-6. Perfiles W14x211 para los pisos 7-12. Perfiles W14x193 para los pisos 13-18 y perfiles W14x132 para los pisos 19-24.

Tabla 3. 8: Perfiles utilizados para las vigas del edificio tipo B.

Perfil	W14x233	W14x211	W14x132	W14x193
Altura d (mm)	407	399	373,4	394
Ancho de ala bf (mm)	404	401	373,4	399
Espesor del alma tw (mm)	27,2	25	16,4	22,6
Espesor del ala tf (mm)	43,7	39,6	26,2	36,6

Altura libre del alma d' (mm)	319,6	319,8	321	320,8
r (mm)	15,24	15,24	15,24	15,24
Área (cm ²)	442	400	250,3	366,5
J (cm ⁴)	2.476,6	1.856,4	512	1.448,5
Cw (cm ⁴)	15.774.925	13.765.301	6.840.964	12.326.028

- **Columnas:** En el diseño de las columnas se utilizó perfiles W14x311 para los pisos 1-6. Perfiles W14x257 para los pisos 7-12. Perfiles W14x233 para los pisos 13-18 y perfiles W14x176 para los pisos 19-24.

Tabla 3. 9: Perfiles utilizados para las columnas del edificio tipo B.

Perfil	W14x311	W14x257	W14x233	W14x176
Altura d (mm)	434,3	416,6	407	386,1
Ancho de ala bf (mm)	411,5	406,4	404	399
Espesor del alma tw (mm)	35,8	29,97	27,2	21
Espesor del ala tf (mm)	57,4	48	43,7	33,3
Altura libre del alma d' (mm)	319,5	320,6	319,6	319,5
r (mm)	15,24	15,24	15,24	15,24
Área (cm ²)	589,7	487,7	442	334
J (cm ⁴)	5.660	3.292,4	2.476,6	1.103
Cw (cm ⁴)	23.676.219	18.236.758	15.774.925	10.943.741

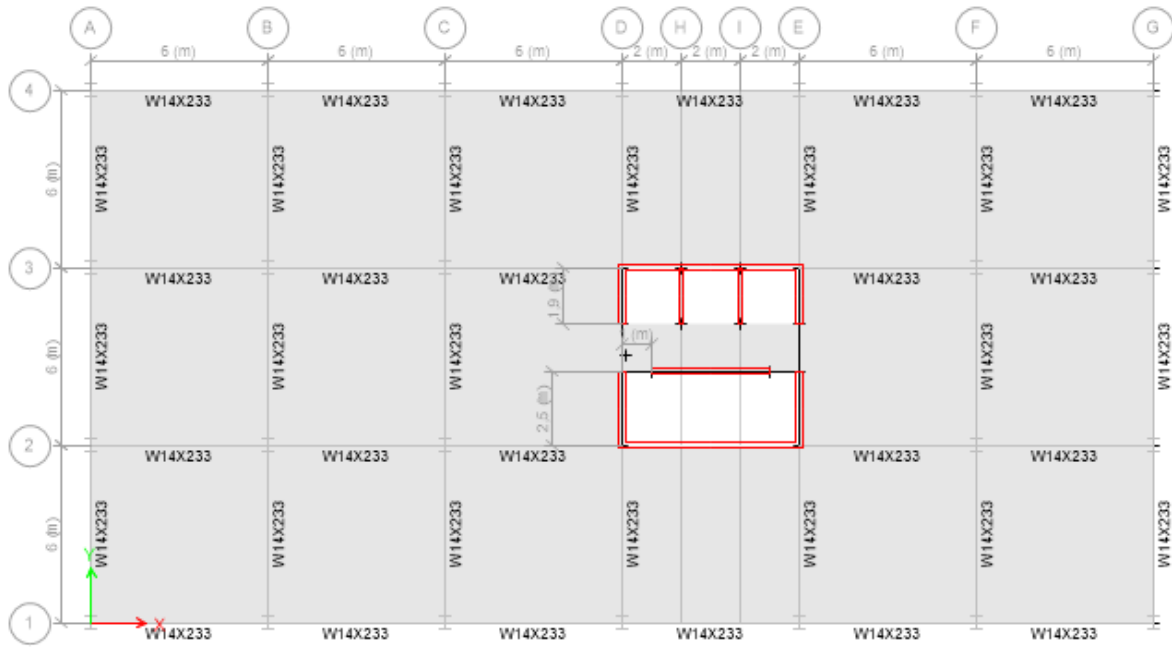


Figura 3. 10: Vista en planta de las vigas correspondiente a los pisos 1-6, edificio tipo B.

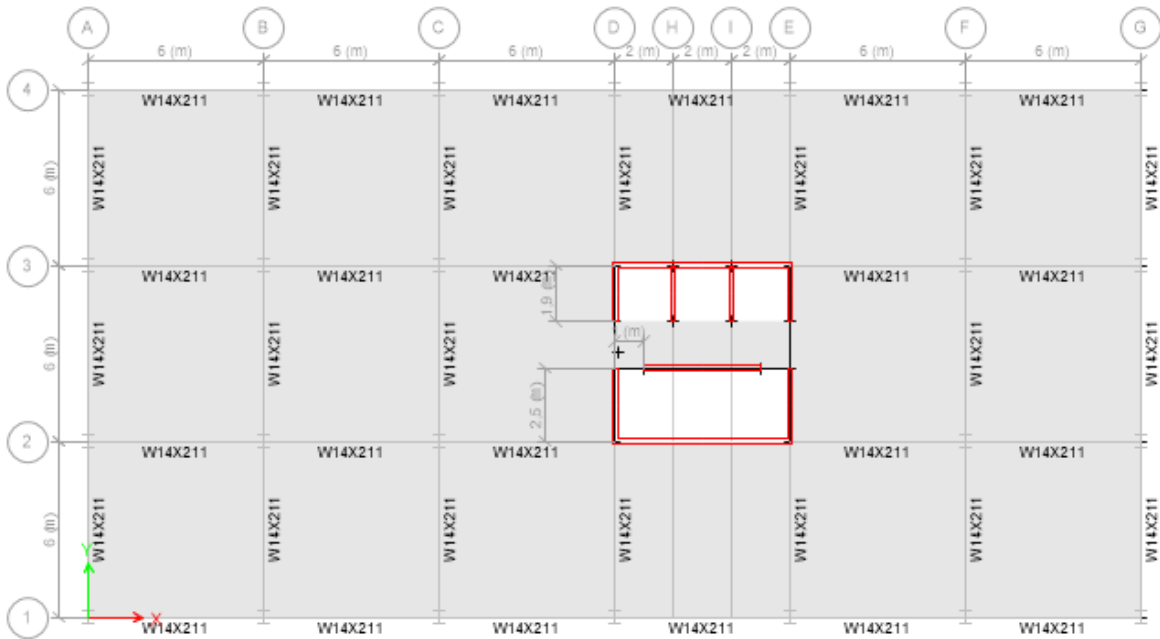


Figura 3. 11: Vista en planta de las vigas correspondiente a los pisos 7-12, edificio tipo B.

Edificio tipo C

- **Muros:** En el modelo de 36 pisos existen seis secciones de muros.

Tabla 3. 10: Sección de muros para el edificio tipo C.

Sección de muros	Grosor (cm)
Pisos 1-6	27
Pisos 7-12	22
Pisos 13-18	20
Pisos 19-24	18
Pisos 25-30	15
Pisos 31-36	12

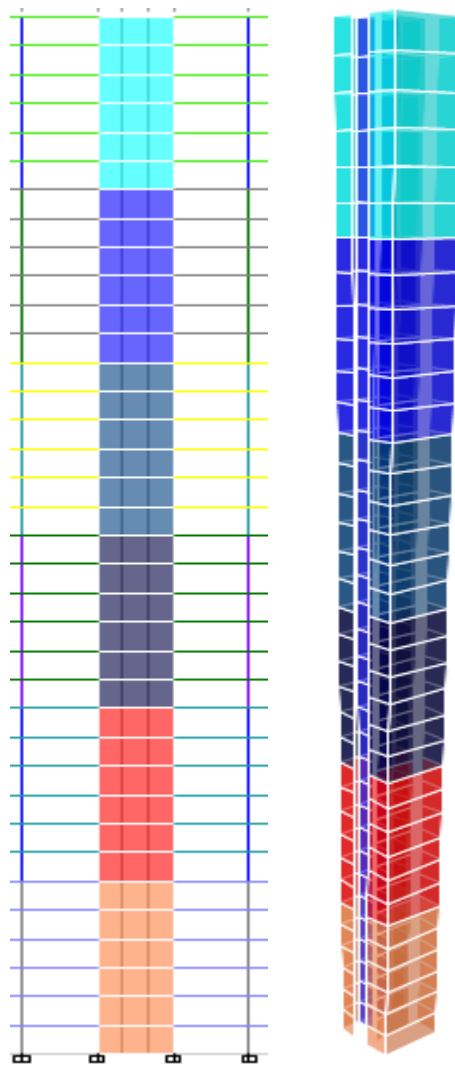


Figura 3. 12: Vista en Elevación y 3D de la Caja escalera y ascensor, Edificio tipo C.

- **Vigas:** En el diseño de las vigas se utilizó perfiles W14x283, para los pisos 1-6. Perfiles W14x257, para los pisos 7-12. Perfiles W14x233 para los pisos 13-18. Perfiles W14x211 para los pisos 19-24. Perfiles W14x193 para los pisos 25-30 y perfiles W14x132 para los pisos 31-36.

Tabla 3. 11: Perfiles utilizados para las vigas del edificio tipo C.

Perfil	W14x283	W14x257	W14x233	W14x211	W14x132	W14x193
Altura d (mm)	424,2	416,6	407	399	373,4	394
Ancho de ala bf (mm)	409	406,4	404	401	373,4	399
Espesor del alma tw (mm)	32,8	29,97	27,2	25	16,4	22,6
Espesor del ala tf (mm)	52,6	48	43,7	39,6	26,2	36,6
Altura libre del alma d' (mm)	318,98	320,6	319,6	319,8	321	320,8
r (mm)	15,24	15,24	15,24	15,24	15,24	15,24
Área (cm ²)	537,4	487,7	442	400	250,3	366,5
J (cm ⁴)	4.329	3.292	2.476	1.856	512	1.448
Cw (cm ⁴)	20.688.437	18.236.758	15.774.925	13.765.302	6.840.964	12.326.028

- **Columnas:** En el diseño de las columnas se utilizó perfiles W14x370, para los pisos 1-6. Perfiles W14x342, para los pisos 7-12. Perfiles W14x311 para los pisos 13-18. Perfiles W14x257 para los pisos 19-24. Perfiles W14x233 para los pisos 25-30 y perfiles W14x176 para los pisos 31-36.

Tabla 3. 12: Perfiles utilizados para las columnas del edificio tipo C.

Perfil	W14x370	W14x342	W14x311	W14x257	W14x233	W14x176
Altura d (mm)	455	445	434	417	407	386
Ancho de ala bf (mm)	419	417	411,5	406,4	404	399
Espesor del alma tw (mm)	42,2	39,1	35,8	29,97	27,2	21
Espesor del ala tf (mm)	67,6	62,74	57,4	48	43,7	33,3
Altura libre del alma d' (mm)	319,8	319,52	319,5	320,6	319,6	319,5
r (mm)	15,24	15,24	15,24	15,24	15,24	15,24
Área (cm ²)	703,2	651,6	589,7	487,7	442	334
J (cm ⁴)	9240,3	7408,9	5660	3292,4	2476,6	1103
Cw (cm ⁴)	31052349	27538324	23676219	18236758	15774925	10943741

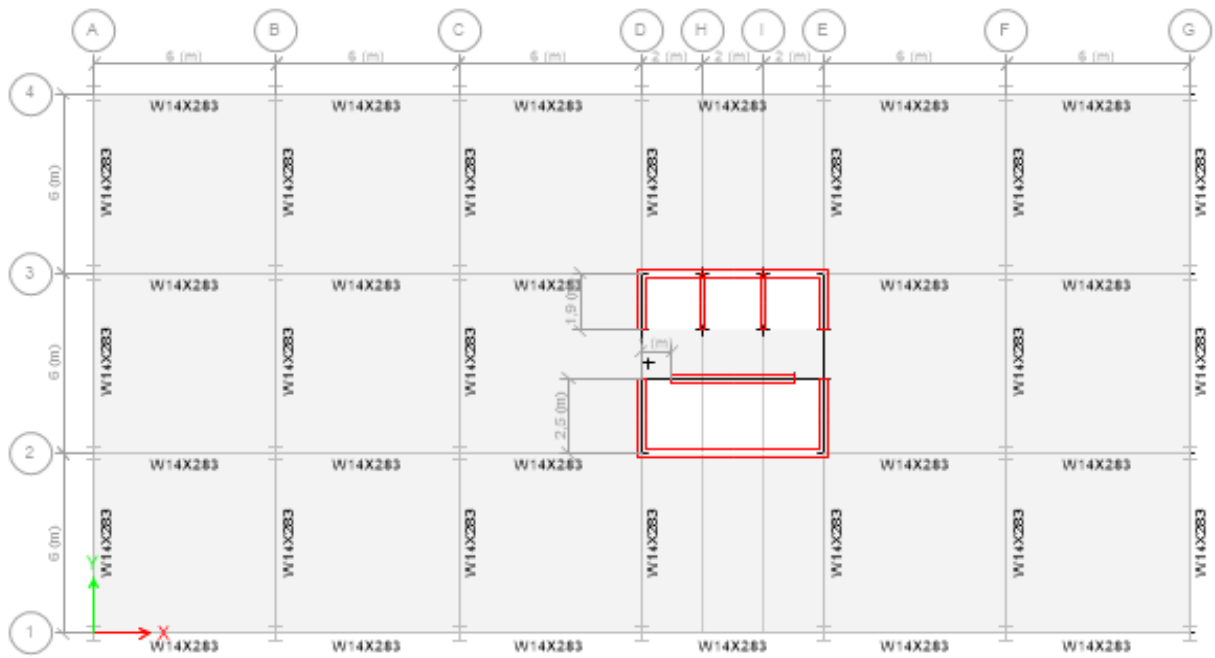


Figura 3. 13: Vista en planta de las vigas correspondiente a los pisos 1-6, edificio tipo C.

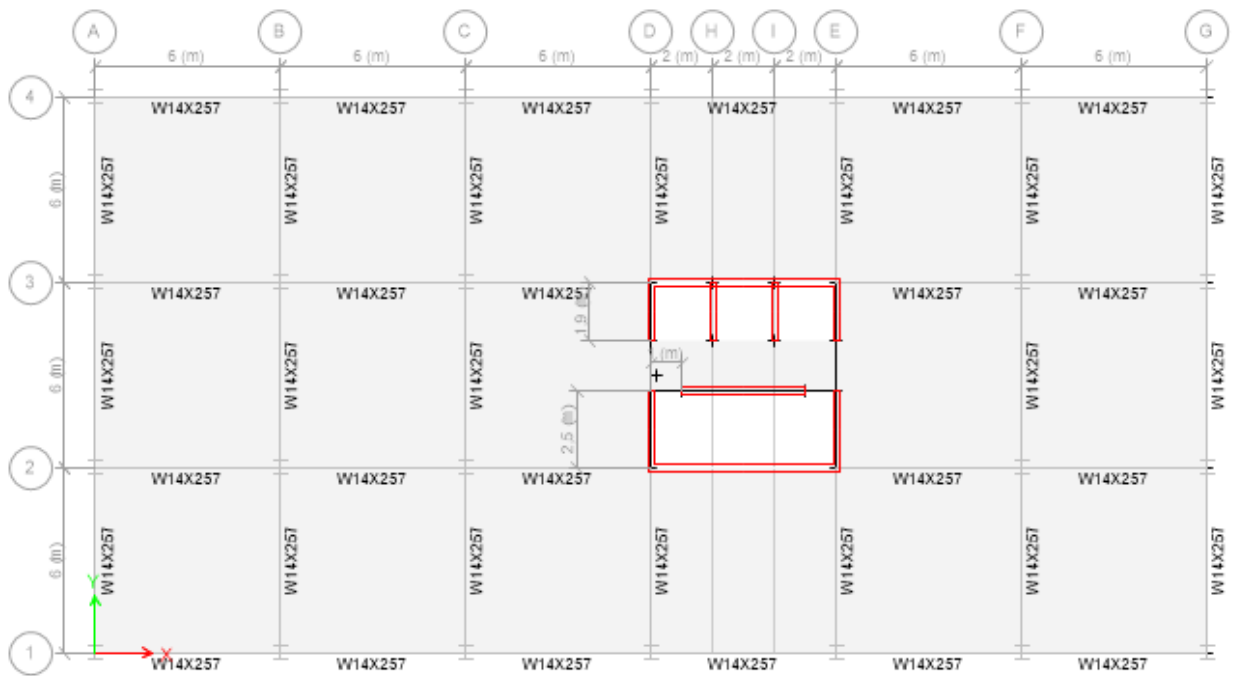


Figura 3. 14: Vista en planta de las vigas correspondiente a los pisos 7-12, edificio tipo C.

3.5. Hipótesis de diseño

En el diseño de los distintos elementos se establecen las hipótesis fundamentales en las cuales se sustenta la determinación de solicitaciones y resistencias. Una de las hipótesis que es común e involucra a todos los materiales constituyentes es la linealidad. Esto es, existe equilibrio en los esfuerzos internos de los elementos, basado en una relación lineal entre dichos esfuerzos y las deformaciones internas.

3.5.1. Hormigón armado:

- Hay una completa adherencia entre el hormigón y el acero de refuerzo dentro de él.
- Una vez que el hormigón se fractura por tensión, ya no vuelve a resistir dicha carga la cual es traspasada al acero, pero el hormigón sigue resistiendo compresión.
- Las secciones planas permanecen planas.
- El acero se comporta como un material elastoplástico.

3.5.2. Acero:

- No existe deslizamiento ni separación entre los elementos que se unen con pernos.
- Las secciones planas permanecen planas.
- El acero se comporta como un material elastoplástico.

3.5.3. Suelo:

- No se considera las fuerzas de empujes inducidas por el suelo del terreno hacia la estructura.
- Se considera que la estructura se encuentra empotrada a nivel de terreno, esto es, las fundaciones son totalmente rígidas.

3.5.4. Normas:

- Norma Chilena NCh 433 Of 96 (Diseño Sísmico de Edificios).
- Norma Chilena NCh 2745 Of 2003 (Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica).

- Norma Chilena NCh 3171 Of 2010 (Diseño Estructural-Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga).
- Decreto Supremo DS61.
- Especificaciones AISC 2005.

3.6. Disposiciones generales de la NCh 433 y DS-61 de 2011

El análisis sísmico de las estructuras fijas se llevó a cabo según lo establecido en la norma NCh433 Of 96 y el decreto supremo DS-61 del 2011. En estos se establecen dos posibles metodologías de análisis el modal espectral y el estático. En esta tesis se utilizó análisis modal espectral, por su mayor rango de aplicación y por ser más completo.

Para la implementación del análisis modal espectral se requiere definir parámetros que son necesarios para generar el espectro de diseño, el cual se relaciona con la demanda sísmica sobre la estructura. Estos parámetros tienen relación con el tipo de suelo de fundación, materialidad y sistema estructural del edificio, zona sísmica en la que se construirá, etc. Dichos parámetros son los que se presentan a continuación.

1. Zonificación sísmica: zona 3 (Concepción).
2. Clasificación del edificio: Categoría B (Edificio cuyo contenido es de gran valor).
3. Tipo de suelo: C (Suelo denso o firme). Una de las condiciones para implementar aislamiento sísmico en estructuras, es que éstas estén fundadas en suelo relativamente firmes.
4. Factores de modificación R_o : 11 (Sistema estructural: pórticos de acero).
5. Valor del coeficiente I: 1.2
6. Valor de la aceleración efectiva A_o : 0.40g
7. Los parámetros que dependen del tipo del suelo son los siguientes:

Tabla 3. 13: Parámetros asociado al suelo tipo C, espectro de diseño, DS61.

Tipo de Suelo	s	T_o (Segundos)	T' (Segundos)	n	p
C	1,05	0.4	0.45	1.4	1.6

3.6.1. Espectro de diseño

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{A_o \alpha}{IR^*} \quad (3.1)$$

Donde α es el factor de amplificación, el cual se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 1.45 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (3.2)$$

Donde:

T_n = Período de vibración del modo n .

El factor de reducción R^* se determina como:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (3.3)$$

Donde:

T^* = Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

Para el cálculo de las masas la norma NCh433 establece considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no podrá ser inferior a un 50 % en construcciones en que es usual la aglomeración de personas.

Corte Basal

El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_0 = CIP \quad (3.4)$$

Donde:

C: Es el coeficiente sísmico.

I: Coeficiente de importancia.

P: Peso total del edificio sobre el nivel basal.

El coeficiente sísmico modificado por el DS 61 2011, se obtiene de la expresión:

$$C = \frac{2.75SA_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (3.5)$$

El coeficiente sísmico en ningún caso será menor que $A_0/6g$.

El valor máximo del coeficiente sísmico C es $0,35S A_0/g$.

3.7. Disposiciones generales de la NCh 2745

El análisis sísmico de los edificios con aislamiento sísmico se llevó a cabo según lo estipulado en la norma chilena NCh 2745. Esta norma se basa principalmente en dos parámetros esenciales como condición de diseño: desplazamiento para aisladores y fuerza de corte basal para la superestructura.

Para el análisis modal espectral basado en la NCh2745, se tienen que definir las propiedades del espectro a utilizar (ver figura 3.17), el cual difiere del espectro utilizado por la norma NCh 433. Estas propiedades dependen del tipo de suelo (suelo III) donde se emplaza la estructura y son las siguientes:

Tabla 3. 14: Propiedades asociado al suelo tipo III, Espectro de diseño, NCh 2745.

Ta (Seg)	Tb (Seg)	Tc (Seg)	Td (Seg)	Te (Seg)	Tf (Seg)	$\alpha_A A$ (cm/s ²)	$\alpha_V V$ (cm/s)	$\alpha_D D$ (cm)
0,03	0,375	0,568	1,58	10	33	1212	131	33

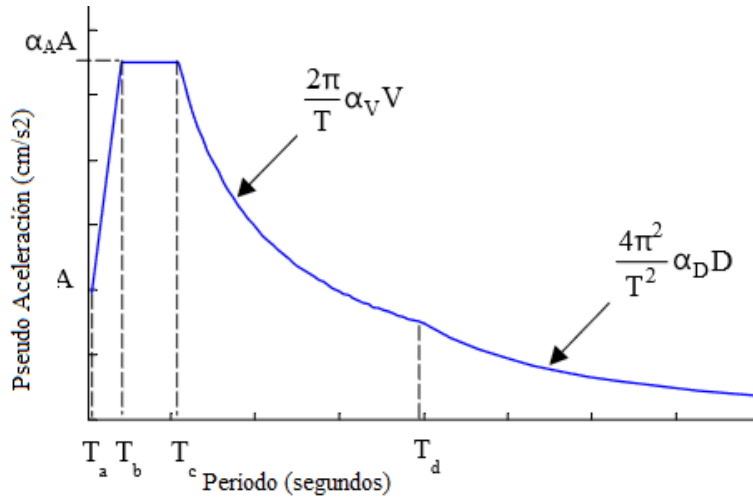


Figura 3. 15: Definición del espectro, según lo estipulado en NCh 2745.

El desplazamiento es uno de los parámetros más importantes en el análisis sísmico y en particular para el diseño de los aisladores. Por esta razón, la norma NCh 2745 recomienda como punto de partida tener en cuenta el desplazamiento de diseño.

3.7.1. Desplazamiento de los aisladores

Desplazamiento de Diseño

El desplazamiento de diseño de la interface de aislamiento se define como:

$$D_D = \frac{C_D}{B_D} \quad (3.6)$$

Donde:

$C_D = 300 Z$, para suelos III.

$Z = 5/4$ para zona sísmica 3.

B_D = Factor que depende del amortiguamiento efectivo en el sistema de aislamiento.

En esta tesis se trabajó con amortiguamiento del 5 % y 15 %, por lo tanto, el factor B_D asociado a estos porcentajes son 1 y 1,4 respectivamente.

El desplazamiento de diseño para un 5 % es de 37 cm y para un 15% de 27 cm.

Desplazamiento máximo

El desplazamiento de diseño de la interface de aislamiento se define como:

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} \quad (3.7)$$

Donde:

$C_M = 300 M_M Z$, para suelos III.

$Z = 5/4$ para zona sísmica 3.

$M_M = 1,2$ para zona sísmica 3

$B_M =$ Factor que depende del amortiguamiento efectivo.

El desplazamiento máximo para un 5 % es de 43 cm y para un 15% de 32 cm.

3.7.2. Fuerzas laterales mínimas

Por otra parte la norma exige que al implementar aislamiento sísmico la superestructura debe resistir al menos fuerzas laterales mínimas establecidas.

Tanto el sistema de aislación como los elementos estructurales en el nivel o bajo el sistema de aislación deben ser diseñados para resistir al menos la siguiente fuerza lateral:

$$V_b = K_{Dmáx} D_D \quad (3.8)$$

Los elementos estructurales sobre el sistema de aislación deben resistir al menos:

$$V_s = \frac{K_{Dm\acute{a}x} D_D}{R1} \quad (3.9)$$

3.8. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga utilizadas son las que indican las normas NCh 433, considerando el método LRFD:

$$0.9 D + 1.6 E \quad (3.10)$$

$$1.4 (D +E + L) \quad (3.11)$$

Donde:

D: Carga permanente.

L: Sobrecarga.

E: Sismo.

CAPITULO 4. RESULTADOS

En este capítulo se presentan los análisis realizados y sus respectivos resultados. Este capítulo consta de cuatro subcapítulos principales, los cuales son; Análisis Modal espectral, Diseño de los aisladores sísmicos, Análisis Tiempo historia y por último a modo de ejemplo el Análisis de los esfuerzos internos del Marco de acero más solicitado del Edificio Tipo A.

4.1. Análisis Modal espectral

4.1.1. Análisis Modal espectral edificios fijos.

Para realizar el análisis Modal Espectral se necesita conocer la siguiente información previa correspondiente a los edificios en estudio.

Datos previos

Tabla 4. 1: Datos Generales para realizar el análisis modal espectral.

Edificio tipo	A	B	C
Masa Sísmica Total (Kg)	5.554.277	11.546.918	18.054.709
T_n , dirección X (S)	0,92	2,1	3,2
T_n , dirección Y (S)	0,86	2,2	3,5
CM (x;y) (m)	(18,1 ; 9,01)	(18,11 ; 9,01)	(18,14 ; 9,01)
CR (x;y) (m)	(20,19 ; 9,03)	(19,68 ; 9,03)	(19,5 ; 9,03)
Excentricidad (x;y) (m)	(2,09 ; 0,02)	(1,57 ; 0,02)	(1,36 ; 0,02)
Factor R*, dirección X	9,1	10,5	10,9
Factor R*, dirección Y	9,0	10,6	11,1

De la tabla 4.1 se observa que la excentricidad existente en la dirección X del edificio tipo A equivale al 5 % del largo de la estructura, provocando una torsión alrededor del eje Y (eje débil de la planta del edificio), el edificio tipo B tiene una excentricidad del 4 % y el edificio tipo C una del 3%, es decir, entre más alto es el edificio menor rotación tendrá frente a cargas sísmicas.

Los factores R^* se obtuvieron con los periodos fundamentales obtenidos en ambas direcciones del análisis.

Participación modal

Tabla 4. 2: Participación Modal y Períodos, edificio tipo A.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	1,008	0,000	0,284	0,484	0,0003	0,2838	0,4837
Modal	2	0,92	0,689	0,001	0,000	0,6889	0,2844	0,4838
Modal	3	0,861	0,000	0,426	0,302	0,6892	0,7103	0,7859
Modal	10	0,116	0,066	0,000	0,000	0,9344	0,9226	0,9572

Tabla 4. 3: Participación Modal y Períodos, edificio tipo B.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	2,157	0,0001	0,6555	0,0437	0,000	0,656	0,0437
Modal	2	2,096	0,6826	0,0001	3,468E-06	0,683	0,656	0,0437
Modal	3	1,777	0,00003675	0,0325	0,7286	0,683	0,688	0,7723
Modal	13	0,177	0,0356	5,927E-07	1,109E-06	0,932	0,941	0,9571

Tabla 4. 4: Participación modal y períodos, edificio tipo C.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	3,514	3,58E-06	0,6595	0,0069	3,58E-06	0,65	0,0069
Modal	2	3,233	0,6773	4,7E-06	1,19E-05	0,6773	0,65	0,007
Modal	3	2,547	1,45E-05	0,0039	0,7469	0,6773	0,66	0,7539
Modal	12	0,307	0,0321	0,0002	0,0005	0,9109	0,92	0,9418

La norma exige para el análisis modal, utilizar un mínimo de modos que cumplan con el 90 % de la masa traslacional, para el edificio tipo A esto se cumple en el modo 10, para el edificio tipo B en el modo 13 y para el edificio tipo C en el modo 12.

La excentricidad existente en el edificio tipo A, como se mencionó en 4.1.1.1, provoca que el período más elevado esté asociado a la rotación de la estructura (Tabla 4.2).

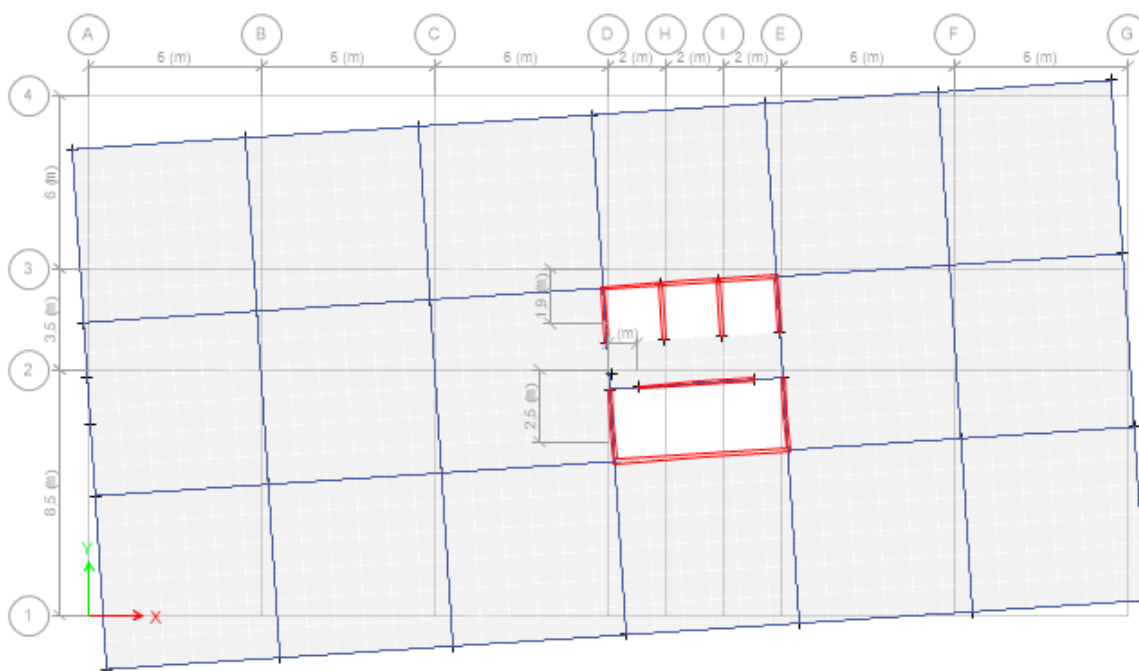


Figura 4. 1: Vista en planta, Modo 1, análisis modal espectral, edificio Tipo A.

Corte basal estructuras fijas

El Corte basal se obtuvo del Software ETABS, ingresando el espectro de diseño correspondiente a cada edificio en estudio, según lo estipulado en 3.6.1.

Por otra parte el DS61 exige que el corte basal no sea menor que $ISA_0P/6g$ para términos de diseño.

Tabla 4. 5: Corte basal de los edificios fijos en estudio, dirección Y, análisis modal espectral.

Edificio tipo	Corte basal sin R^* (kN)	Factor R^*	Corte basal con R^* (kN)	Corte basal mínimo (kN)	Factor F^*
A	18.263	9,0	2.029	4.443	2,19
B	19.752	10,3	1.917	9.238	4,82
C	24.966	10,8	2.312	14.444	6,25

El factor F^* corresponde al cociente entre el corte basal mínimo que exige la norma y el corte basal obtenido del análisis modal espectral considerando R^* . Para los casos analizados, F^* es un factor de amplificación, por lo cual las fuerzas y desplazamientos tendrán que ser aumentados hasta alcanzar los valores mínimos.

A continuación se presentan las fuerzas de corte por pisos, sin considerar el factor F^* , para ambas direcciones de análisis.

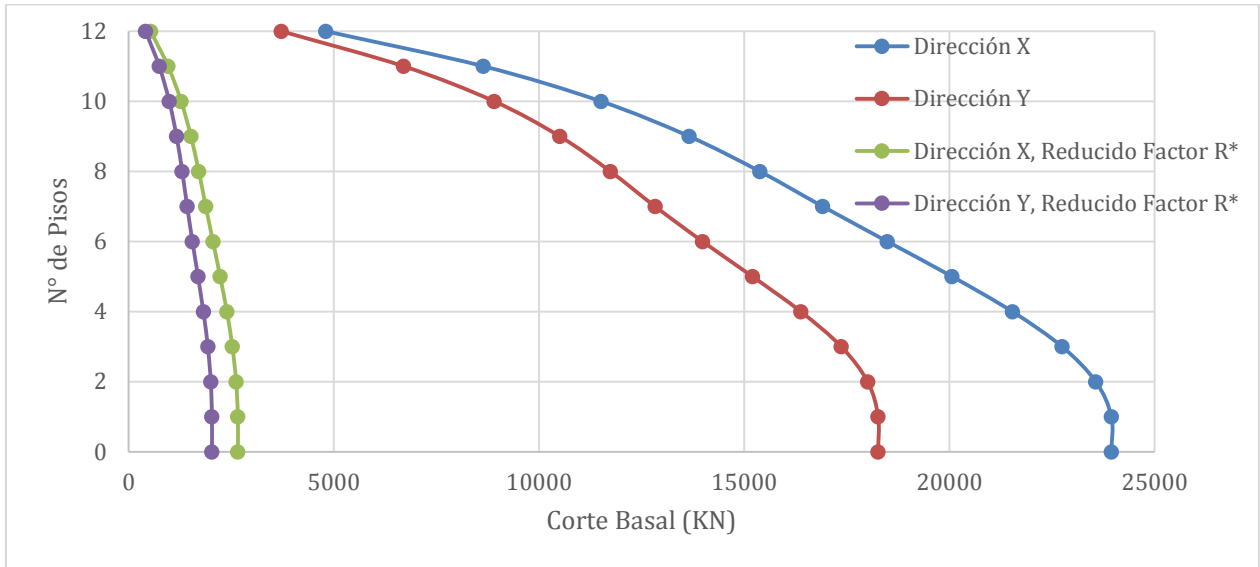


Gráfico 4. 1: Fuerza de corte por pisos obtenidos de ETABS, análisis modal espectral edificio tipo A.

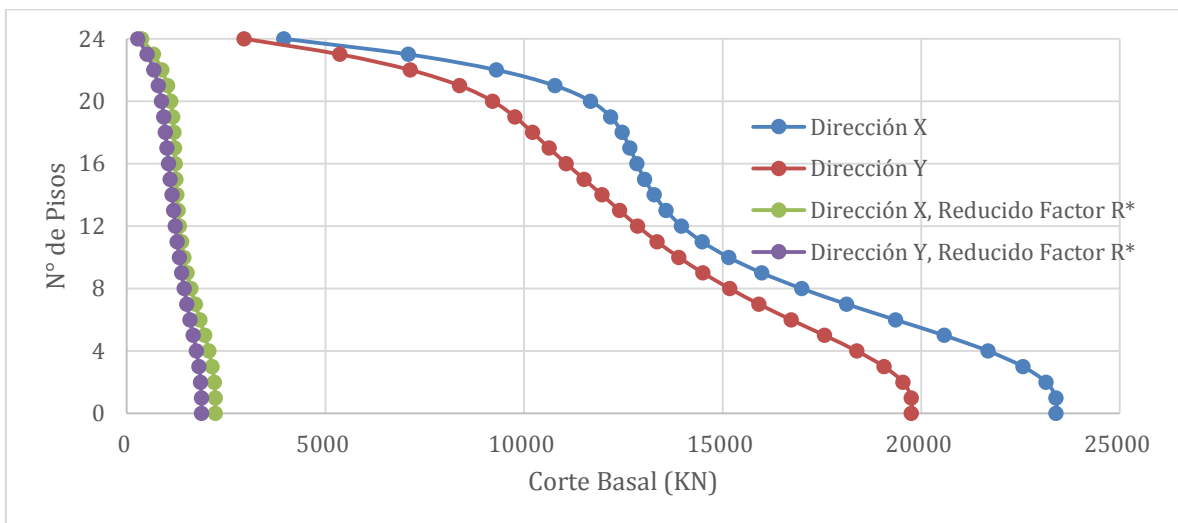


Gráfico 4. 2: Fuerza de corte por pisos obtenidos de ETABS, análisis modal espectral edificio tipo B.

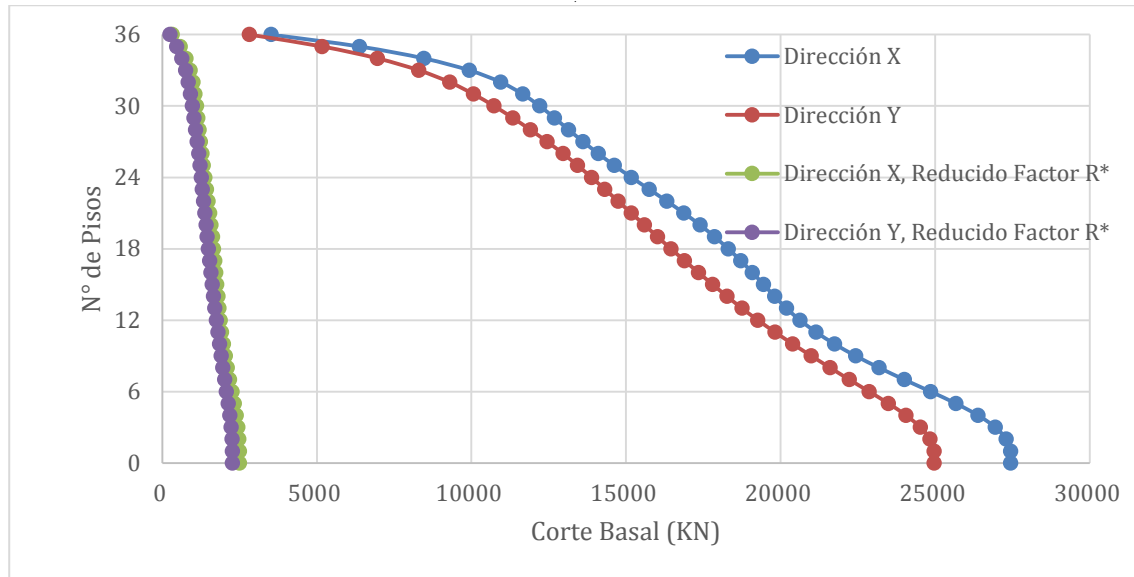


Gráfico 4. 3: Fuerza de corte por pisos obtenidos de ETABS, análisis modal espectral edificio tipo C.

Para todos los edificios en estudio el corte basal obtenido del análisis modal espectral es menor al corte basal que exige la norma NCh 433 para términos de diseño. En la tabla 4.5 se puede observar que entre más alto es el edificio, mayor es el factor F^* para alcanzar los valores mínimos determinados en la NCh 433. Esto se debe a que al tratarse de edificios altos las fuerzas horizontales provocadas por la acción sísmica no aumentan de manera proporcional a su altura, ya que en el espectro de diseño, los periodos naturales asociados a estos edificios están en la zona de menor aceleración espectral. A diferencia del corte basal mínimo que sí crece de manera proporcional al peso y a la altura de estos edificios ($ISA_0P/6g = 0,08 P$).

4.1.2. Edificio tipo A arriostrado

El incluir un núcleo de hormigón destinado a la caja escalera y ascensores ayuda a la estructura a tener mayor rigidez cumpliendo con restricciones de desplazamiento máximo normativo ante un sismo severo. Lo anterior también puede ser logrado al cambiar el núcleo de muros por un núcleo de pórticos de acero arriostrados concéntricos como se observa en la figura 4.2. En términos de seguridad no sería factible, como se mencionó en el apartado 2.2.3, ya que el acero pierde rigidez y resistencia cuando es sometido a altas temperaturas por tiempo prolongado a diferencia del hormigón. Por lo tanto el incluir un núcleo de muros de hormigón en la estructura proporciona una zona de seguridad ante un eventual incendio, permitiendo la evacuación de los ocupantes.

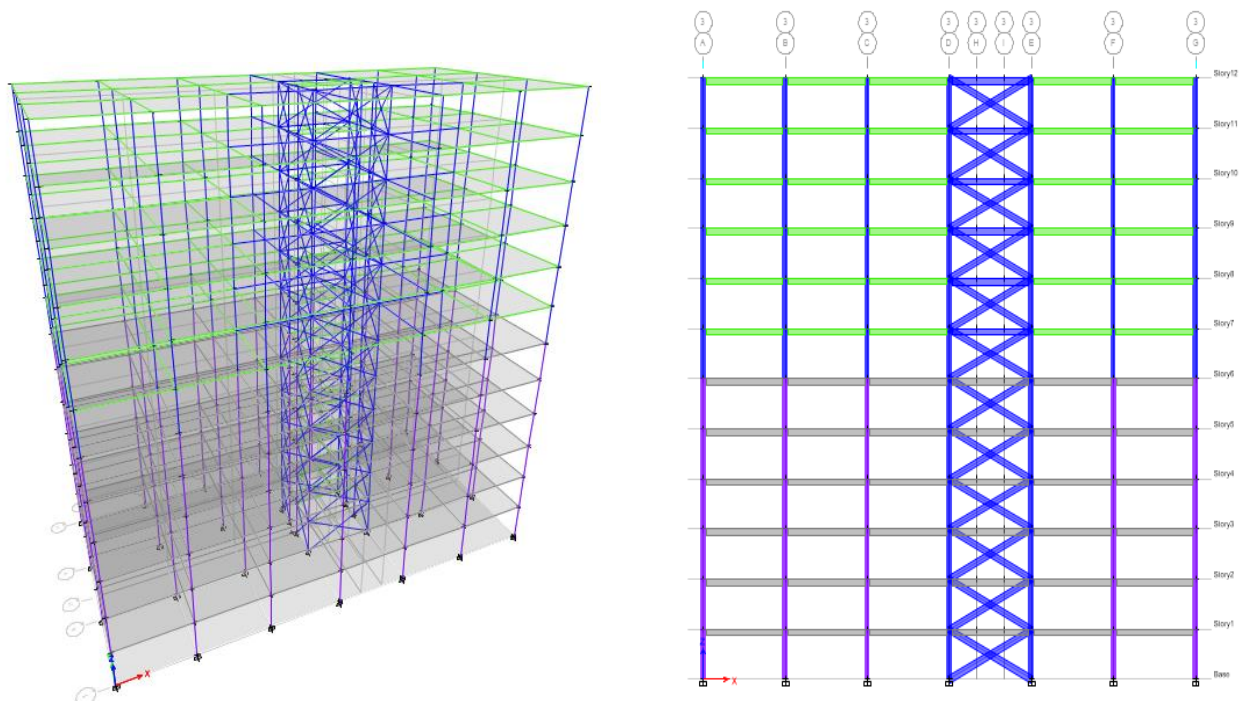


Figura 4. 2: Edificio tipo A, núcleo arriostrado concéntricamente, vista 3D y elevación 3.

Fuerza de corte por pisos normalizados

En el gráfico 4.4 se presentan las fuerzas de corte por piso reducidas por la masa total de cada estructura con el fin de obtener de manera proporcional los resultados. Ambos tipos de núcleos arrojan resultados similares, siendo el núcleo de acero arriostrado ligeramente más efectivo para reducir el corte basal en edificios bajos.

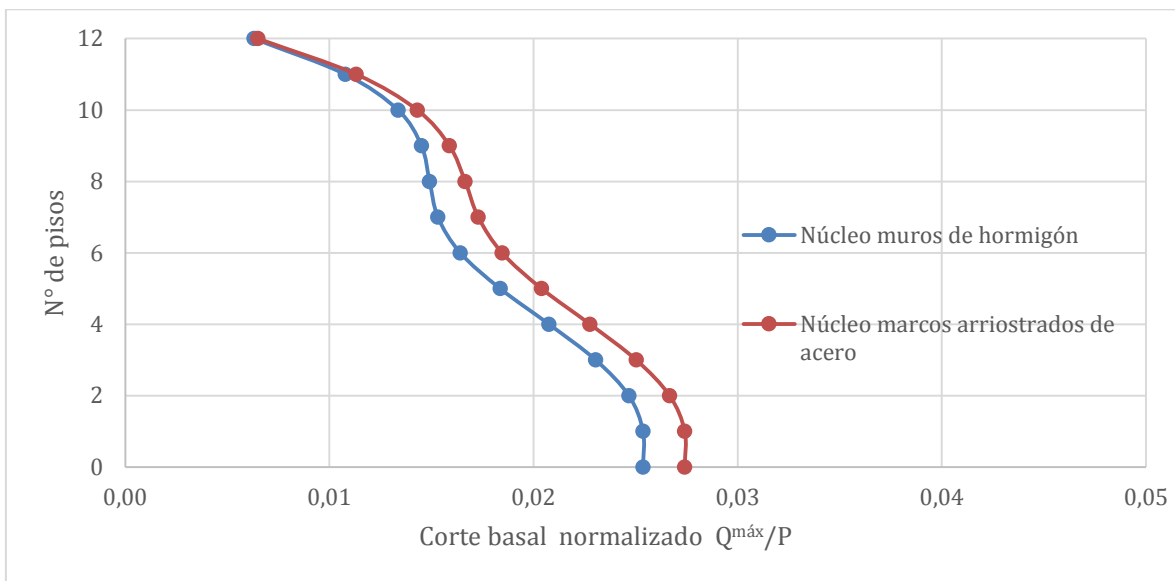


Gráfico 4. 4: Fuerza de corte normalizado, edificio tipo A con núcleo de muros y de marcos arriostrados, dirección Y.

Cabe destacar que las fuerzas de corte fueron obtenidas directo del Software ETABS de un análisis modal espectral considerando factor de reducción R^* , pero no considerando factor F^* para alcanzar los valores mínimos de diseño.

Desplazamiento Relativo entre Pisos (DRIFT)

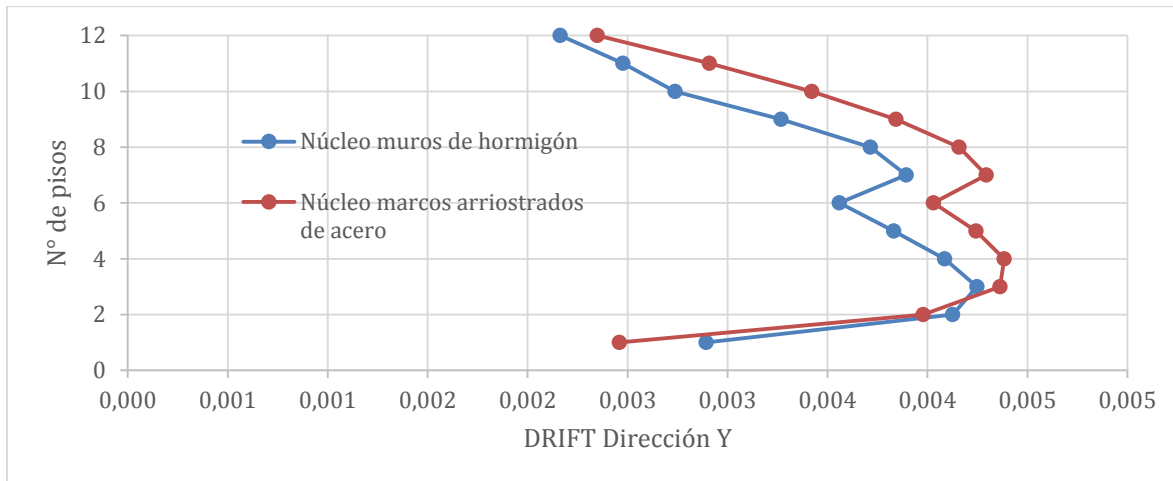


Gráfico 4. 5: Desplazamiento relativo de pisos, edificio tipo A con núcleo de muros y marcos arriostrados.

Cabe destacar que los desplazamientos relativos de pisos fueron obtenidos directo del Software ETABS de un análisis modal espectral No considerando los factores R^* y F^* .

Al comparar el edificio tipo A con un núcleo de marcos arriostrado se puede apreciar que los resultados en cuanto a DRIFT y fuerzas de corte son bastantes similares, ambos no cumpliendo con los desplazamientos relativos entre pisos que exige la NCh 433 (DRIFT<0,002). Se reafirma que desde el punto de vista del diseño estructural, es factible construir edificios completamente de acero realizando algunas modificaciones en el diseño para alcanzar los valores mínimos. Sin embargo, esto agrega un problema de seguridad y resistencia al fuego en la vía de evacuación, el cual debe ser resuelto si se escoge esta alternativa constructiva.

4.1.3. Análisis Modal espectral edificios aislados

Para realizar un análisis modal espectral en edificios aislados, se debe considerar una modelación lineal de los aisladores sísmicos como se estipuló en 2.1.3. Las propiedades de los aisladores son la rigidez secante o efectiva y el coeficiente de amortiguamiento lineal viscoso equivalente.

Para el análisis modal espectral se utilizó el espectro de diseño recomendando por la NCh2745 para los edificios con aislamiento sísmico, como quedó establecido en 3.7.

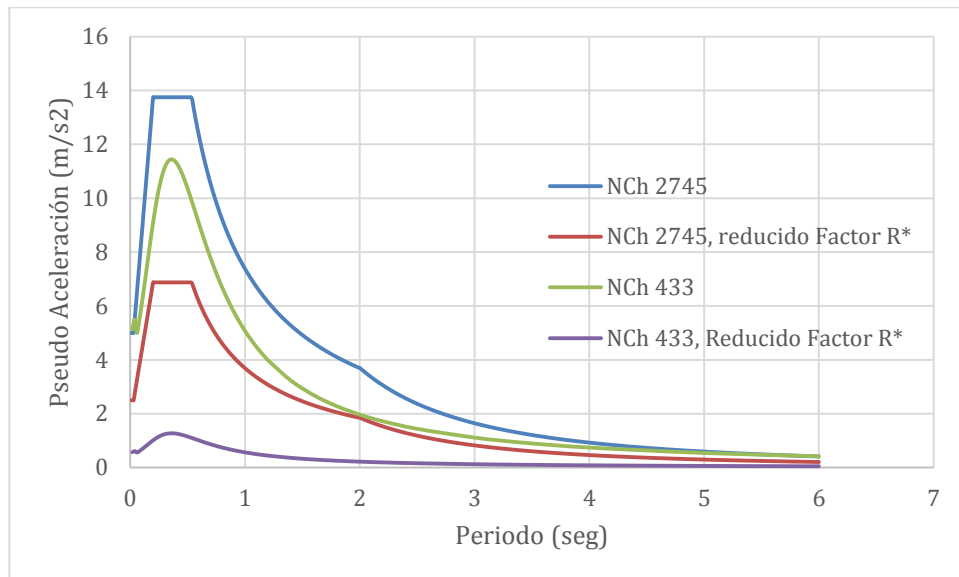


Gráfico 4. 6: Espectros de diseño normas NCh433 y NCh2745 para edificio tipo A.

Condiciones para el diseño de los aisladores, análisis Modal espectral.

A continuación se presentan las condiciones de diseño para la modelación de los aisladores sísmicos, para cada edificio en estudio. El criterio para seleccionar el periodo de aislamiento fue considerar dos veces aproximadamente el periodo natural de cada estructura, de esta manera se asegura que la estructura se traslade a una zona de baja pseudo aceleración (Maureira, 2016).

Tabla 4. 6: Condiciones de diseño para la modelación de los aisladores edificio tipo A.

Condición de Diseño	Período de aislación T_a (seg)	Amortiguamiento efectivo (%)
A1	3	5
A2	3	15
A3	4	5
A4	4	15

Tabla 4. 7: Condiciones de diseño para la modelación de los aisladores edificio tipo B.

Condición de Diseño	Período de aislación T_a (seg)	Amortiguamiento efectivo (%)
B1	4	5
B2	4	15
B3	5	5
B4	5	15

Tabla 4. 8: Condiciones de diseño para la modelación de los aisladores edificio tipo C.

Condición	Período de aislación T_a (Seg)	Amortiguamiento (%)
C1	6	5
C2	6	15

Con las condiciones de diseño establecidas en tablas 4.6 a 4.8, se determinó las propiedades que modelan el comportamiento Lineal de los aisladores basales para un análisis modal espectral. La rigidez secante se obtiene despejando la ecuación 2.2 y el coeficiente de amortiguamiento lineal viscoso se obtiene de la ecuación 2.3.

Tabla 4. 9: Propiedades de los aisladores para un análisis lineal, modal espectral.

Condición	Rigidez secante (N/m)	Amortiguamiento lineal viscoso (Ns/m)
A1	933.255	44.560
A2	933.255	133.679

A3	524.956	33.420
A4	524.956	100.259
B1	1.024.767	65.239
B2	1.024.767	195.716
B3	655.851	52.191
B4	655.851	156.57
C1	738.396	70.512
C2	738.396	211.535

Una vez definidas las propiedades lineales de los aisladores se ingresan a través de un LINK en el Software Etabs.

Participación Modal

Tabla 4. 10: Participación modal y períodos, edificio tipo A aislado condición A1.

Caso	Modo	Período (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	3,663	0,9942	0	0,9942	0	0,00001442	0,00001442
Modal	2	3,582	0	0,993	0,9942	0,993	0,0023	0,0023

Tabla 4. 11: Participación modal y períodos, edificio tipo A aislado condición A2.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	3,663	0,9942	0	0,9942	0	0,00001442	0,00001442
Modal	2	3,582	0	0,993	0,9942	0,993	0,0023	0,0023

Tabla 4. 12: Participación modal y períodos, edificio tipo A aislado condición A3.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	4,636	0,9978	0	0,9978	0	0,00001446	0,00001446
Modal	2	4,576	0	0,9943	0,9978	0,9943	0,0042	0,0042

Tabla 4. 13: Participación modal y períodos, edificio tipo A aislado condición A4.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	4,636	0,9978	0,000001979	0,9978	0,000001979	0,00001446	0,00001446
Modal	2	4,576	0,000002321	0,9943	0,9978	0,9943	0,0042	0,0042

Tabla 4. 14: Participación modal y períodos, edificio tipo B aislado condición B1.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	4,458	0,0001	0,9844	0,0001	0,9844	0,0025	0,0025
Modal	2	4,434	0,9878	0,0001	0,9879	0,9845	9,835E-07	0,0025

Tabla 4. 15: Participación modal y períodos, edificio tipo B aislado condición B2.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	4,458	0,0001	0,9844	0,0001	0,9844	0,0025	0,0025
Modal	2	4,434	0,9878	0,0001	0,9879	0,9845	9,835E-07	0,0025

Tabla 4. 16: Participación modal y períodos, edificio tipo B aislado condición B3.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	5,464	0,0001	0,994	0,0001	0,994	0,0005	0,0005
Modal	2	5,445	0,9949	0,0001	0,995	0,994	0,000003112	0,0005

Tabla 4. 17: Participación Modal y Períodos, edificio tipo B aislado condición B4.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	5,464	0,0001	0,994	0,0001	0,994	0,0005	0,0005
Modal	2	5,445	0,9949	0,0001	0,995	0,994	0,000003112	0,0005

Tabla 4. 18: Participación Modal y Períodos, edificio tipo C aislado condición C1.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	6,694	0,00001544	0,9794	0	0,9794	0,0015	0,0015
Modal	2	6,625	0,9863	0,00001552	0,9863	0,9795	0	0,0015

Tabla 4. 19: Participación Modal y Períodos, edificio tipo C aislado condición C2.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	6,694	0,00001544	0,9794	0,00001544	0,9794	0,0015	0,0015
Modal	2	6,625	0,9863	0,00001552	0,9863	0,9795	0	0,0015

Con la presencia de los aisladores sísmicos sólo bastaron dos modos de vibrar para completar el 90 % de la participación modal que exige la Norma NCh433.

Otro punto a considerar es que, con la implementación de los aisladores sísmicos prácticamente desaparece la torsión de la estructura, esto queda claro al momento de observar

las tablas 4.10 a 4.18, donde la participación del modo torsional RZ es prácticamente cero. Esto ocurre debido a que el centro de masa de la planta está muy cercano al centroide de área de la misma, por lo cual es prácticamente coincidente con el centro de rigidez de la interface de aislamiento. Lo anterior es independiente del hecho de que el centro de rigidez de la superestructura puede estar muy desplazado del centro de masa de ésta en la planta. Esto se debe a que los modos predominantes de un edificio con aislamiento sísmico siempre corresponden a aquellos donde la deformación se concentra en la interface de aislamiento y no en la superestructura.

Fuerzas laterales mínimas

Para términos de diseño la NCh 2745 establece fuerzas laterales mínimas en el sistema de aislación y sobre el sistema de aislación. El cálculo de estas fuerzas depende a su vez del desplazamiento de diseño, ambos parámetros son calculados según lo estipulado en 3.7.

Tabla 4. 20: Desplazamiento de diseño y fuerzas laterales mínimas para cada condición de diseño, según indicado en NCh 2745.

Condición	Desplazamiento de diseño D_D (cm)	Fuerzas en el sistema de aislación V_b (kN)	Fuerzas sobre el sistema de aislación V_s (kN)
A1	37	9.666	4.834
A2	27	7.055	3.527
A3	37	5.838	2.719
A4	27	3.968	1.984
B1	37	9.468	4.734
B2	27	6.886	3.443
B3	37	6.060	3.030
B4	27	4.407	2.203
C1	37	6.822	3.411
C2	27	4.962	2.481

Corte basal estructuras aisladas

El corte basal se obtuvo del Software ETABS, ingresando el espectro de diseño indicado por la NCh 2745.

Por otra parte la NCh 2745 exige que el corte basal no sea menor que $ISA_0P/6g$ para términos de diseño.

A continuación se presentan los cortes basales para cada condición de diseño. El factor R^* es igual a 2 para todas las estructuras aisladas.

Tabla 4. 21: Corte basal para cada condición de diseño, edificios aislados, obtenidas de ETABS.

Condición	Corte basal sin R^* (kN)	Factor R^*	Corte basal con R^* (kN)	Corte basal mínimo (kN)	Factor F^*
A1	5.385	2	2.693	4.443	1,65
A2	4.500	2	2.250	4.443	1,97
A3	2.963	2	1.482	4.443	3,00
A4	2.268	2	1.134	4.443	3,92
B1	6.119	2	3.060	9.238	3,02
B2	5.039	2	2.519	9.238	3,67
B3	4.538	2	2.269	9.238	4,07
B4	3.763	2	1.882	9.238	4,91
C1	5.150	2	2.575	14.444	5,61
C2	4.280	2	2.140	14.444	6,75

Para realizar la comparación entre las estructuras fijas y aisladas, se consideró el factor F^* igual para ambos análisis, ya que la NCh 2745 recomienda utilizar para el diseño la fuerza de corte más alta que resulte entre $ISA_0P/6g$ y la fuerza de corte mínima en el sistema de aislación indicada en tabla 4.19.

Fuerza de corte sin considerar factores R^* y F^*

A continuación se presentan las fuerzas de corte de todos los edificios fijos y aislados para las distintas condiciones de diseño, sin considerar los factores R^* y F^* , con el fin de observar el real comportamiento que tienen las estructuras durante un evento sísmico, sin ser alterados por los factores de diseño antes mencionados.

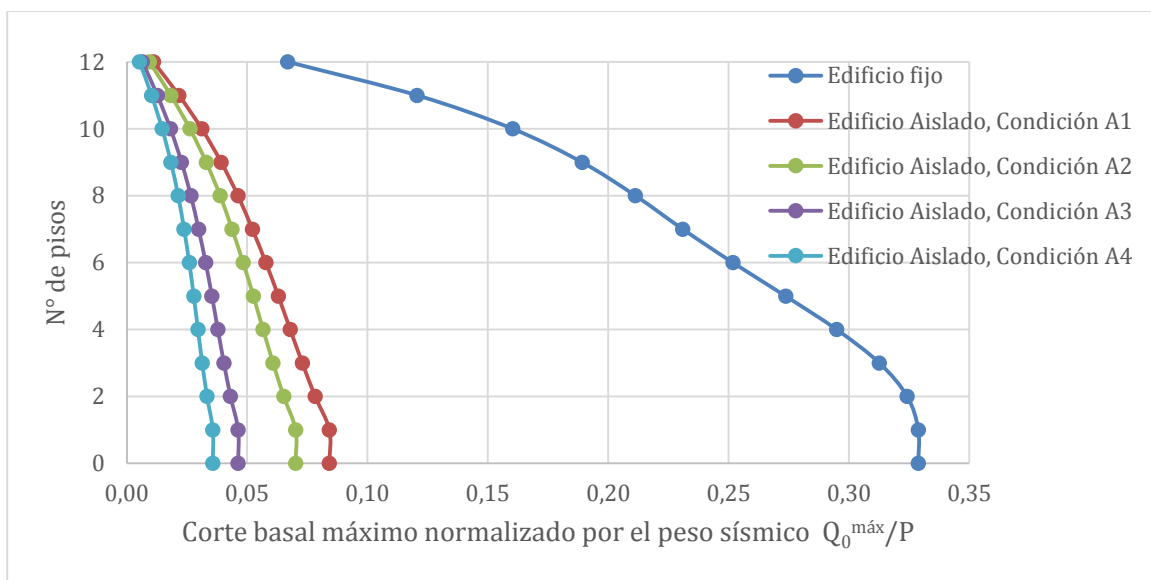


Gráfico 4. 7: Corte basal máximo normalizado, sin considerar factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.

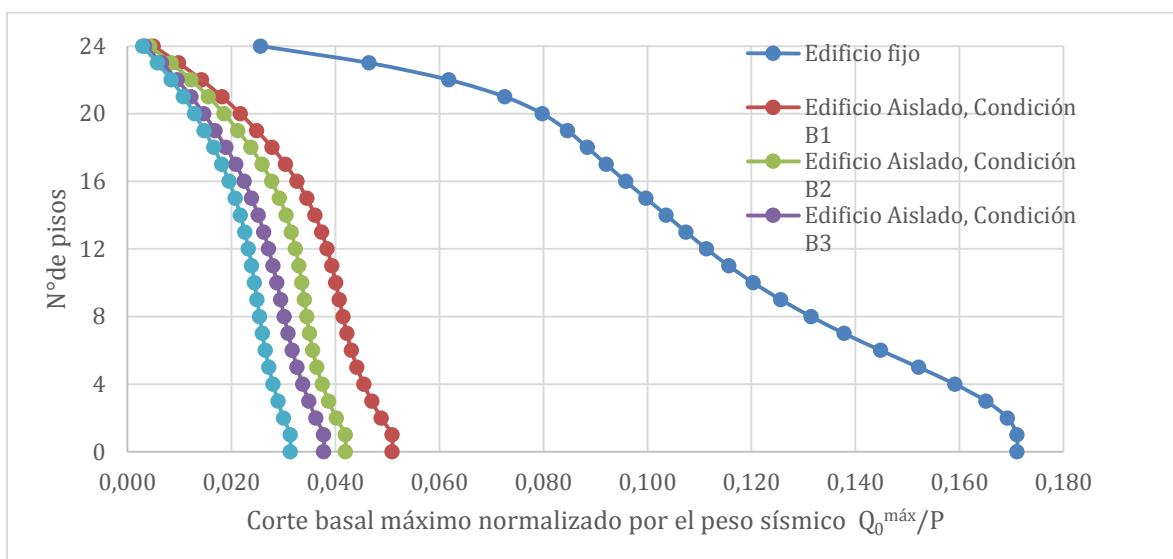


Gráfico 4. 8: Corte basal máximo normalizado, sin considerar factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B, dirección Y.

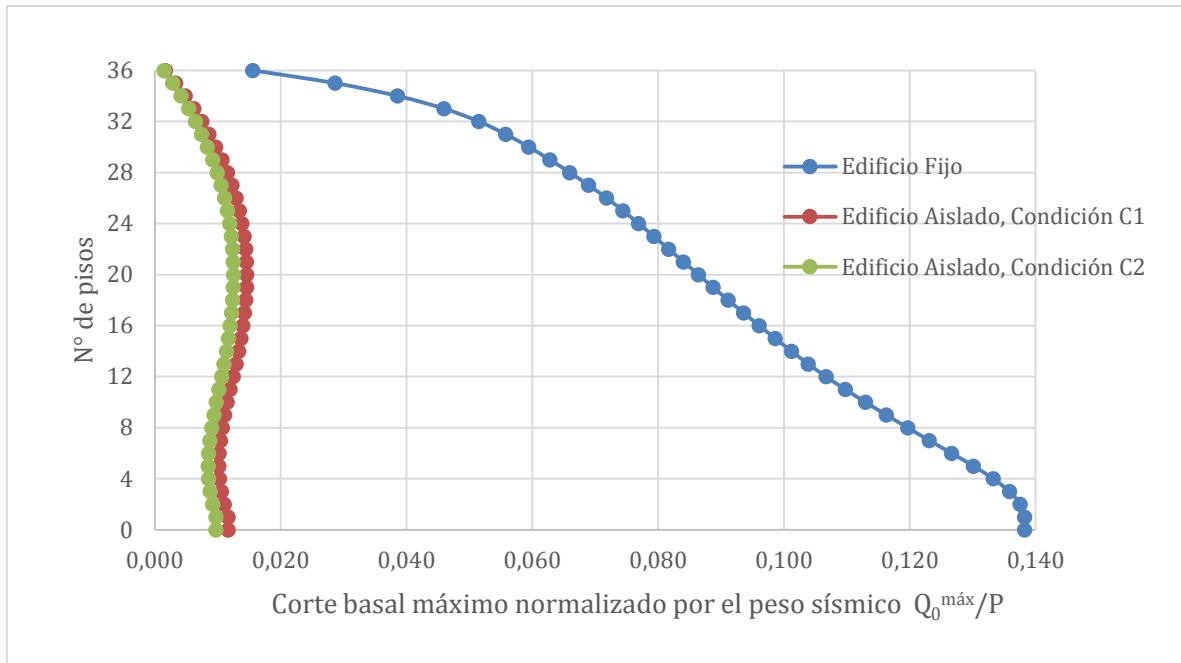


Gráfico 4. 9: Corte basal máximo normalizado, sin considerar factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo C, dirección Y.

En los gráficos 4.10 a 4.12 se aprecia claramente al no utilizar los factores R^* y F^* , el beneficio de implementar un sistema de aislamiento basal. Los cortes basales disminuyen de una manera considerable.

Fuerza de corte considerando solo facto R^*

A continuación se presentan las fuerzas de corte de todos los edificios fijos y aislados para las distintas condiciones de diseño, considerando solamente el factor R^* . Cabe recordar que R^* para edificios aislados es constante igual a 2.

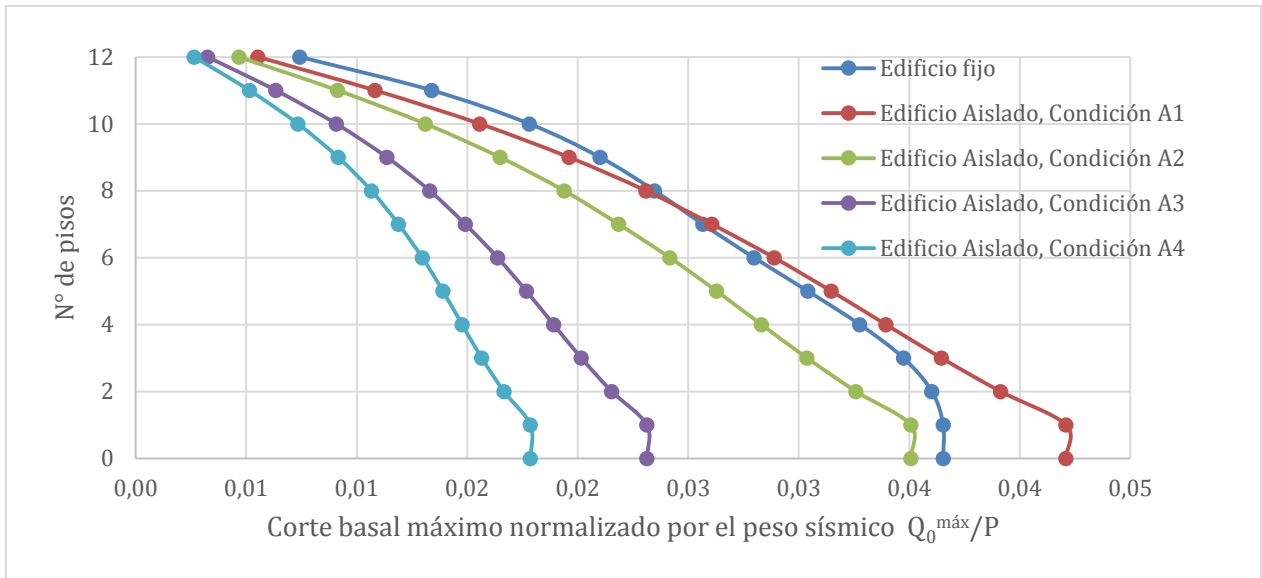


Gráfico 4. 10: Corte basal máximo normalizado, considerando sólo factor R^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.

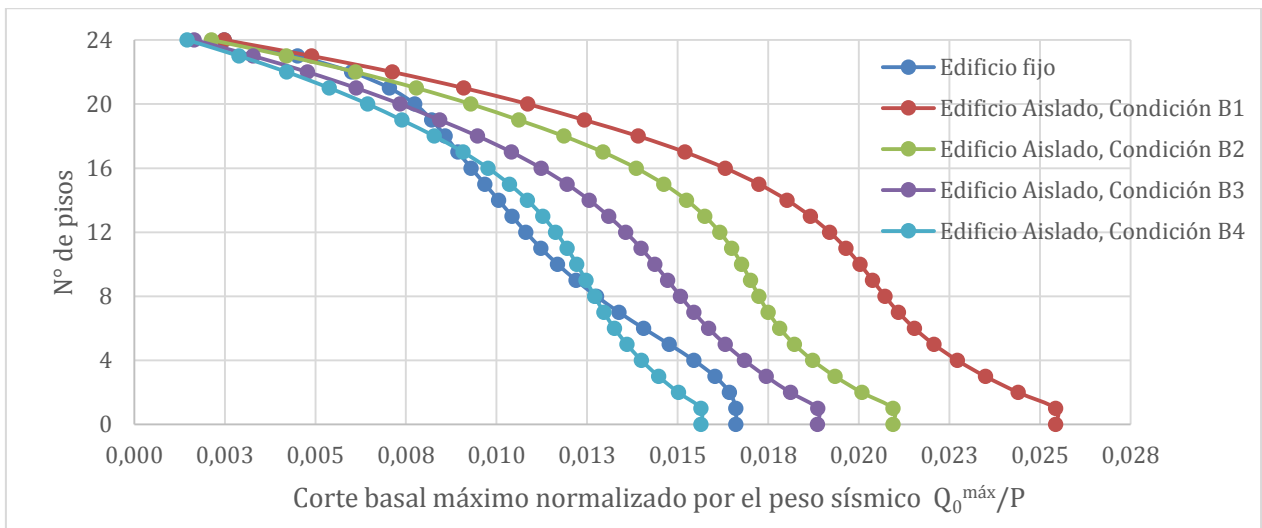


Gráfico 4. 11: Corte basal máximo normalizado, considerando sólo factor R^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B, dirección Y.

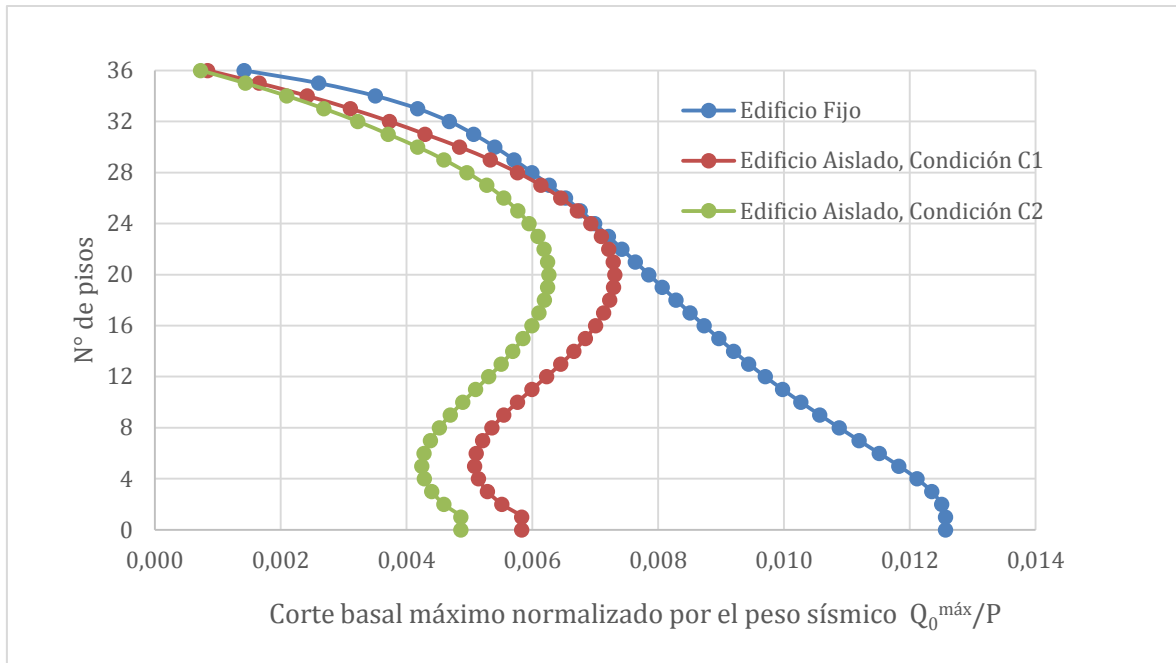


Gráfico 4. 12: Corte basal máximo normalizado, considerando sólo factor R^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo C, dirección Y.

Como era de esperar al utilizar factores R^* tan diferentes para los edificios fijos y aislados, la respuesta de la estructura en cuanto al corte basal varía bastante. Para los edificios de 12 y 24 pisos el corte basal de los edificios aislados es mayor que el de las estructuras fijas. Para el edificio de 36 pisos ocurre lo contrario, los cortes basales de los edificios aislados siguen siendo menor que la condición fija.

Fuerza de corte considerando factores R^* y F^*

A continuación se presentan las fuerzas de corte de todos los edificios fijos y aislados para las distintas condiciones de diseño, considerando factores R^* y F^* .

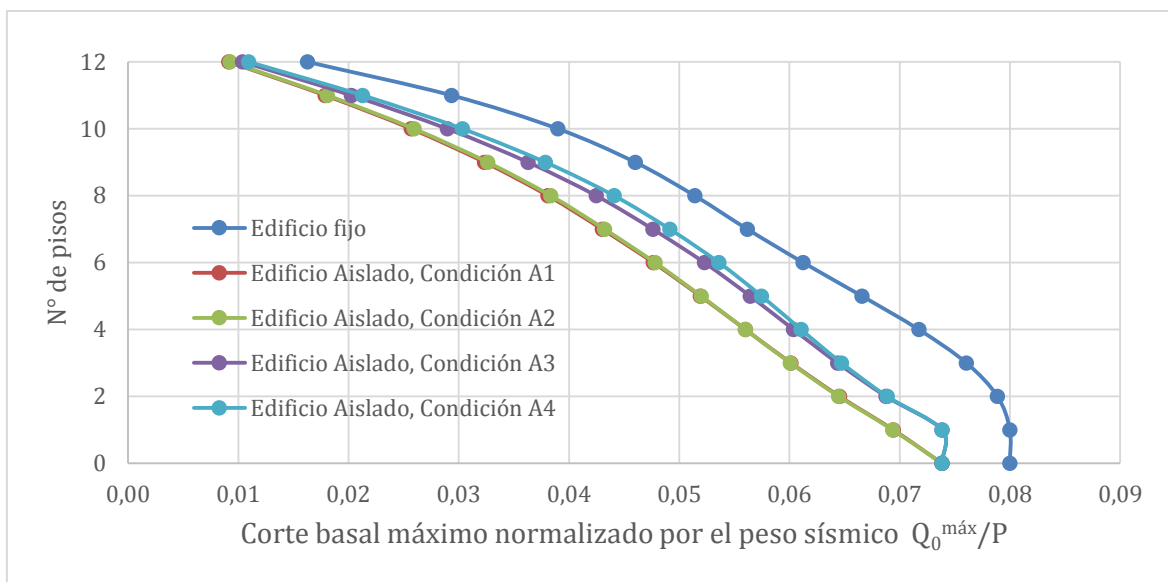


Gráfico 4.13: Corte basal máximo normalizado, considerando factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.

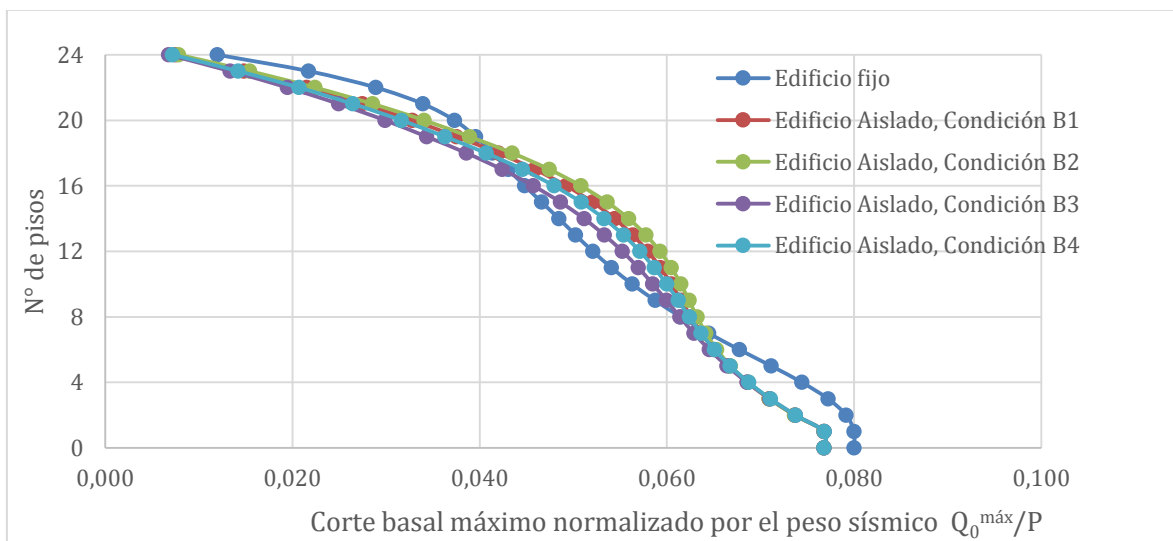


Gráfico 4.14: Corte basal máximo normalizado, considerando factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B, dirección Y.

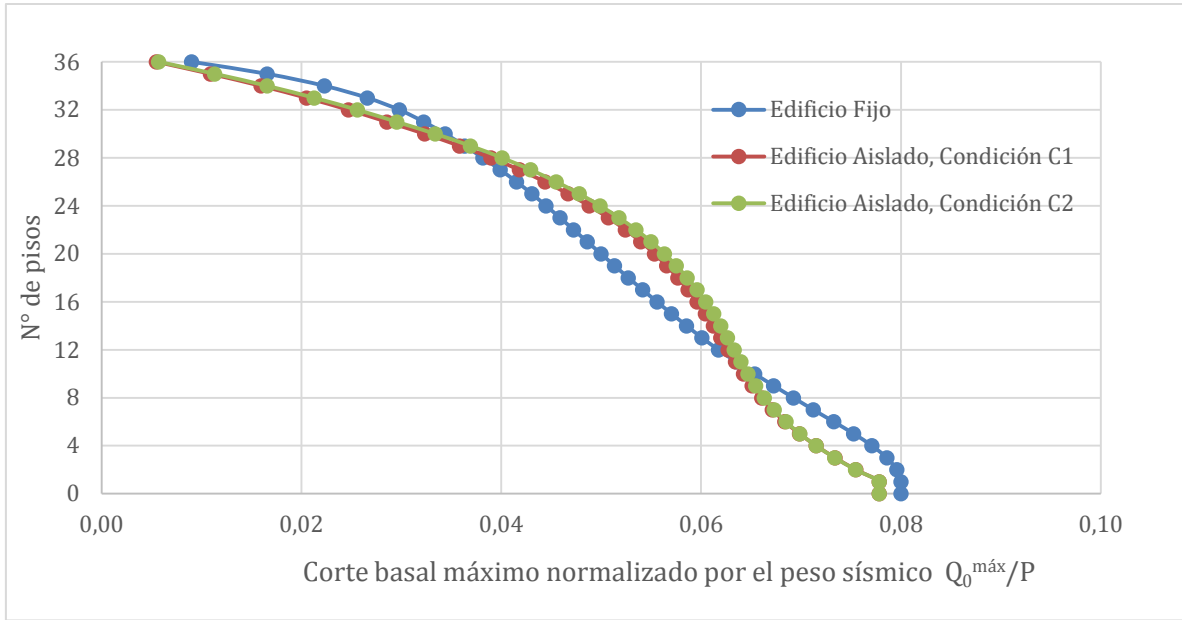


Gráfico 4. 15: Corte basal máximo normalizado, considerando factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo C, dirección Y.

Como era de esperar en los gráficos 4.16 a 4.18 los cortes basales cumplen con lo mínimo establecido en la NCh 433, gracias al factor F^* , al momento de diseñar un edificio, estos son los cortes que se han de utilizar.

Desplazamiento relativo entre pisos (DRIFT), estructuras fijas y aisladas.

A continuación se presentan los DRIFT sin considerar los factores R^* y F^* .

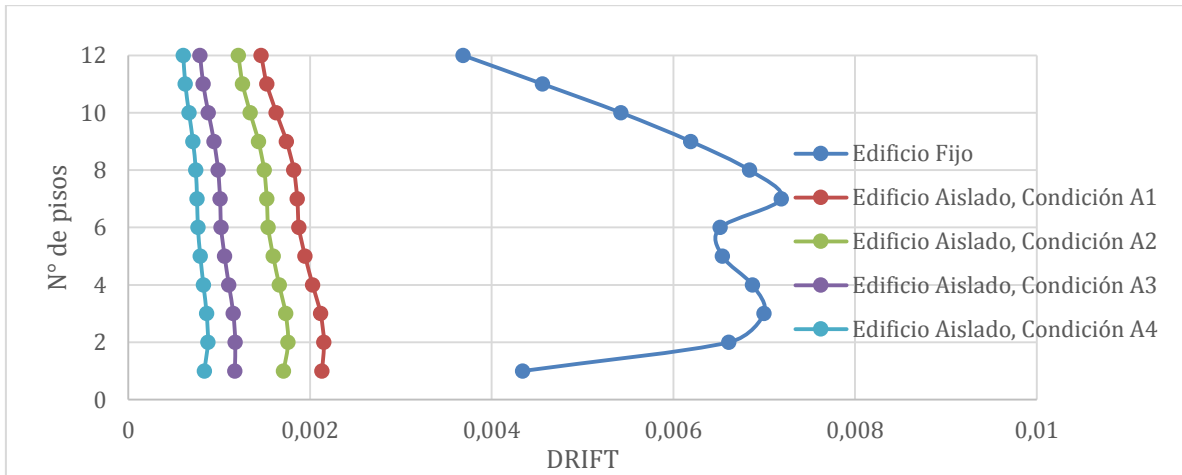


Gráfico 4. 16: Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y (dirección corta de la planta), edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A.

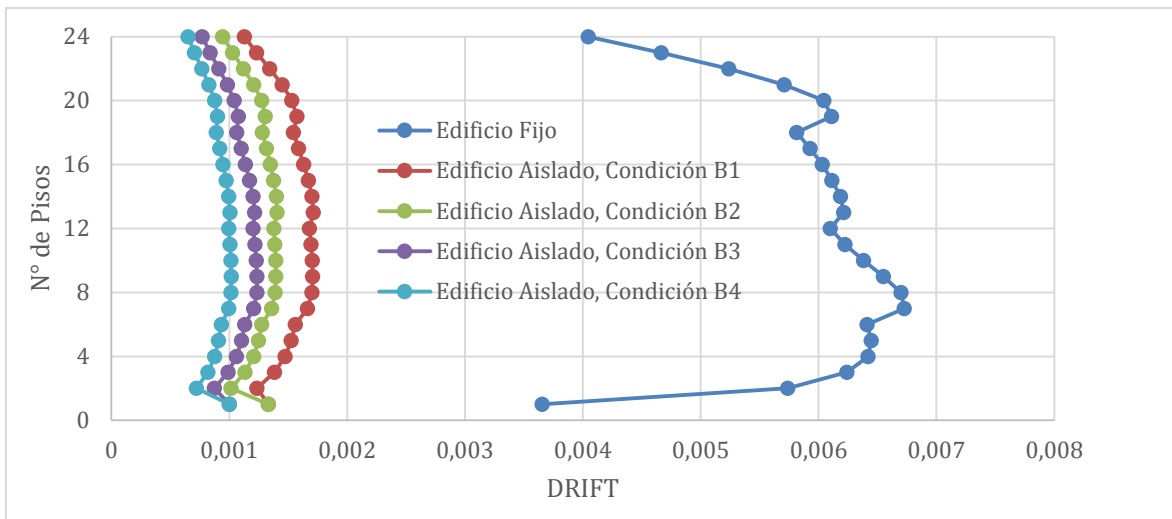


Gráfico 4. 17: Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y (dirección corta de la planta), edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B.

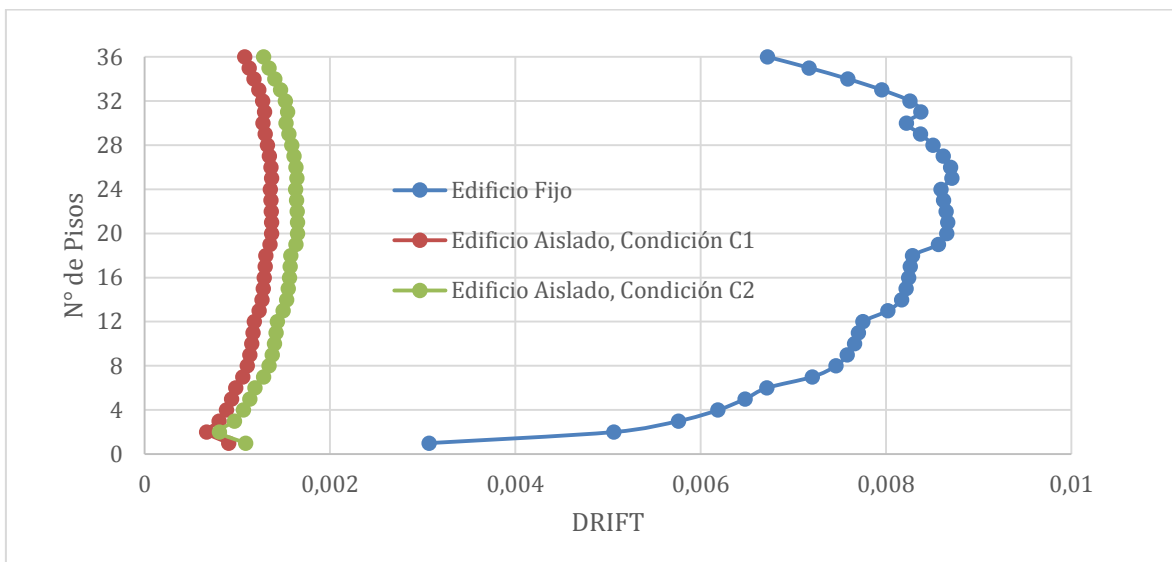


Gráfico 4. 18: Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y (dirección corta de la planta), edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo C.

Como se observó en los gráficos 4.23 al 4.25, el lograr que el desplazamiento relativo entre pisos de la Estructura fija en la base cumpla con lo establecido en la norma NCh433 ($DRIFT < 0,002$) es muy difícil; no hay que olvidar que se trata de edificios de pórticos de acero, los cuales son flexibles. Para disminuir estos desplazamientos en este tipo de estructuras habría que aumentar la rigidez de los elementos que los componen, es decir

utilizar perfiles de acero más grandes. Otra solución es brindar a las estructuras arrostramiento ya sean estos concéntricamente o excéntricamente.

Al implementar un sistema de aislamiento basal, como era de esperar los desplazamientos entre pisos cumplen holgadamente con lo establecido en las normas NCh433 y NCh2745.

Desplazamientos y fuerzas laterales de los aisladores

Los desplazamientos D y fuerzas laterales de los aisladores sísmicos obtenidos en el análisis modal espectral son los siguientes:

Tabla 4. 22: Desplazamiento y fuerzas laterales de los aisladores obtenidas del análisis modal espectral.

Condición	Desplazamiento (cm)	Fuerzas en el sistema de aislación V_b (kN)	Fuerzas sobre el sistema de aislación V_s (kN)
A1	27	5.385	2.693
A2	22	4.492	2.246
A3	27	2.830	1.415
A4	22	2.290	1.145
B1	23	6.326	3.163
B2	19	5.212	2.606
B3	27	4.686	2.343
B4	22	3.887	1.944
C1	27	5.267	2.634
C2	22	4.380	2.190

Los desplazamientos de los aisladores están muy por debajo de los desplazamientos de diseño recomendado por la norma NCh 2745.

El análisis modal espectral realizado en los edificios aislados, no es del todo representativo, ya que, los aisladores no se comportan linealmente durante un sismo. La norma NCh 2745 indica que este procedimiento es recomendado para un diseño preliminar de la estructura que se desea aislar y provee un mecanismo de verificación simple de modelos más sofisticado como son los modelos bi-lineales. Otra ventaja de los modelos lineales es que no restringe el periodo de aislación al cual se quiere aislar la estructura, a diferencia de un análisis No lineal.

4.2. Diseño de los aisladores sísmicos para un análisis Tiempo historia.

Como se explicó en 2.1.4 para diseñar un aislador elastomérico se asume que durante un sismo el aislador tiene un comportamiento histerético, el cual se modela de manera bi-lineal con las propiedades definidas en figura 4.3. Una vez definida las propiedades bi-lineales se puede determinar y diseñar la geometría de los aisladores.

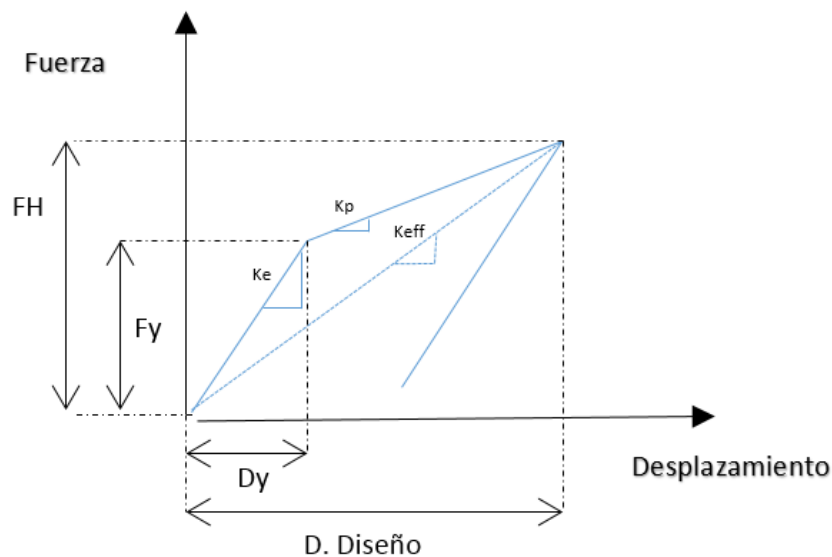


Figura 4. 3: Propiedades principales del modelo bi-lineal.

El sistema de aislación para los edificios en estudio consta de 28 aisladores elastoméricos ubicados en la base de cada columna de la estructura. Los parámetros de diseño son los periodos de aislamiento y amortiguamientos efectivos descritos en Tablas 4.6 a 4.8.

4.2.1. Procedimiento de diseño de un aislador sísmico

El diseño del aislador elastomérico consiste en un proceso iterativo hasta cumplir con las verificaciones de diseño mínimo que garanticen el buen funcionamiento de estos y cumplan con las dimensiones geométricas apropiadas.

A continuación se presenta un esquema resumiendo el paso a paso en el diseño de un aislador elastomérico.

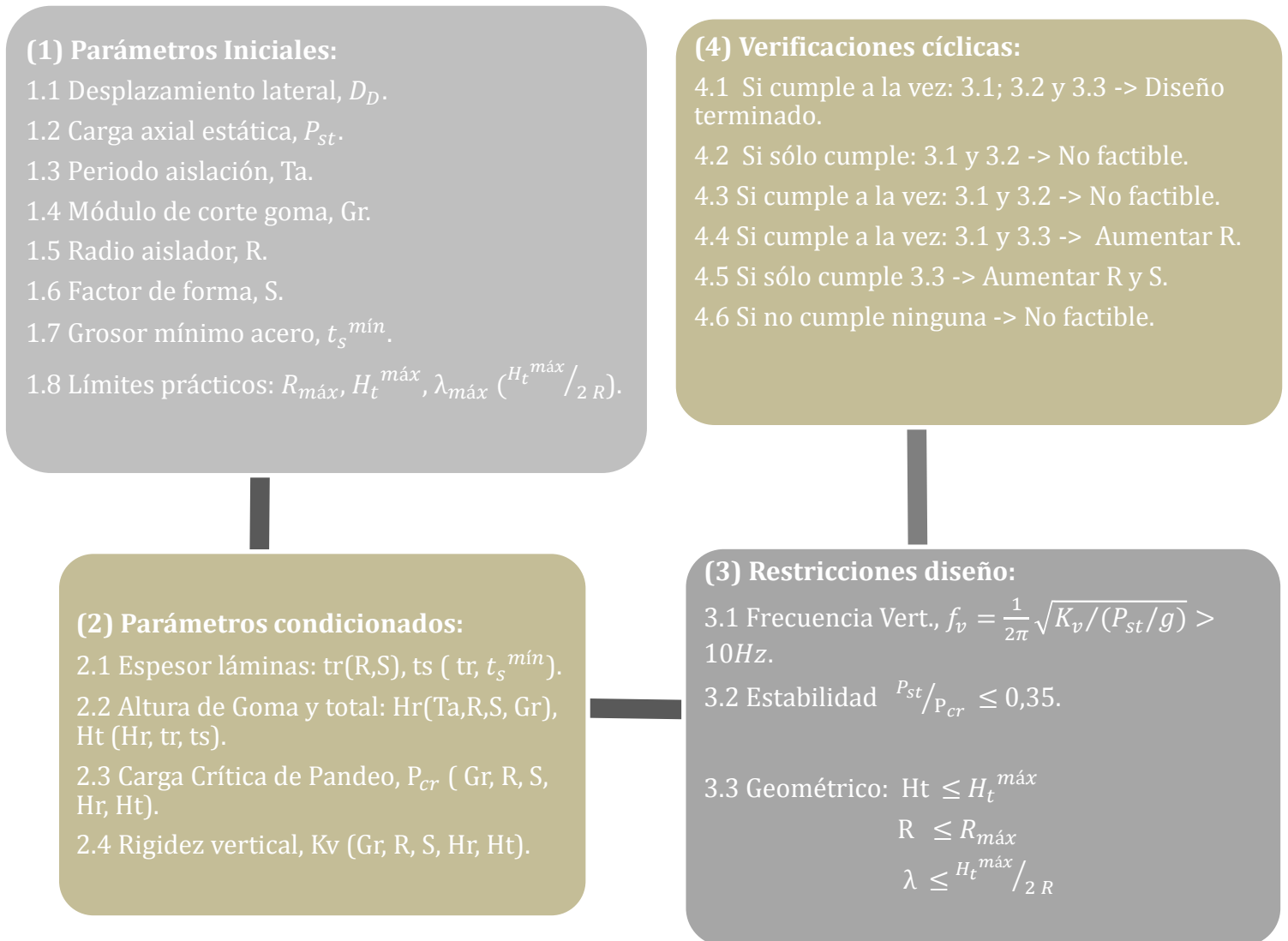


Figura 4. 4: Esquema de procedimiento para el diseño de un aislador elastomérico.

Los límites prácticos seleccionados para el diseño de los aisladores sísmicos en este trabajo son los siguientes:

- $R_{m\acute{a}x} = 0,6$ m.
- $H_t^{m\acute{a}x} = 1$ m.
- $\lambda_{m\acute{a}x} = 0,83$

A continuación se presenta el procedimiento a seguir para el diseño de un aislador, en este caso a modo de ejemplo la condición A1, para el resto de las condiciones el procedimiento es exactamente el mismo.

Para determinar las propiedades del modelo bi-lineal, primero se determinan los datos de entrada con los parámetros de diseño definidos en Tablas 4.6 a 4.8, según lo establecido en 2.1.3, estos datos de entrada son la Rigidez efectiva o secante k_{eff} y el amortiguamiento lineal C_b del aislador respectivamente, ambos datos de entrada son los mismos utilizados en el análisis modal espectral.

Rigidez efectiva

La rigidez efectiva se obtiene despejando la ecuación 2.2:

$$k_{eff} = M_{ta}\omega_a^2$$

Donde:

$$\omega_a = \frac{2\pi}{T_a}$$

Donde T_a es el período al cual se desea aislar la estructura, en este caso, 3 segundos. Por lo tanto $k_{eff} = 933255$ N/m.

Amortiguamiento efectivo

El amortiguamiento de un aislador está dado en función de la razón de amortiguamiento crítico asignada β_b , la masa de la superestructura que tributa sobre un aislador promedio, M_{ta} y la frecuencia de aislamiento, ω_a . Se calcula con la ecuación 2.3.

$$C_b = 2 \beta_b M_{ta} \omega_a$$

De donde se obtiene: $C_b = 44560$ Ns/m.

Una vez obtenidos estos parámetros lineales se procedió a calcular las propiedades del modelo bi-lineal.

Fuerza horizontal máxima

La fuerza máxima horizontal se calcula con la ecuación 2.5

$$F_H = k_{eff} D_D$$

Donde D_D es el desplazamiento de diseño, la NCh 2745 recomienda utilizar un desplazamiento de diseño según las características del terreno y el amortiguamiento efectivo del aislador, según lo señalado en Tabla 4.19, este desplazamiento es igual a 37 cm.

Por lo tanto, la fuerza horizontal máxima resulta ser: $F_H = 345.304$ N

Fuerza de fluencia

Para definir la fuerza de fluencia primero se necesita calcular el área que envuelve un ciclo de histéresis que a su vez resulta ser la energía que disipa el aislador, tal cálculo resulta ser un poco complicado cuando aún no se tienen los parámetros definidos del modelo bilineal, por lo tanto, para calcular el área se asume que la energía disipada por un ciclo viscoelástico es la misma que la de un ciclo histerético, lo cual resulta ser más fácil de calcular como se explicó en el 2.1.4.

La fuerza de fluencia se obtiene de la ecuación 2.4:

$$F_y = \frac{E_w}{4D_D}$$

Donde E_w es la energía disipada en un ciclo de desplazamiento armónico de amplitud D_D

Evaluando y reemplazando se obtiene: $F_y = 27.120 \text{ N}$

Rigidez de post-fluencia

La rigidez de Post-fluencia se puede obtener de manera geométrica observando el modelo bi-lineal.

$$k_p = \frac{F_H - F_y}{D_D - D_y}$$

Donde D_y es el desplazamiento de fluencia, es un desplazamiento bastante pequeño en comparación al desplazamiento de diseño, por lo tanto, se asume en primera instancia igual a cero. Evaluando la expresión anterior se obtiene: $k_p = 877.705 \text{ N/m}$.

Rigidez de pre-fluencia

Para determinar la rigidez de pre-fluencia se necesita conocer el valor de D_y , ya que, si se asume nuevamente igual a cero, la rigidez tendría valor nulo, lo que es incorrecto. La rigidez de pre-fluencia se obtiene de la ecuación 2.7.

$$K_e = \frac{F_y}{D_y}$$

Para obtener D_y se necesita conocer la Altura de goma del aislador, ya que, $D_y = H_r \cdot 0,05$.

Altura de Goma (Hr)

En 2.1.5 se mencionó el procedimiento para obtener la expresión que determina la altura Hr a través de la ecuación 2.22.

$$H_r = R^2 \left(\frac{6D_D\pi}{F_{m\acute{a}x} - F_y} \right)$$

Radio del aislador (R)

No existe una expresión clara para determinar el radio del aislador, en varias literaturas utilizan el factor de forma S para obtener R, en este caso se despeja la ecuación 2.23.

$$S = \frac{R}{2t_r}$$

Donde t_r es el espesor de una lámina de goma.

El valor de t_r resulta ser una incógnita, por lo tanto no se puede despejar de la expresión indicada anteriormente el valor de R.

Para el tipo de aisladores que se está diseñando se sabe que el factor de forma S fluctúa entre 20-30. A partir de esta primicia se debe iterar el valor de R y el valor de S de tal manera que el valor de t_r se encuentre entre 7-10 mm. Al momento de realizar la iteración se tiene que tener en consideración que el radio elegido se utilizará para calcular la carga crítica y esta carga tiene que cumplir con la condición de ser a lo menos 4 veces la carga estática. Otro punto a tener en cuenta es que el radio elegido tiene que entregar una altura Hr no mayor a dos veces el valor de R.

Llevado a cabo la iteración se obtuvieron los valores de R y S que cumplieron con las condiciones mencionadas anteriormente.

Radio $R = 0,32$ m.

Factor de forma $S = 23$.

Espesor de goma $t_r = 7$ mm.

Altura $H_r = 0,15$ m

Con la altura H_r calculada se puede obtener el valor de D_y . Por lo tanto la rigidez de Pre-Fluencia es 3.624.842 N.

Ya se han definido todas las propiedades del modelo bi-lineal y las principales propiedades geométricas de los aisladores.

A continuación se analizan ciertas condiciones que garanticen el buen desempeño de los aisladores durante su vida útil.

Carga Crítica

La Carga Crítica de Pandeo o carga de Euler en los aisladores es la carga axial que da inicio a la inestabilidad por pandeo. Se calcula con la ecuación 2.18.

$$P_{cr} = \sqrt{P_E P_S} = \sqrt{\frac{\pi^2}{H_r^2} E_c I_s * H_r k_{b0}}$$

Donde:

E_c = Es el módulo de compresibilidad y se calcula según lo indicado en el capítulo N°2.

k_{b0} = Es la rigidez inicial establecido por Euler en el modelo lineal de dos resortes definida en la ecuación 2.9.

Evaluando la expresión anterior se obtiene $P_{cr} = 10.401.456$ N

Carga estática

La carga estática es la carga que recibe cada aislador proveniente de la superestructura.

$$P_{est} = 2.127.567 \text{ N}$$

Para asegurar un buen desempeño de los aisladores se tiene que cumplir la relación P_{es} / P_{cr} tiene que ser aproximadamente 0,2- 0,35.

Frecuencia Vertical

Otra verificación tiene relación con la frecuencia vertical de la estructura, la norma NCh 2745 recomienda que tiene que tener un valor mínimo de 10 Hz.

La frecuencia vertical se calcula con la ecuación 2.29:

$$f_v = \frac{1}{T_v}$$

Donde:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M_t}{K_v t}}$$

Donde:

$K_v t$: Rigidez vertical del edificio, el cual se obtiene multiplicando K_v por el número de aisladores.

Donde el K_v de cada aislador queda definido por la ecuación 2.28:

$$K_v = \frac{E_c A}{H_r}$$

Evaluando la expresión anterior se obtiene $K_v = 1.493.801.378 \text{ N}$. Por lo tanto la frecuencia vertical $f_v = 13,3 \text{ Hz}$.

Para diseñar los aisladores elastoméricos se asume un Módulo de Corte del caucho $G = 400.000 \text{ N}$ y un Módulo de compresibilidad del caucho $K = 2.000.000 \text{ kN}$.

A continuación se presenta una tabla resumen con las propiedades mecánicas iniciales de los aisladores para la condición A1.

Tabla 4. 23: Propiedades Mecánicas iniciales del aislador de diseño, condición A1.

Propiedad	Unidad	Valor
K_{eff} (Rigidez efectiva)	N/m	933.255
C_b (Amortiguamiento)	Nseg/m	44.560
F_y (Fuerza de fluencia)	N	27.120
K_e (Rigidez Pre-fluencia)	N/m	3.624.842
K_p (Rigidez Post-fluencia)	N/m	877.705
K_p/K_e	-	0,24
E_w (Energía disipada)	N/m	40.138
P_{est} (Carga estática)	N	2.127.566
P_{cr} (Carga crítica)	N	10.401.456
P_{est} / P_{cr}	-	0,20
E_c (Módulo de Compresión)	N/m ²	694.825.715
K_v (Rigidez Vertical)	N/m	1.493.801.378
F_H (Fuerza horizontal)	N	345.304

La geometría del aislador se diseñó según lo indicado en 2.1.6.

Tabla 4. 24: Geometría inicial del aislador de diseño, condición A1.

Factor de forma S	23
Radio R (m)	0,32
Altura goma H_r (m)	0,15
Espesor goma t_r (mm)	7
Espesor acero t_a (mm)	1
Altura total H_t (m)	0,21

Una vez definido los parámetros físicos y geométricos iniciales del aislador, se debe recalculan estos parámetros considerando el cambio de dos variables; La rigidez efectiva reducida y la deformación lateral obtenida de un análisis Modal Espectral o Tiempo Historia.

La rigidez efectiva reducida es el resultado de la deformación vertical que sufren los aisladores producto de la carga estática inducida por el peso propio del edificio como se explicó en 2.1.4.2.

Rigidez efectiva reducida

La rigidez efectiva reducida k_{effred} se obtiene a través del factor de reducción, la cual se desprende de la ecuación 2.19.

$$F_r = 1 - \left(\frac{P_{estatico}}{P_{critico}} \right)^2$$

Por lo tanto la rigidez efectiva reducida queda expresado por:

$$k_{effred} = k_{eff} F_r$$

La otra variable a iterar es la deformación lateral, ya que, la ingresada en una primera instancia es la establecida en la NCh2745 pero no necesariamente será la deformación desarrollada por cada aislado. Para este efecto se considerará la mayor deformación obtenida del análisis modal espectral y del análisis tiempo historia.

A continuación se presenta un cuadro resumen para la condición A1 de las propiedades mecánicas y geométricas recalculadas considerando un factor de reducción de 0,96 para la Rigidez efectiva y una deformación máxima $D_{m\acute{a}x}$ de 31 cm obtenido de un análisis Tiempo historia.

Tabla 4. 25: Propiedades mecánicas modificadas del aislador, condición A1.

Propiedad	Unidad	Valor
Keff (Rigidez efectiva)	N/m	894.209
C_b (Amortiguamiento)	N s/m	43.618
Fy (Fuerza de fluencia)	N	21.772
Ke (Rigidez Pre-fluencia)	N/m	2.788.216
Kp (Rigidez Post-fluencia)	N/m	845.269
Kp/Kp	-	0,3
E_w (Energía disipada)	N/m	26.997
P_{est} (Carga estática)	N	2.127.567
P_{cr} (Carga crítica)	N	9.179.478
P_{est} / P_{cr}	-	0,23
Ec (Módulo de Compresión)	N/m ²	589.448.876

Kv (Rigidez Vertical)	N/m	1.214.232.207
F_H (Fuerza horizontal)	N	277.205

Las nuevas dimensiones geométricas del aislador para la Condición A1, son las siguientes:

Tabla 4. 26: Geometría final del aislador de diseño, condición A1.

Factor de forma S	20
Radio R (m)	0,32
Altura goma Hr (m)	0,16
Espesor goma tr (mm)	8
Espesor acero ta (mm)	1
Altura total Ht (m)	0,23

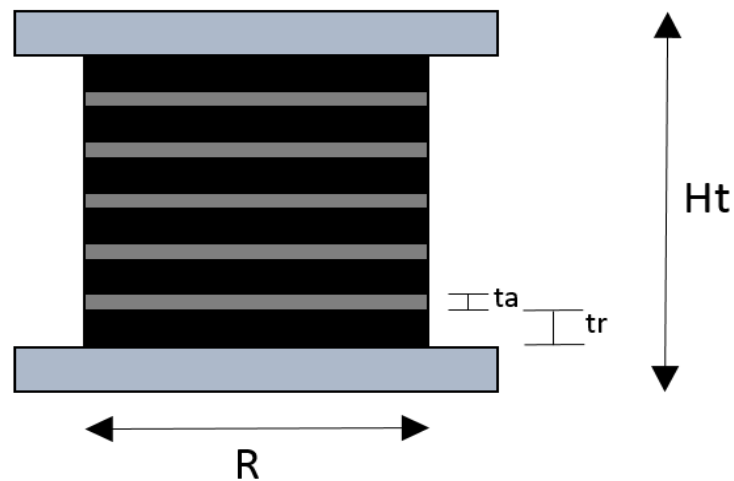


Figura 4. 5: Prototipo del aislador de diseño con sus propiedades geométricas principales.

A continuación se presentan en forma resumida el diseño de los aisladores para el resto de las condiciones en estudio. Cabe destacar que las condiciones A2', A3', A4', B1', B2', B3', B4', C1' y C2' corresponde al diseño de los aisladores considerando las propiedades modificadas.

Diseño de los aisladores para el edificio tipo A

Tabla 4. 27: Diseño de los aisladores para el edificio tipo A, propiedades iniciales y modificadas.

Propiedad	Unidad	A2	A2'	A3	A3'	A4	A4'
Keff	kN/m	933	876	524	489	524	473
C_b	kN s/m	133	130	33	32	100	95
Fy	kN	59	56	15	14	33	36
Ke	kN/m	6.582	9.513	857	766	1.557	1.550
Kp	kN/m	738	684	508	475	435	390
Kp/Ke	-	0,11	0,07	0,59	0,62	0,28	0,25
E_w	kN/m	64	60	22	22	36	48
P_{est}	kN	2.127	2.127	2.127	2.127	2.127	2.127
P_{cr}	kN	8.628	6.331	8.209	7.657	6.809	6.145
P_{est} / P_{cr}	-	0,25	0,34	0,26	0,28	0,31	0,35
Ec	MN/m ²	694	589	1.023	1.023	1.023	1.023
Kv	MN/m	1.239	1.007	1.237	1.154	1.026	926
F_H	kN	251	236	194	195	141	156
S	-	23	23	35	35	35	35
Radio R	m	0,32	0,25	0,37	0,37	0,37	0,37
Hr	mm	0,18	0,12	0,36	0,39	0,43	0,48
tr	mm	7	7	5	5	5	5
ta	mm	1	1	1	1	1	1
Ht	m	0,26	0,19	0,47	0,50	0,56	0,35

Diseño de los aisladores para el edificio tipo B

Tabla 4. 28: Diseño de los aisladores para el edificio tipo B, propiedades iniciales y modificadas.

Propiedad	Unidad	B1	B1'	B2	B2'	B3	B3'	B4	B4'
Keff	kN/m	1.024	972	1.024	948	655	581	655	548
C_b	kN s/m	65	63	195	188	52	49	156	143
Fy	kN	29	23	65	55	19	10	41	28
Ke	kN/m	3.099	2.337	5.628	4.463	1.145	731	1.849	757
Kp	kN/m	963	926	818	763	636	571	547	505
Kp/Ke	-	0,35	0,40	0,16	0,2	0,62	0,8	0,29	0,7
E_w	kN/m	44	29	70	55	28	9	45	25
P_{est}	kN	4.153	4.153	4.153	4.153	4.153	4.153	4.153	4.153
P_{cr}	kN	18.341	17.400	15.214	14.081	12.356	10.960	10.249	10.960
P_{est} / P_{cr}	-	0,23	0,24	0,27	0,29	0,34	0,38	0,41	0,38
Ec	MN/m ²	1.270	1.270	1.270	1.270	1.270	1.270	1.270	1.270

Kv	MN/m	2.999	2.845	2.488	2.309	1.592	1.702	1.919	1.331
F_H	kN	338	301	276	237	216	133	177	120
S	-	50	50	50	50	50	50	50	50
Radio R	m	0,38	0,38	0,38	0,27	0,40	0,35	0,40	0,50
Hr	mm	0,19	0,2	0,23	0,25	0,33	0,29	0,40	0,75
Tr	mm	4	4	4	4	4	4	4	5
Ta	mm	1	1	1	1	1	1	1	1
Ht	m	0,29	0,31	0,34	0,33	0,47	0,42	0,55	0,95

Diseño de los aisladores para el edificio tipo C.

Tabla 4. 29: Diseño de los aisladores para el edificio tipo C, propiedades iniciales y modificadas.

Propiedad	Unidad	C1	C1'	C2	C2'
Keff	kN/m	738	648	738	648
C_b	kN s/m	70	66	211	198
Fy	kN	21	12	46	35
Ke	kN/m	766	430	1.387	1.025
Kp	kN/m	736	677	645	582
Kp/Ke	-	0,96	1,58	0,47	0,6
E_w	kN/m	31	11	50	32
P_{est}	kN	6.733	6.733	6.733	6.733
P_{cr}	kN	19.311	16.964	16.019	14.072
P_{est} / P_{cr}	-	0,35	0,40	0,42	0,48
Ec	MN/m ²	1.448	1.448	1.448	1.448
Kv	MN/m	2.464	2.165	2.044	1.795
F_H	kN	273	155	199	149
S	-	70	70	70	70
Radio R	m	0,52	0,52	0,52	0,52
Hr	mm	0,50	0,57	0,60	0,69
tr	mm	4	4	4	4
ta	mm	1	1	1	1
Ht	m	0,68	0,77	0,81	0,92

4.2.2. Verificaciones en el diseño de los aisladores sísmicos

A continuación se presentan las verificaciones que garantizan un buen desempeño por parte de los aisladores sísmicos durante su vida útil:

- 1- La rigidez de Pre-fluencia del aislador tiene que ser a lo menos 3 veces mayor a la rigidez de Post-fluencia ($K_e / K_p \geq 3$). Asegura el comportamiento bi-lineal en la relación fuerza-deformación de los aisladores elastoméricos.
- 2- La relación $P_{estatico} / P_{critico}$ tiene que ser aproximadamente 0,2- 0,35. Esto asegura la estabilidad axial de los aisladores.
- 3- La frecuencia vertical de la estructura tiene que ser a lo menos 10 Hz. Esta es una condición impuesta por la NCh 2745.

Tabla 4. 30: Verificaciones en el diseño de los aisladores.

Condición de diseño	Verificación 1	Verificación 2	Verificación 3
A1	3,3	0,30	12 Hz
A2	13,8	0,34	12 Hz
A3	1,71	0,28	12 Hz
A4	4	0,35	11 Hz
B1	2,5	0,24	13 Hz
B2	2	0,24	13 Hz
B3	1,3	0,38	10 Hz
B4	1,5	0,38	9 Hz
C1	1,5	0,40	9 Hz
C2	1,5	0,48	9 Hz

Según las verificaciones mostradas en tabla 4.30, el edificio tipo A puede ser aislado sin mayores problemas para todas las condiciones de diseño. El edificio tipo B, presenta ciertas dificultades sobre todo para las condiciones B3 Y B4. El edificio tipo C presenta dificultades para ambas condiciones de diseño C1 Y C2, no cumpliendo con las exigencias mínimas para el buen funcionamiento de los aisladores sísmicos. Por lo tanto, sólo se analizará el edificio

tipo A con las condiciones A1, A2, A3 y A4 y el edificio tipo B condiciones B1 y B2, para el análisis tiempo historia edificios aislados.

4.2.3. Ejemplo de implementación en Software ETABS

Edificio tipo A, condición A1.

Para diseñar un sistema de aislamiento sísmico el programa estructural ETABS entrega diferentes opciones según los aisladores que se desea implementar para aislar la superestructura en la opción Link Property Data ->Link Type.

Para el caso de este trabajo se seleccionó la opción Rubber Isolator (Aislador de goma).

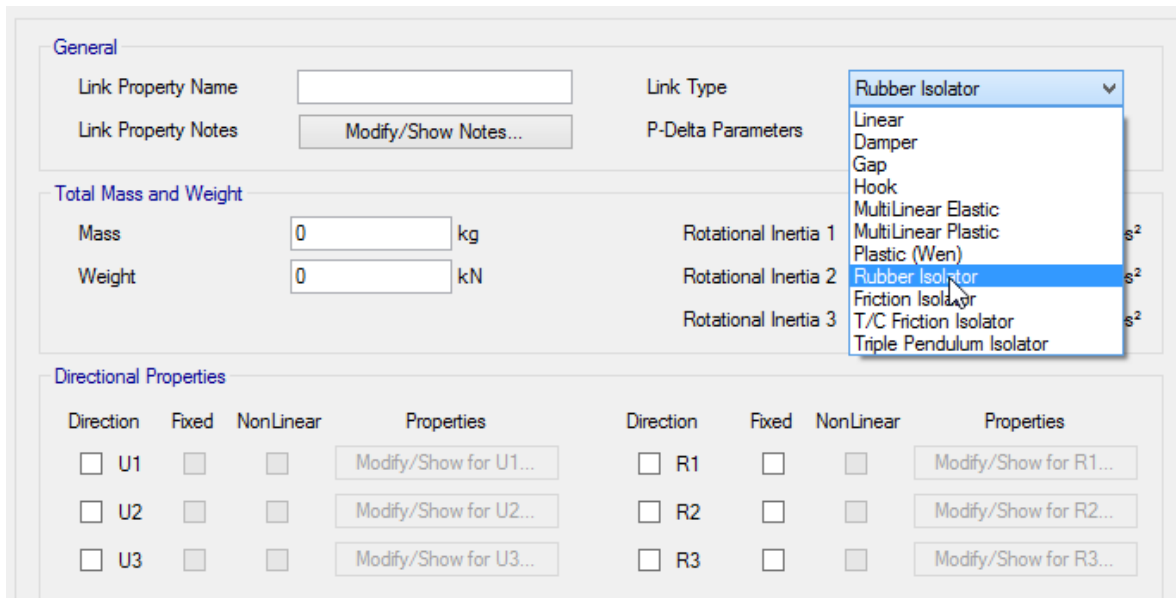


Figura 4. 6: selección de la opción Link Type para ingresar el aislador Rubber Isolator en Software Etabs.

Una vez seleccionada la opción Rubber Isolator se definen las propiedades en cada una de las direcciones del aislador (Directional Properties). La dirección vertical U1 queda inmóvil seleccionando la opción Fixed, las direcciones U2 y U3 quedan libres seleccionando la opción NonLinear, posterior a esto se definen sus propiedades de diseño en Properties.

Las propiedades de diseño que se deben ingresar en el ETABS son las siguientes:

3. Rigidez efectiva.
4. Amortiguamiento efectivo.
5. Rigidez de pre-fluencia.
6. Fuerza de fluencia.
7. Relación de rigideces de pre y post fluencia K_e/K_p .

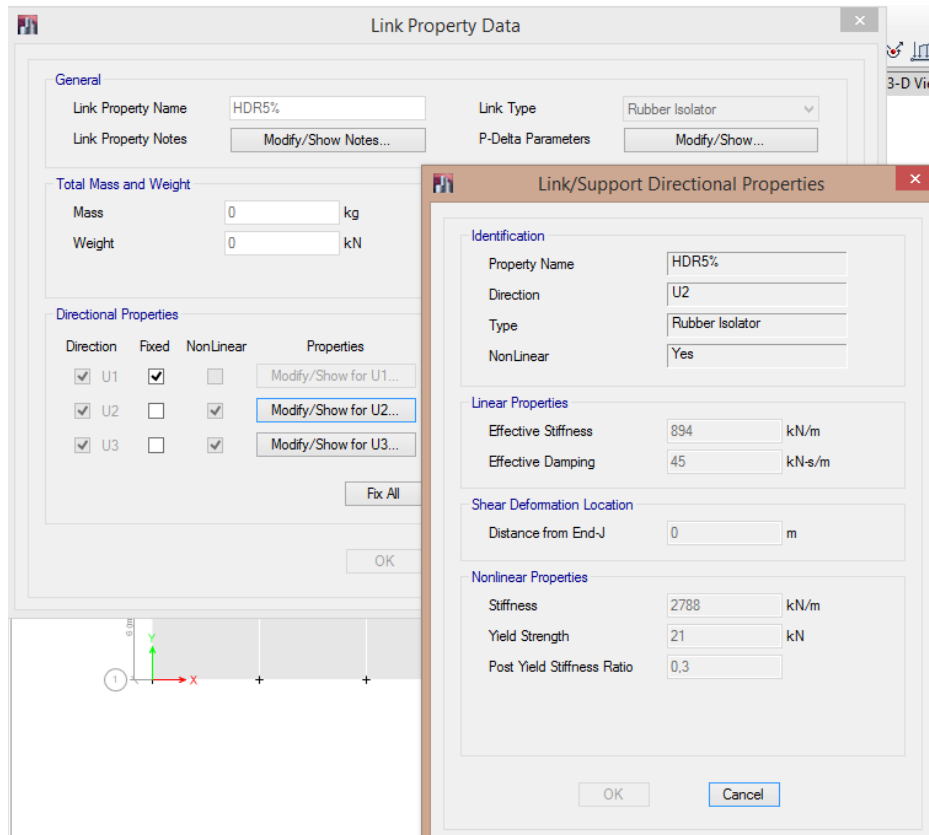


Figura 4. 7: Ingreso a Software ETABS Propiedades mecánicas del aislador sísmico.

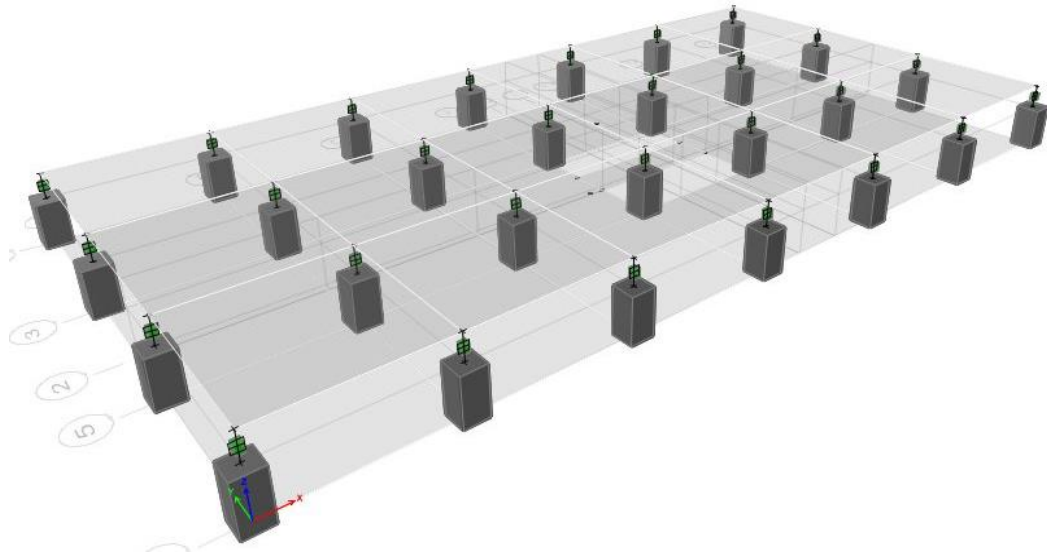


Figura 4. 8: Montaje de los aisladores sísmicos en Software ETABS.



Figura 4. 9: Montaje real de los aisladores sísmicos (www.sirve.cl).

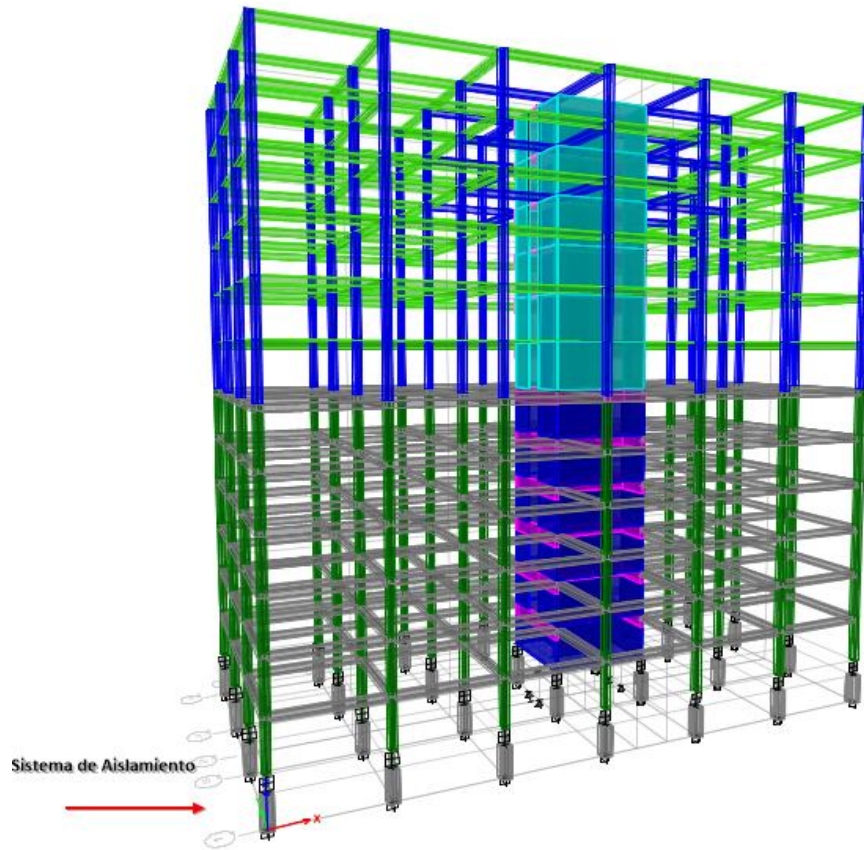


Figura 4. 10: Edificio con sistema de aislamiento sísmico, vista 3D en Software ETABS.

A continuación se presentan los desplazamientos de las estructuras fija y aislada según la condición A1 en el instante en que se alcanza el peak de las aceleraciones.

Edificio fijo

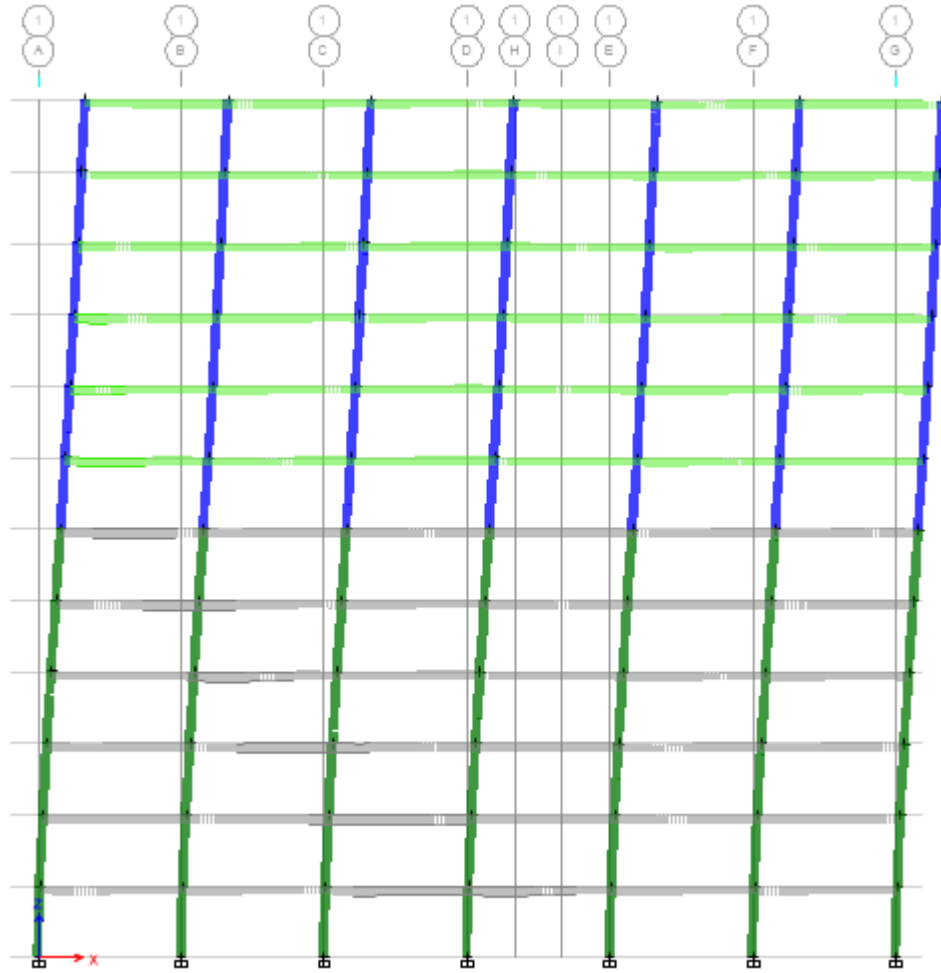


Figura 4. 11: Desplazamiento de la estructura fija en el instante que se provoca el Peak de aceleraciones del registro sísmico.

Edificio con aislamiento

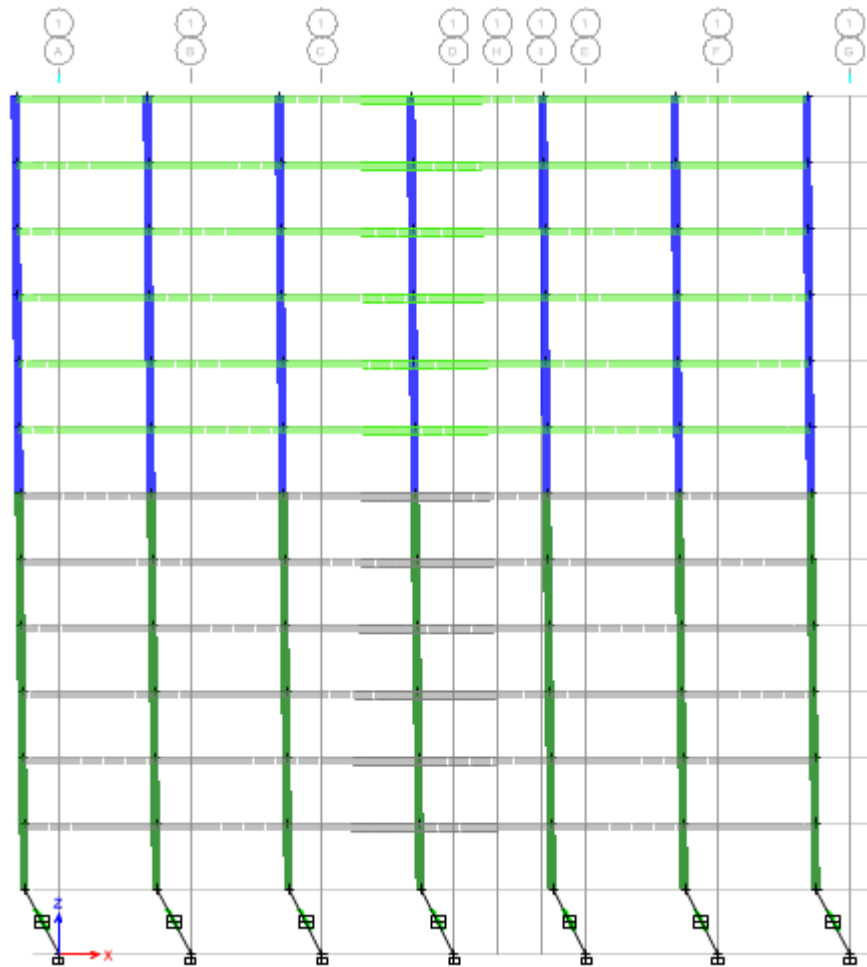


Figura 4. 12: Desplazamiento de la estructura aislada en el instante que se provoca el Peak de aceleraciones del registro sísmico.

4.3. Análisis Tiempo historia

Para realizar el análisis tiempo-historia se utilizó el registro sísmico correspondiente al terremoto ocurrido el 27 de febrero del 2010 en Chile. Dicho registro proviene de una estación ubicada en San Pedro de La Paz en la intercomuna de Concepción. Las coordenadas de la estación son Latitud $-36^{\circ} 49' 41.8''$ Longitud $-73^{\circ} 02' 53.5''$. El registro utilizado tiene una duración de 141.6 segundos, en el cual se registró un peak de aceleración $PGA=393.2\text{cm/s}^2$.

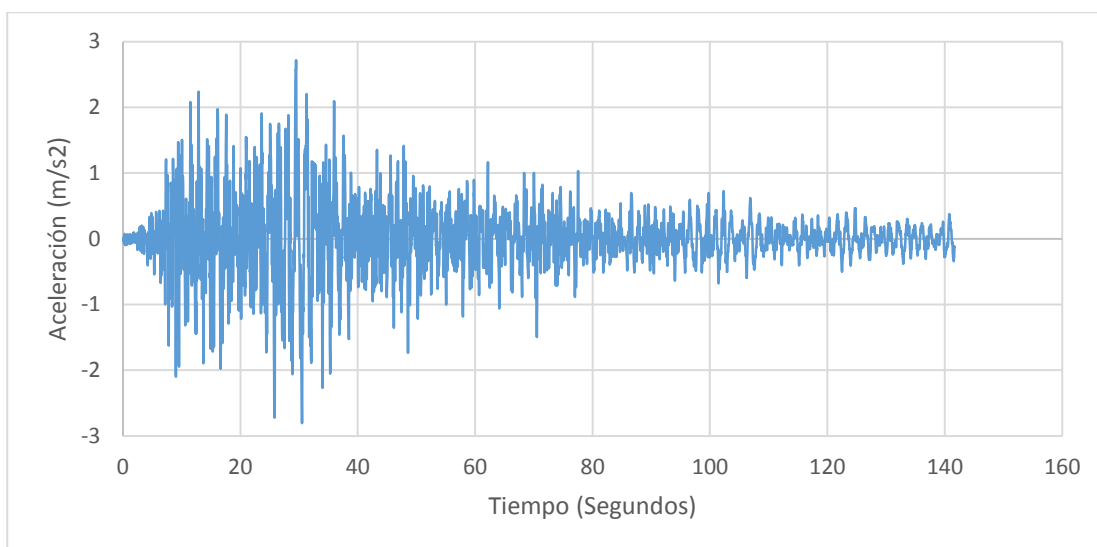


Figura 4. 13: Registro sísmico utilizado en el análisis Tiempo historia.

4.3.1. Espectro de respuesta en pseudo-aceleración del terremoto 27F 2010

El espectro de respuesta en pseudo-aceleración del registro utilizado tiene un comportamiento diferente a los espectros de diseños establecidos por las normas NCh433 y NCh2745. Este registro presenta dos regiones con gran potencia de respuesta, ubicadas en torno a períodos de 0.5 y 2s. El período de 0.5s coincide con lo predicho por los espectros de diseño de las normas mencionadas, sin embargo, el período de 2s es totalmente atípico, superando ampliamente la demanda sísmica normativa. Debido a lo anterior, los resultados van a diferir a los obtenidos del análisis modal espectral, particularmente en aquellos edificios (fijos en la base o con aislamiento sísmico) cuyo período fundamental esté en torno al peak de respuesta cercano a los 2 s.

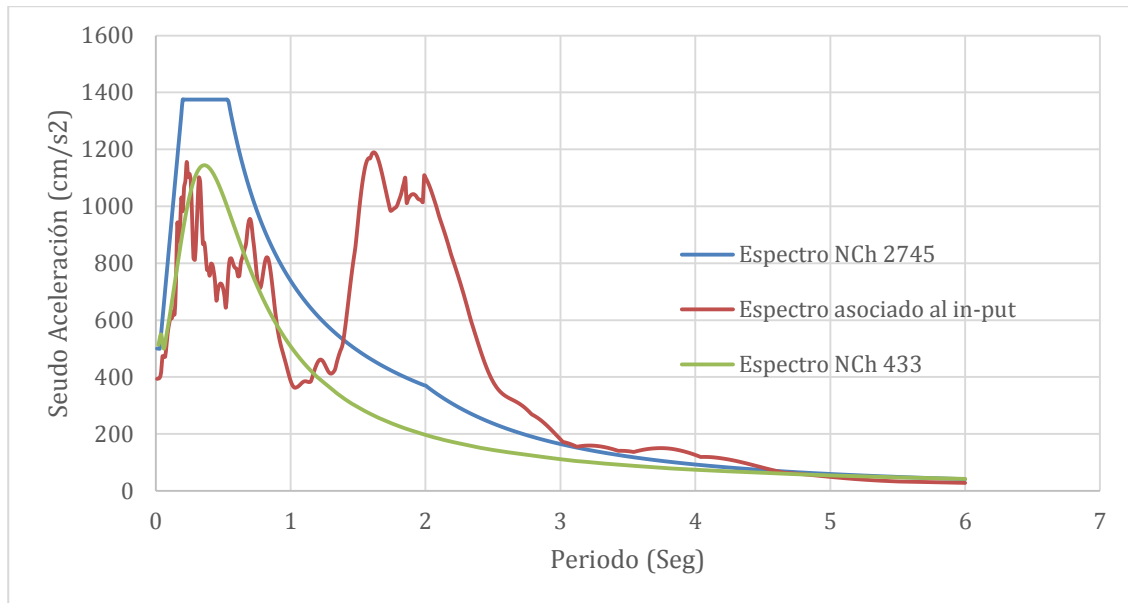


Gráfico 4. 19: Espectro de Pseudo Aceleración del terremoto 27 Febrero 2010, NCh 2745 y NCh 433.

4.3.2. Análisis Tiempo historia edificios fijos.

Aceleraciones máximas absolutas de pisos.

Se consideró esta respuesta objetivo puesto que es importante dentro del diseño porque tiene relación principalmente con el nivel de fuerzas y daños que pueden sufrir los equipos y contenidos que se encuentren al interior de la estructura.

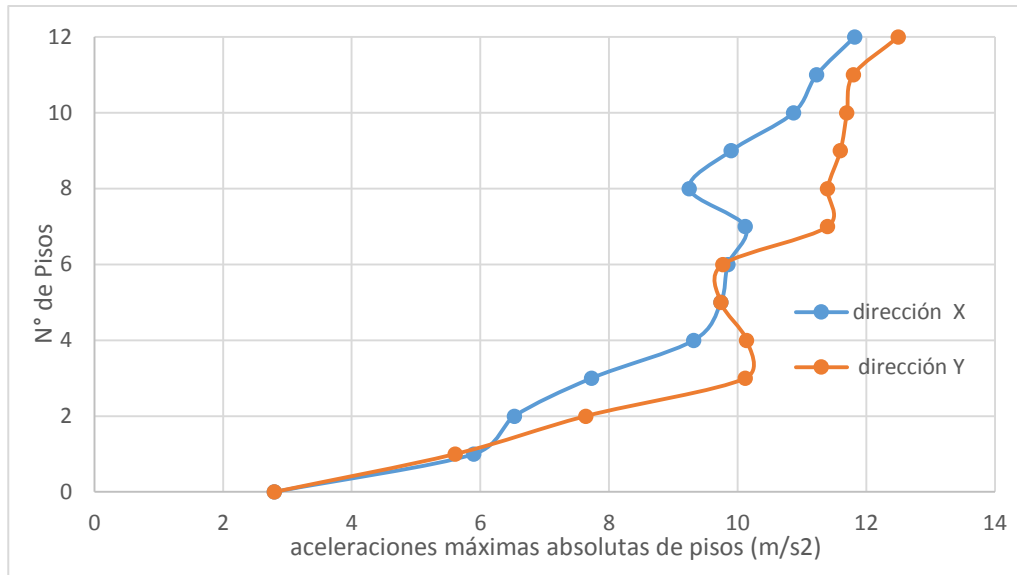


Gráfico 4. 20: Aceleraciones máximas absolutas de pisos obtenidas del análisis Tiempo historia, edificio tipo A.

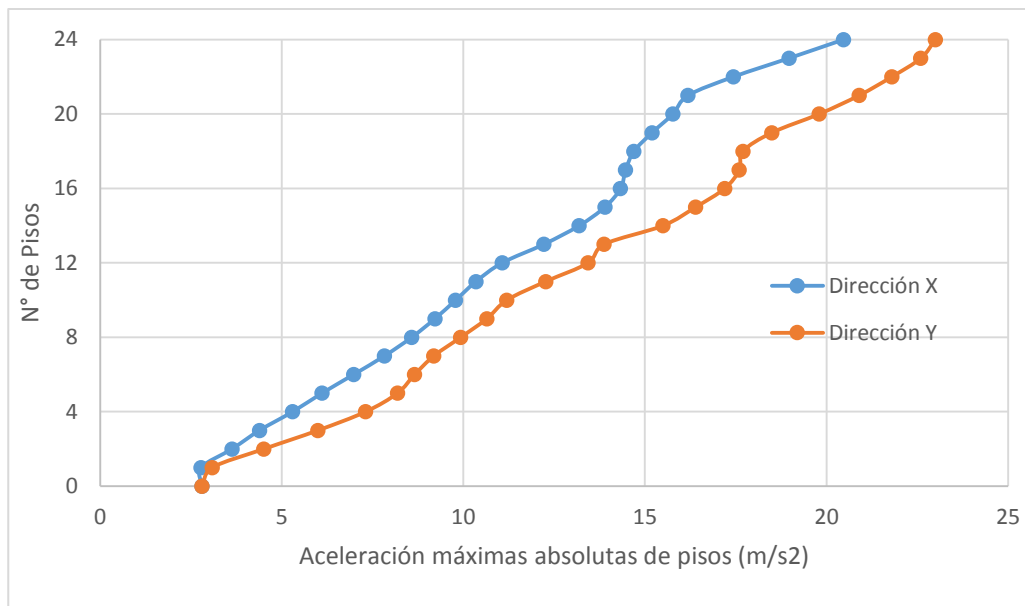


Gráfico 4. 21: Aceleraciones máximas absolutas de pisos obtenidas del análisis Tiempo historia edificio tipo B.

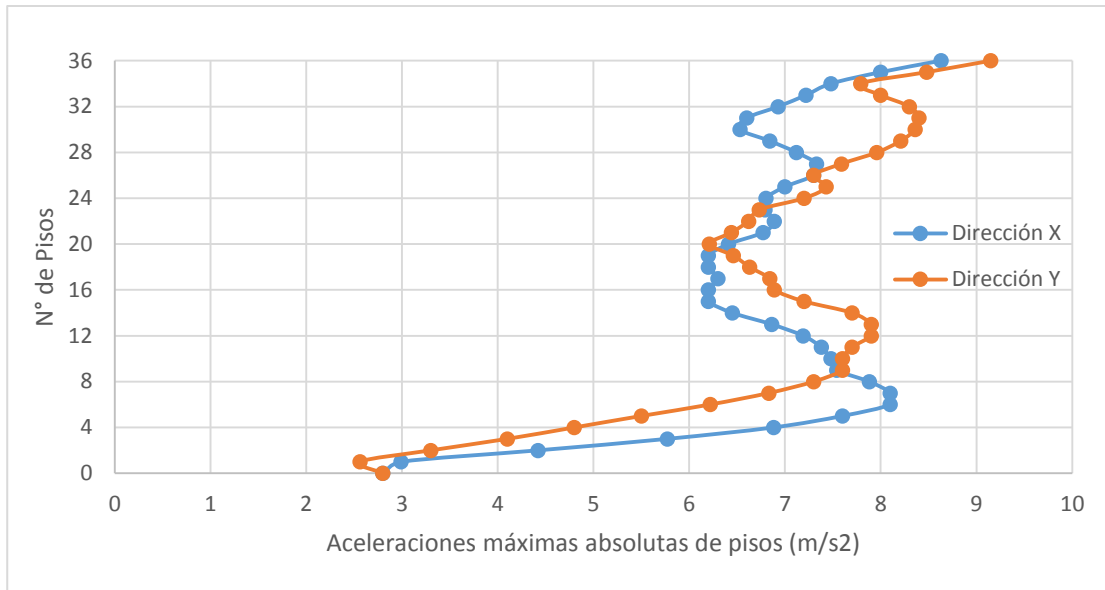


Gráfico 4. 22: Aceleraciones máximas absolutas de pisos obtenidas del análisis Tiempo historia edificio tipo C.

Corte basal estructuras fijas

El Corte Basal se obtuvo del Software ETABS, ingresando el in put correspondiente al terremoto 27 Febrero 2010.

Por otra parte el DS61 exige que el corte basal no sea menor que $ISA_0P/6g$ para términos de diseño. Para realizar la comparación con el análisis modal espectral se consideró que los factores R^* son los mismos.

Tabla 4. 31: Corte basal de los edificios en estudio, dirección Y, análisis tiempo historia.

Edificio tipo	Corte basal sin R^* (kN)	Factor R^*	Corte basal con R^* (kN)	Corte basal mínimo (kN)	Factor F^*
A	18.481	9,0	2.053	4.443	2,2
B	62.126	10,3	6.032	9.238	1,5
C	20.651	10,8	1.912	14.444	7,6

A continuación se presentan las fuerzas de corte por pisos, sin considerar el factor F^* , para ambas direcciones de análisis.

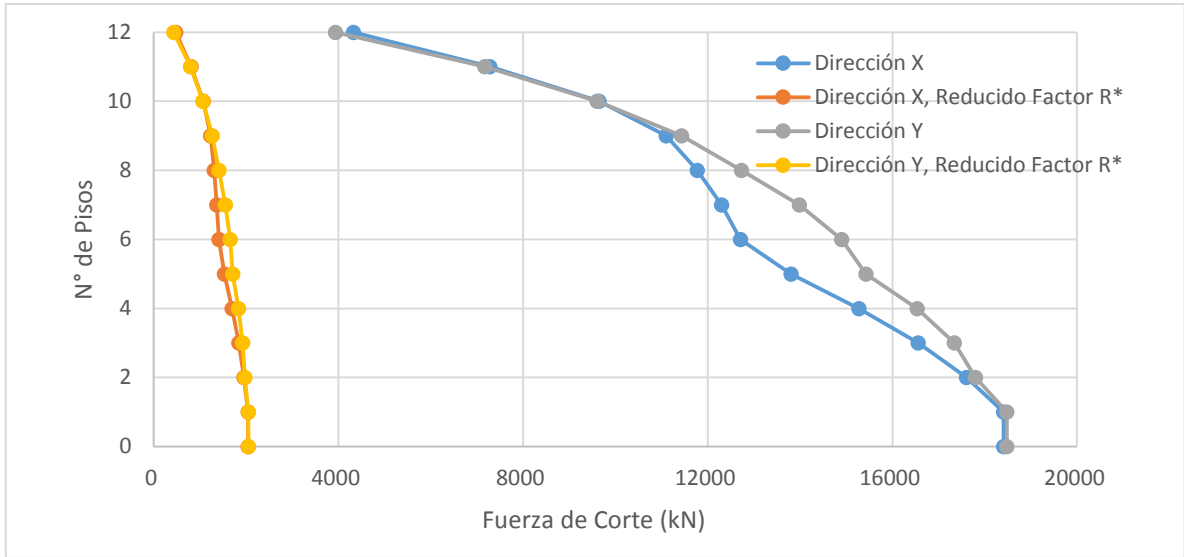


Gráfico 4.23: Fuerza de corte por pisos obtenidos de ETABS, análisis Tiempo historia edificio tipo A.

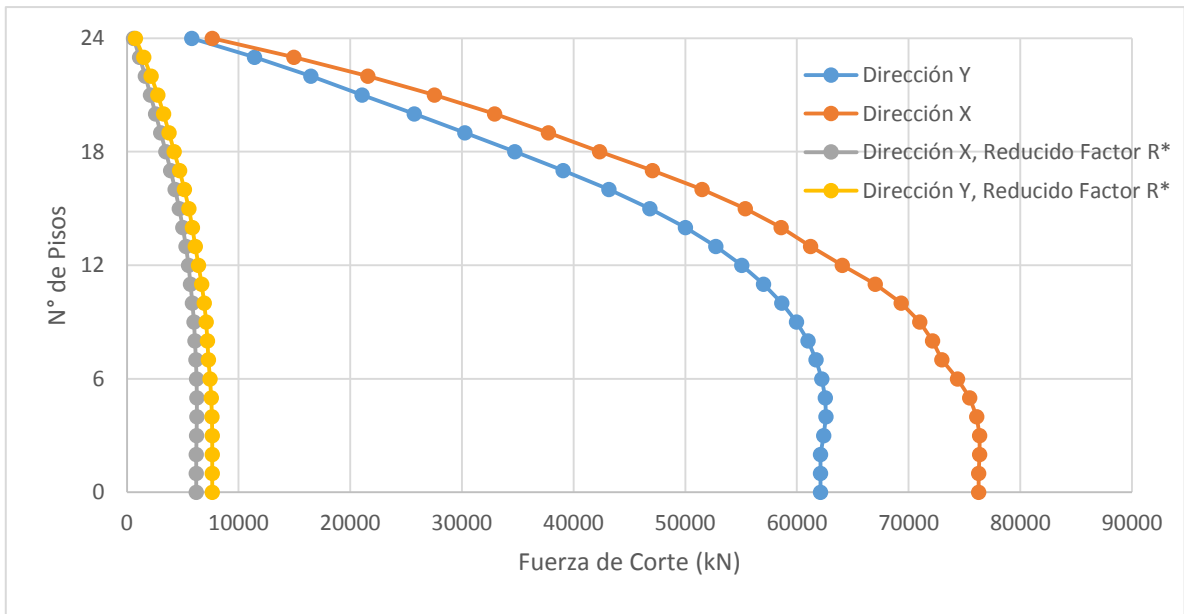


Gráfico 4.24: Fuerza de corte por pisos obtenidos de ETABS, análisis Tiempo historia edificio tipo B.

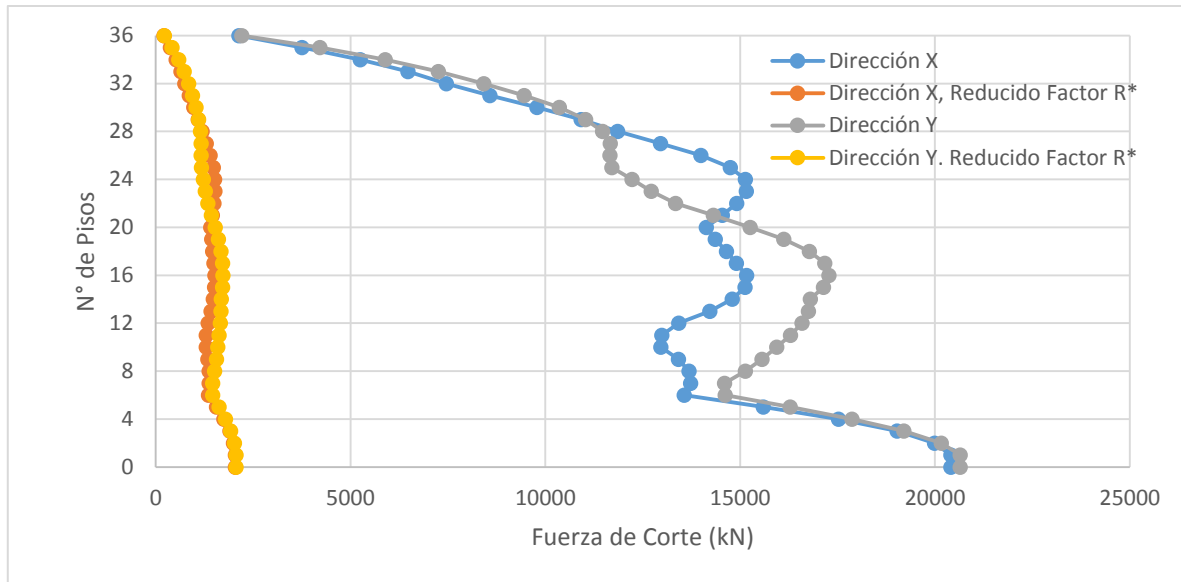


Gráfico 4. 25: Fuerza de corte por pisos obtenidos de ETABS, análisis Tiempo historia edificio tipo C.

Para el edificio tipo A los resultados arrojados son muy similares al obtenido en el análisis modal espectral, ya que, para un periodo fundamental de 1,2 segundo el espectro de pseudo aceleración del terremoto 27 Febrero 2010 es muy similar al espectro de la NCh 433. Caso contrario a lo que ocurre en el edificio tipo B, donde los resultados son totalmente diferentes al obtenido en el análisis modal espectral, ya que, el periodo fundamental de la estructura es aproximadamente 2,2 segundos, lo que en el espectro de respuesta del terremoto usado, coincide con el segundo peak de aceleración, el cual es anómalo. Para el edificio tipo C los resultados mantienen el orden de magnitudes en cuanto al modal espectral.

4.3.3. Análisis Tiempo historia edificios aislados.

El análisis Tiempo historia se llevó a cabo en los edificios tipo A con las condiciones de diseño A1-A4 y tipo B con las condiciones B1-B2 por las razones explicadas en 4.2.2.

Aceleraciones máximas absolutas de pisos

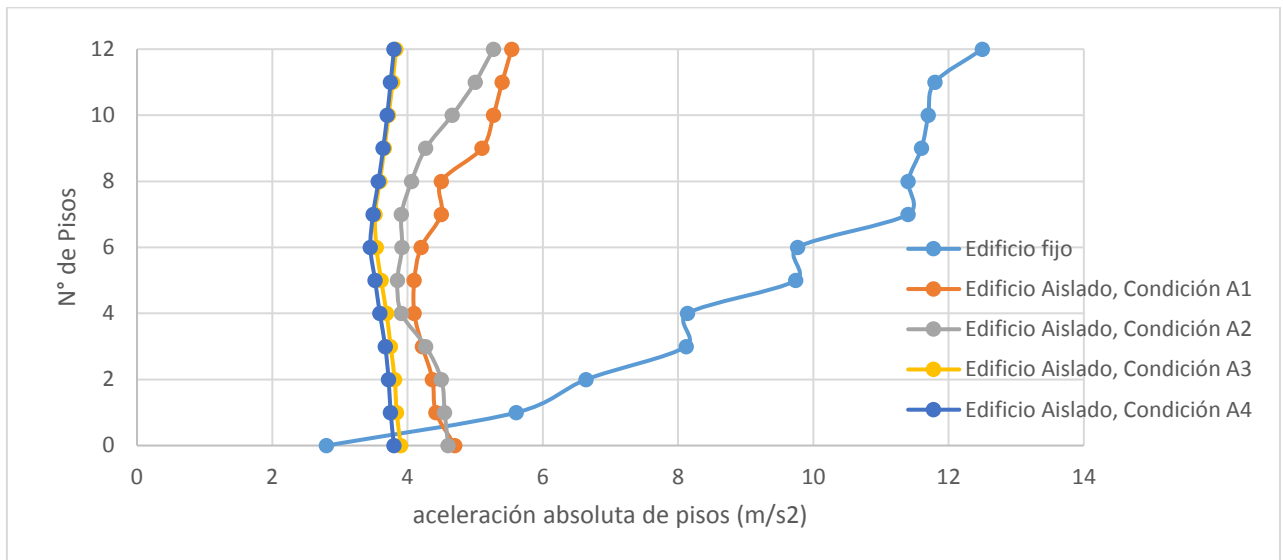


Gráfico 4. 26: Aceleraciones absolutas máximas de pisos, edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.

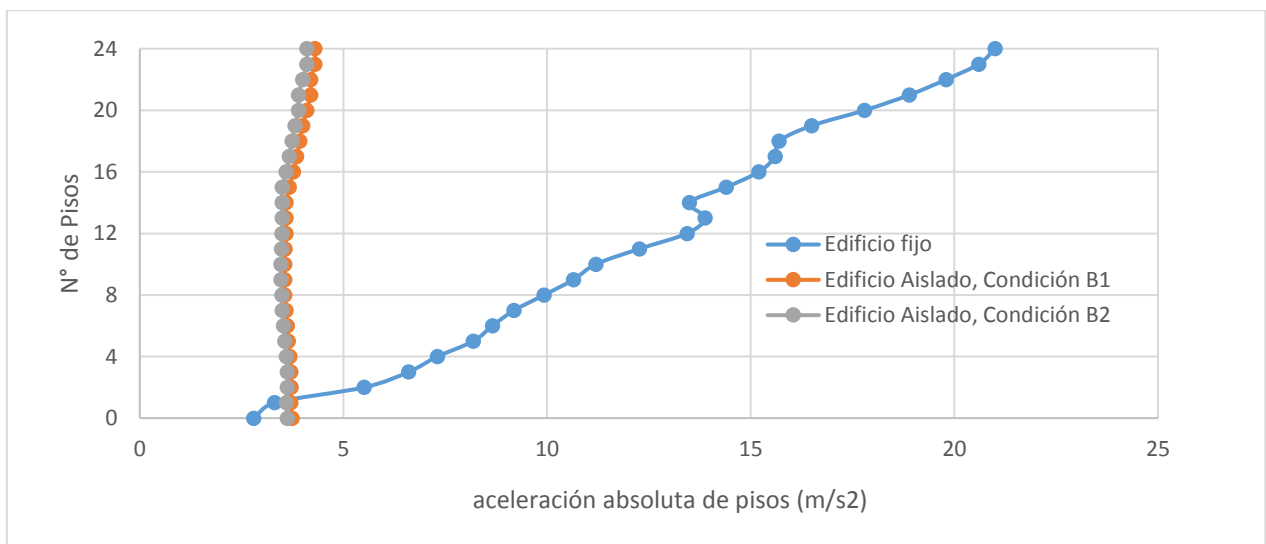


Gráfico 4. 27: Aceleraciones absolutas máximas de pisos, edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B, dirección Y.

Las aceleraciones absolutas disminuyen de manera considerable al incorporar aisladores sísmicos, a pesar de que a nivel de base las aceleraciones son mayores que las obtenidas de

la estructura fija, una respuesta a este fenómeno puede ser a que existió un Peak de aceleración en un instante de tiempo.

Corte basal estructuras aisladas

Fuerza de corte sin considerar factores R^* y F^*

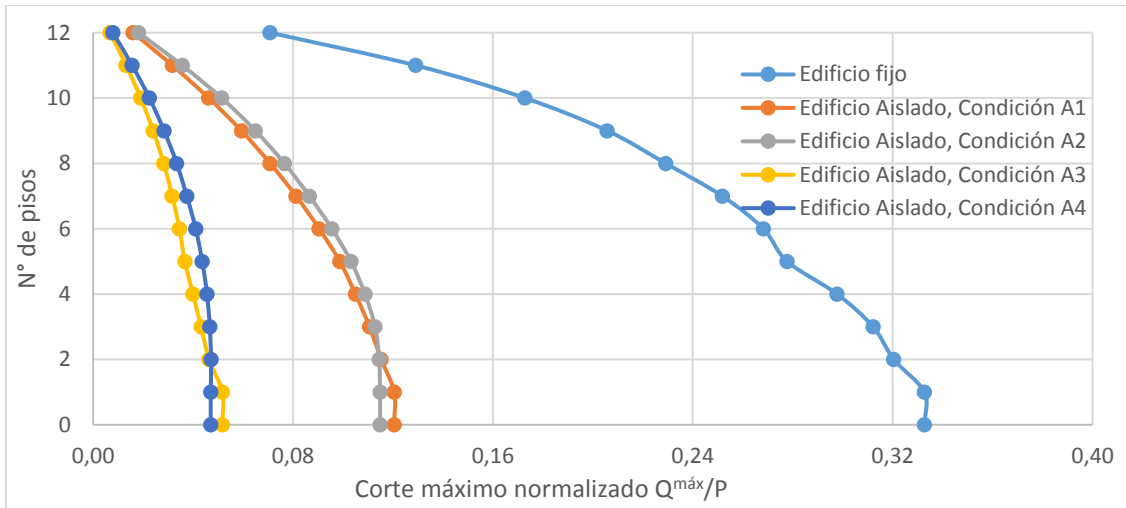


Gráfico 4. 28: Corte basal máximo normalizado, sin considerar factores R^* y F^* edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.

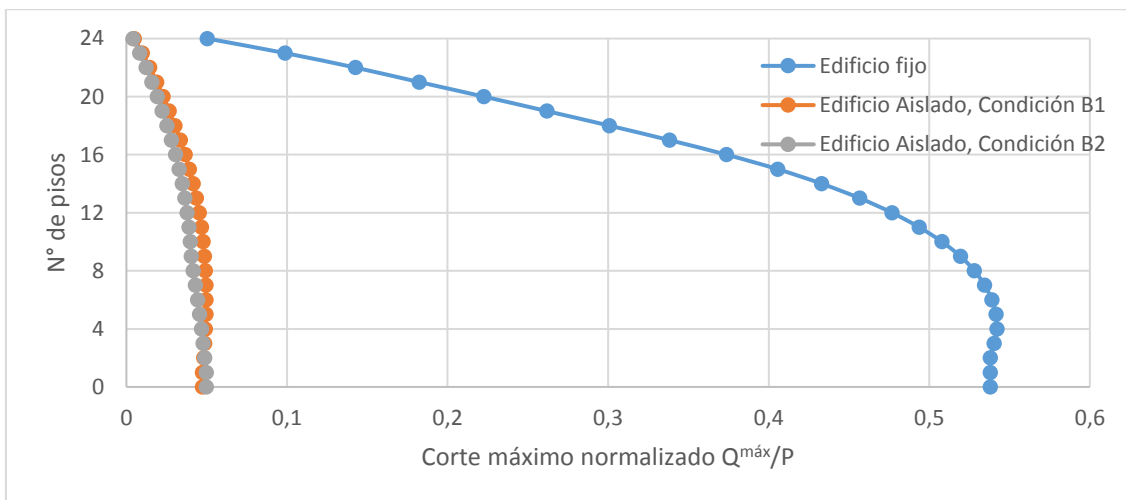


Gráfico 4. 29: Corte basal máximo normalizado, sin considerar factores R^* y F^* edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B dirección Y.

Al igual que en el análisis modal espectral los gráfico 4.31 y 4.32 muestran con claridad el beneficio de implementar aislamiento basal.

Fuerza de corte considerando solo factor R^*

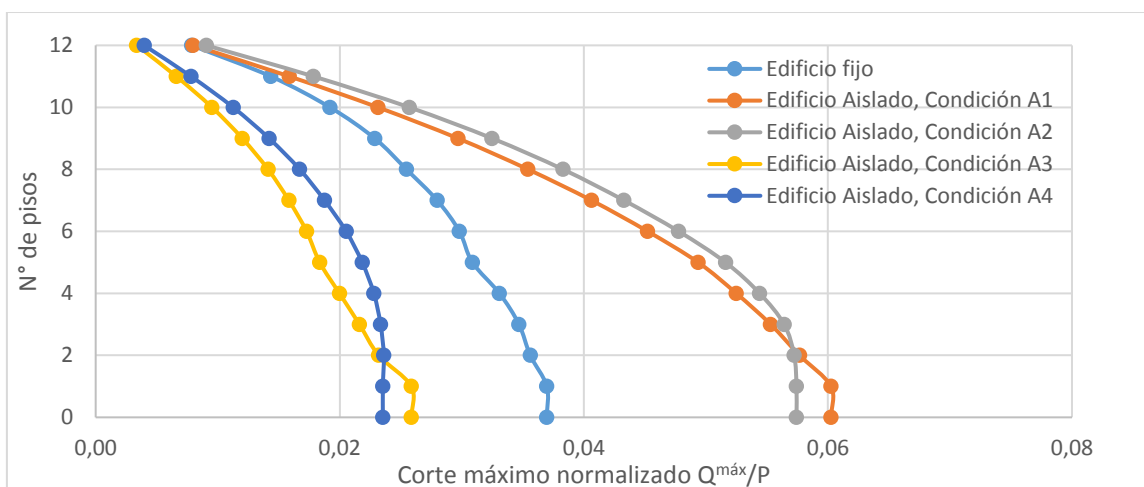


Gráfico 4. 30: Corte basal máximo normalizado, considerando factor R^* edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.

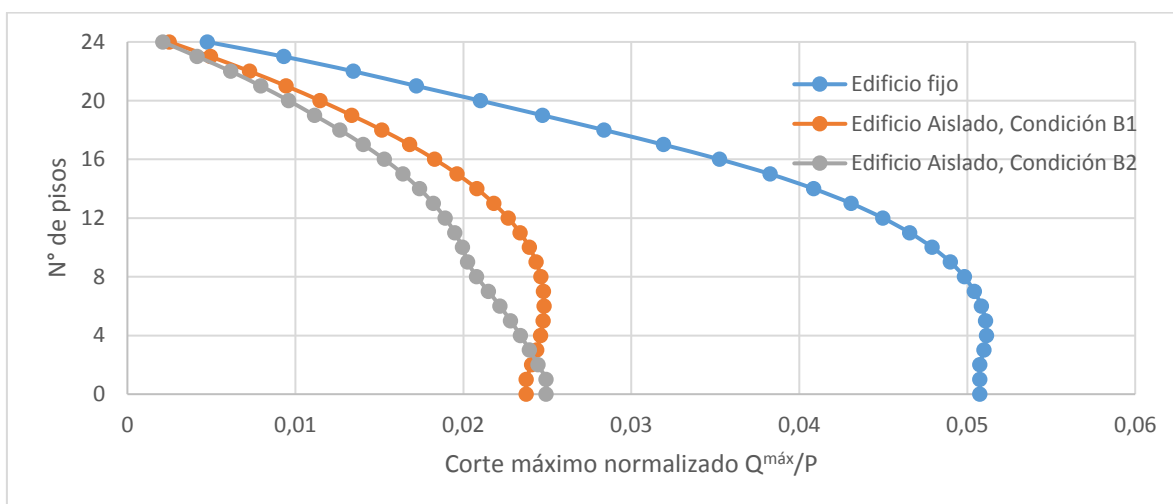


Gráfico 4. 31: Corte basal máximo normalizado, considerando factor R^* edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B, dirección Y.

Al analizar los resultados considerando solo factor R^* se observó que en el gráfico 4.33 el corte basal de las condiciones A3 y A4 son menores al corte basal del edificio fijo, esto se debe al período de aislamiento que se utilizó. En el edificio tipo B (Gráfico 4.34) ambas condiciones de diseño arrojan menores cortes basales que la condición fija.

Fuerza de corte considerando factores R^* y F^*

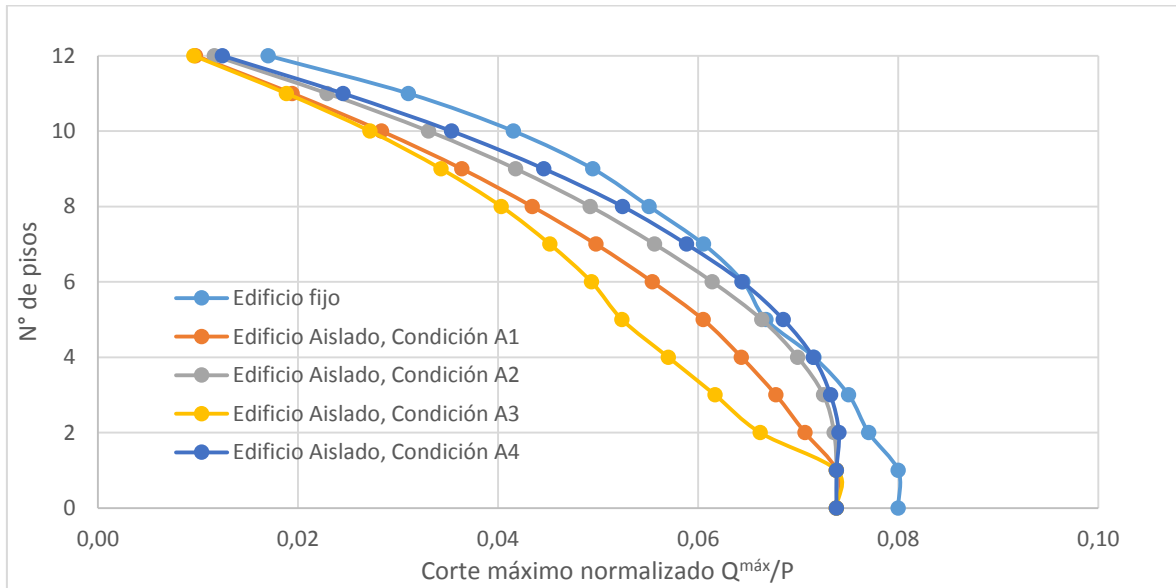


Gráfico 4. 32: Corte basal máximo normalizado, considerando factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A, dirección Y.

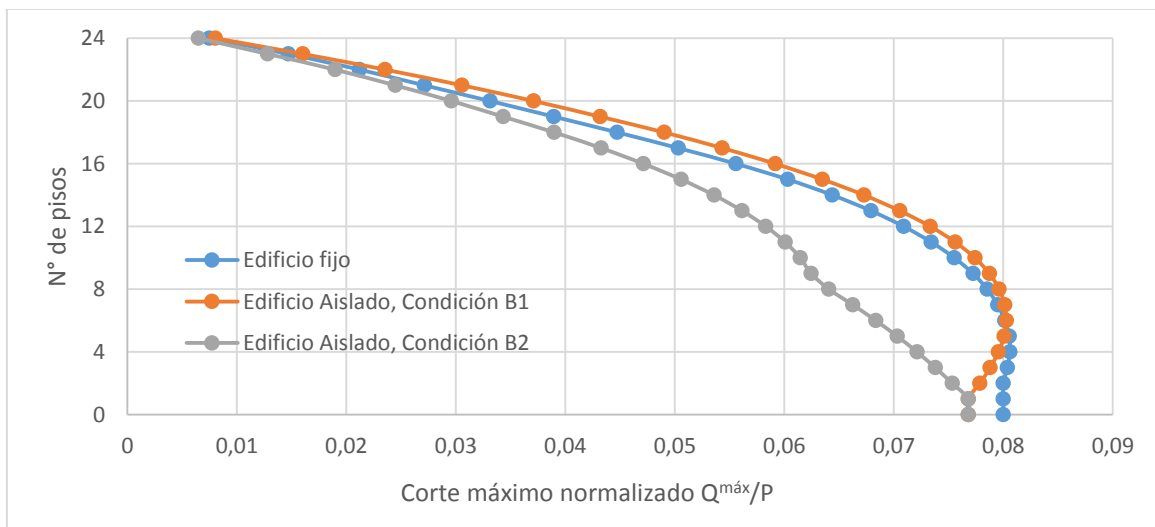


Gráfico 4. 33: Corte basal máximo normalizado, considerando factores R^* y F^* , edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B, dirección Y.

Como era de esperar en los gráficos 4.35 a 4.36 los cortes basales cumplen con lo mínimo establecido en la NCh 433, gracias al factor F^* , al momento de diseñar un edificio, estos son los cortes que se han de utilizar.

Desplazamiento relativo entre pisos (DRIFT)

A continuación se presentan los DRIFT no considerando los factores R^* y F^* .

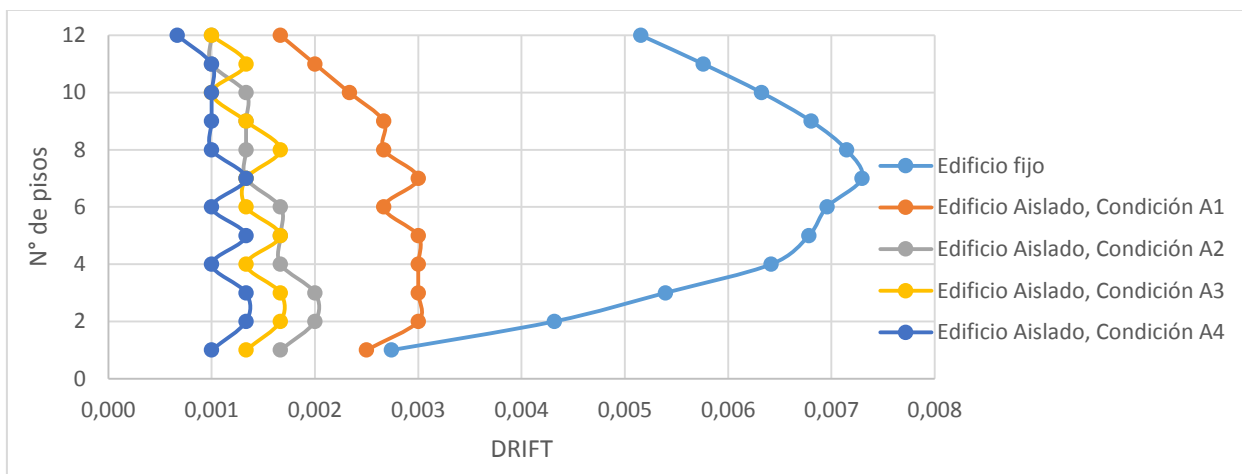


Gráfico 4. 34: Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y (dirección corta de la planta), edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo A.

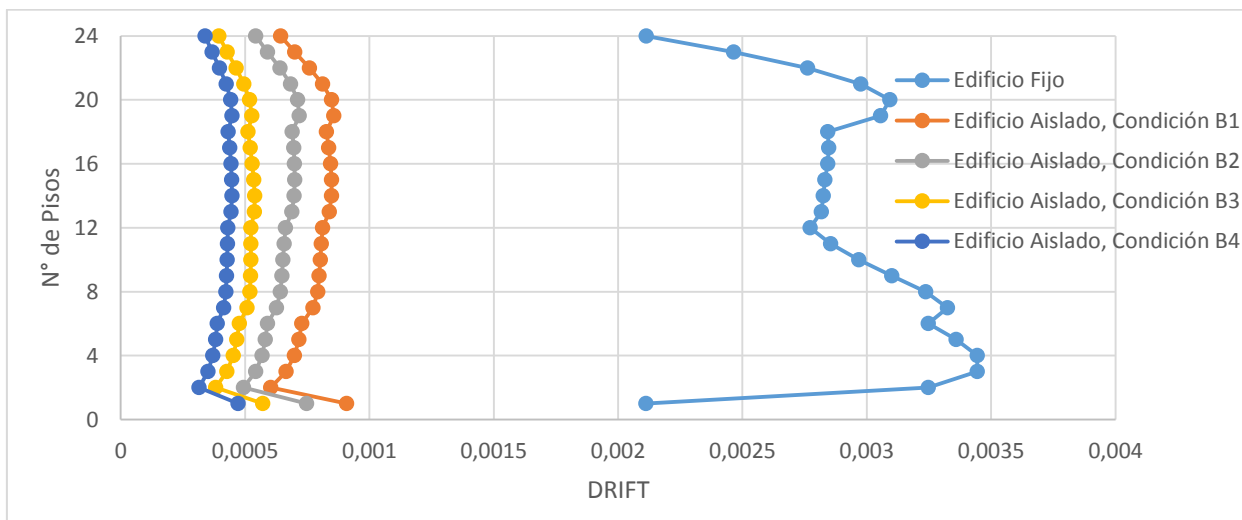


Gráfico 4. 35: Desplazamiento relativo entre pisos en dirección Y (dirección corta de la planta), edificio fijo en la base y con aislamiento sísmico, edificio tipo B.

Para los desplazamientos relativos entre pisos del edificio tipo A, se logra alcanzar con el mínimo que exige la NCh 433 (0,002), a excepción de la condición A1 donde no se logra alcanzar con el mínimo, esto muestra que cuando el periodo de aislamiento es bajo, se requiere más amortiguamiento para reducir la respuesta, en cambio, cuando el período de aislamiento es alto, el incrementar el amortiguamiento no tiene un efecto tan significativo. En el caso del edificio tipo B los DRFIT disminuye de forma considerable logrando con lo exigido por la norma.

Desempeño de los aisladores sísmicos: Desplazamiento y fuerzas laterales

Es esencial conocer la deformación en los aisladores por dos motivos: para verificar si este desplazamiento se encuentra dentro del rango dado por la norma NCh 2745 y para definir valores para la junta de separación entre el edificio y el terreno u otros elementos circundantes. La primera de las razones anteriores tiene que cumplirse para que el sistema de aislamiento sea realmente efectivo ya que éste es el que absorbe la deformación impuesta por el sismo, reduciendo la demanda en la superestructura.

En cuanto a las fuerzas laterales, es sumamente importante conocerlas ya que todo el sistema de aislación y lo que esté por debajo de los aisladores deberán resistir esas sollicitaciones.

A continuación se presenta una tabla resumen con los desplazamientos y fuerzas laterales desarrollados en el sistema de aislación obtenidos del análisis tiempo historia.

Tabla 4. 32: Desplazamiento y fuerzas laterales de los aisladores obtenidas del análisis tiempo historia.

Condición	Desplazamiento (cm)	Fuerzas en el sistema de aislación V_b (kN)	Fuerzas sobre el sistema de aislación V_s (kN)
A1	31	7.364	3.682
A2	26	7.028	3.514
A3	35	4.928	2.464
A4	30	4.704	2.352

B1	30	7.980	3.990
B2	24	7.672	3.836

De la tabla expuesta anteriormente se puede concluir que aparte de cumplir con los desplazamientos de diseño, cumplen a cabalidad con los desplazamientos máximos requeridos para estos tipos de aisladores según estipulado en la norma NCh 2745, el desplazamiento máximo correspondiente a un 5 % es de 43 cm y para un 15% es de 32 cm.

Comportamiento bi-lineal de los aisladores

Una de las premisas al momento de realizar el diseño de los aisladores sísmicos es asumir que durante un sismo el modelo bi-lineal (relación fuerza-desplazamiento) representa de manera muy asertiva el comportamiento histerético que desarrolla el aislador. Este principio queda reflejado de manera clara en los resultados obtenidos al aislar el edificio tipo A.

Hay que recordar que gran parte de las propiedades físicas como geométricas de los aisladores sísmicos dependen de un modelo bi-lineal. Por lo tanto, el obtener una relación fuerza-deformación muy similar al modelo bilineal garantiza el buen diseño de los aisladores sísmicos que se están utilizando.

A continuación se presenta a modo de ejemplo el comportamiento de los aisladores utilizados para las condiciones A1 y A2 durante el terremoto ingresado como registro sísmico, cabe recordar que la diferencia entre ambas condiciones es el amortiguamiento utilizado, como era de esperar la condición A2 disipa mucho más energía que la condición A1

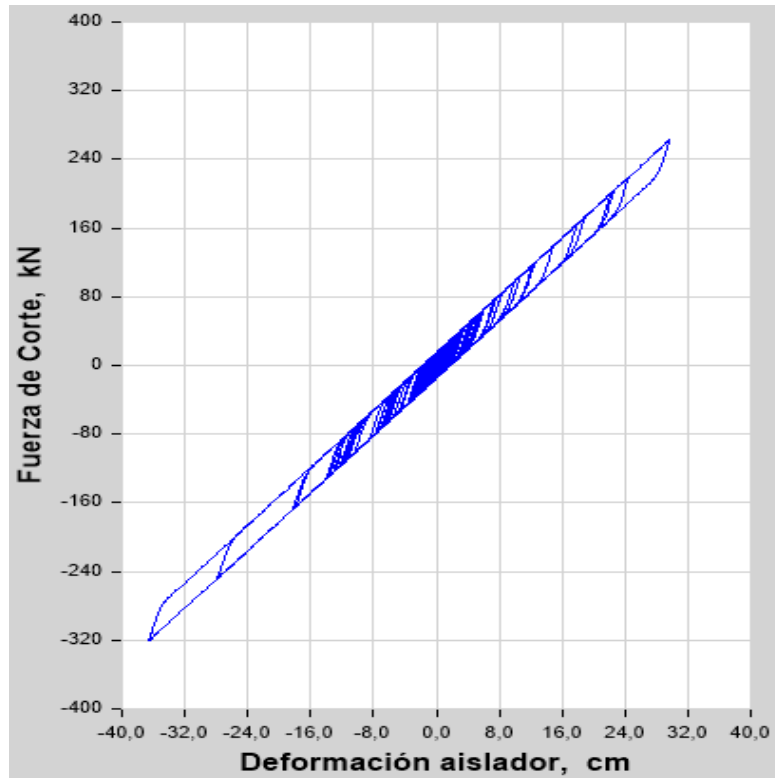


Figura 4. 14: Relación fuerza- deformación durante el terremoto, condición A1, obtenida del Software ETABS.

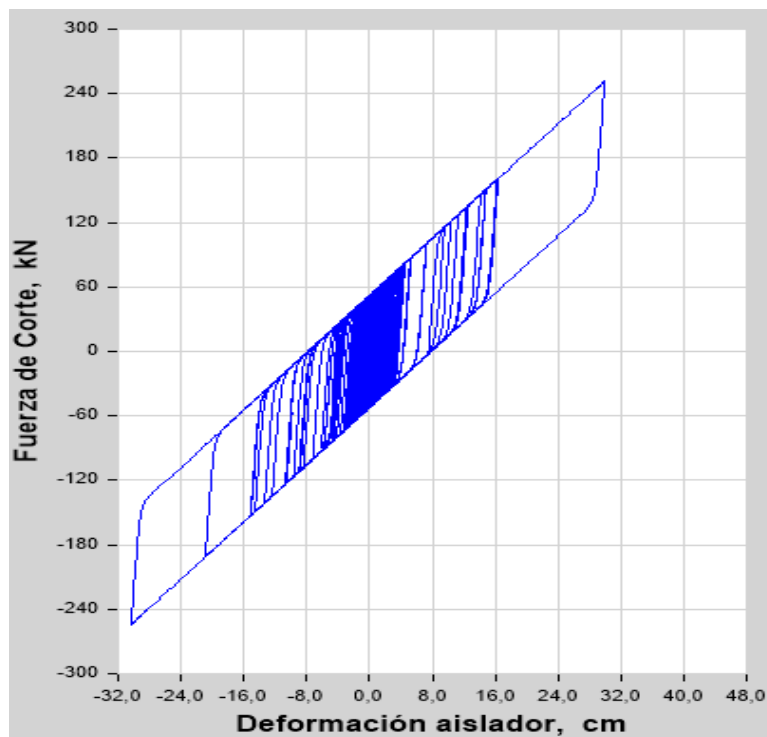


Figura 4. 15: Relación fuerza- deformación durante el terremoto, condición A2, obtenida del Software ETABS.

A continuación se presenta los esfuerzos de corte y de momento de las columnas asociadas a cada piso del marco en estudio, obtenidos del análisis tiempo historia para la estructura en condición fija y aislada.

Tabla 4. 33: Esfuerzos de corte y momento del marco C, condición fija y aislada.

		Estructura fija	estructura fija	estructura aislada	estructura aislada
Piso	columna	Vx (kN)	Mx (kN)	Vx (kN)	Mx (kN)
12	C4	125,63	150	25,25	41
	C18	242,92	317	51,04	73
	C1	242,92	317	51,04	73
	C17	125,63	150	25,25	41
11	C4	115,48	266	25,48	30
	C18	223,94	328	50,39	60
	C1	223,94	328	50,39	60
	C17	115,48	266	25,48	30
10	C4	130,25	287	31,21	45
	C18	248,38	338	60,14	72
	C1	248,38	338	60,14	72
	C17	130,25	287	31,21	45
9	C4	137,88	300	36,17	91
	C18	261,1	387	68,38	106
	C1	261,1	300	68,38	106
	C17	137,88	387	36,17	91
8	C4	141,03	310	39,86	97
	C18	266,68	397	74,64	117
	C1	266,68	310	74,64	117
	C17	141,03	397	39,86	97
7	C4	159,31	433	44,16	65
	C18	289,49	524	80,05	125
	C1	289,49	524	80,05	125
	C17	159,31	433	44,16	110
6	C4	200	440	51,77	137
	C18	375,81	450	99,59	165
	C1	375,81	450	99,59	165
	C17	200	440	51,77	137
5	C4	190,58	450	54,31	74
	C18	350,6	425	101,05	108
	C1	350,6	425	101,05	102
	C17	190,58	450	54,31	74

4	C4	181,19	350	57,67	88
	C18	330,18	440	106,48	133
	C1	330,18	440	106,48	133
	C17	181,19	350	57,67	88
3	C4	175,25	376	60,93	94
	C18	307,14	514	110,67	115
	C1	307,14	514	110,67	115
	C17	175,25	376	60,93	94
2	C4	168,37	380	63,88	155
	C18	292,71	468	118,02	177
	C1	292,71	468	118,02	177
	C17	168,37	380	63,88	155
1	C4	196,23	587	36,95	73
	C18	310	627	62,88	120
	C1	310	627	62,88	120
	C17	196,23	587	36,95	73

4.4.1. Elemento más solicitado

El elemento más solicitado corresponde a la columna C1 del piso N°1.

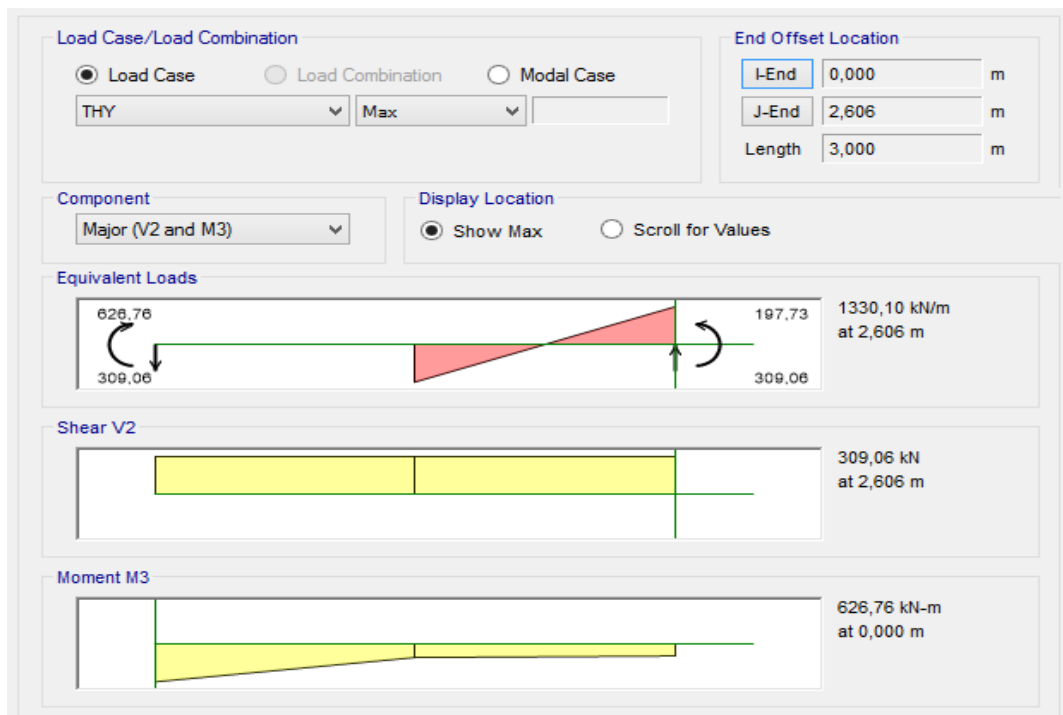


Figura 4. 17: Esfuerzos internos de la columna C1 piso N°1 obtenidas del Software ETABS

4.4.2. Diseño del elemento más solicitado

El elemento más solicitado es la columna C1 del piso N°1, que corresponde a un perfil W14x233.

Antes de realizar el diseño se debe clasificar el perfil que se está analizando.

Clasificación de la sección según pandeo local:

Elementos No atiesados (Ala)

a- Compactas:

$$\frac{b}{e} < \lambda_p$$

b- No compactas:

$$\lambda_p < \frac{b}{e} < \lambda_r$$

c- Esbeltas:

$$\frac{b}{e} > \lambda_r$$

Cabe destacar que e y b corresponde al espesor y mitad de largo del ala respectivamente. Las propiedades geométricas del perfil más solicitado indica que los valores de b y e son 200 mm y 44 mm respectivamente.

Las razones Ancho-Espesor se calculan de la siguiente manera:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{E/F_y} \quad (4.2)$$

La expresión anterior resulta ser $\lambda_p = 12$.

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{E/F_y} \quad (4.3)$$

La expresión anterior resulta ser $\lambda_r = 32$.

La relación b/e resulta ser igual a 5, por lo tanto, el ala es una sección Compacta.

Elementos atiesados (Alma)

a. Compactas:

$$\frac{h}{tw} < \lambda p$$

b. No compactas:

$$\lambda p < \frac{h}{tw} < \lambda r$$

c. Esbeltas:

$$\frac{h}{tw} > \lambda r$$

Cabe destacar que ***tw*** y ***h*** corresponde al espesor y largo del alma respectivamente. Las propiedades geométricas del perfil más solicitado indican que los valores de *h* y *tw* son 320 mm y 27 mm respectivamente.

Las razones Ancho-Espesor se calculan de la siguiente manera:

$$\lambda p = 3,76 \sqrt{E/F_y} \quad (4.4)$$

La expresión anterior resulta ser $\lambda p = 118$.

$$\lambda r = 5,7 \sqrt{E/F_y} \quad (4.5)$$

La expresión anterior resulta ser $\lambda r = 180$.

La relación *h/tw* resulta ser igual a 14, por lo tanto, el alma es una sección muy Compacta.

Diseño de elemento por flexión

A continuación se presenta a modo de ejemplo el diseño por flexión de la columna de acero más solicitada.

Disposiciones generales

La resistencia de diseño en flexión queda determinada por $\phi_b M_n$, donde $\phi_b = 0,9$ y M_n es la resistencia nominal.

La resistencia nominal de flexión M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

Momento plástico

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (4.6)$$

Donde:

- F_y = Tensión de fluencia mínima, en este caso 200 Mpa.
- Z_x = Módulo de sección plástico en torno al eje x, para el perfil W14x233 corresponde a 0,01 m³.

Por lo tanto el momento plástico es igual a $M_p = 2500$ kN.

Pandeo Lateral Torsional

Para definir el pandeo lateral torsional primero se debe conocer las longitudes límites de L_p y L_r , las cuales de determinan a continuación.

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{E/F_y} \quad (4.7)$$

La expresión anterior es igual a 5,63 m.

Como $L_b (3m) < L_p$, el estado límite de pandeo lateral –torsional no aplica. Por lo tanto el momento nominal queda restringido por el momento Plástico.

La resistencia de diseño en flexión es igual a $\phi_b M_n = 2.250$ kN.

Diseño de elemento en compresión

Disposiciones generales

La resistencia de diseño en compresión queda determinada por $\phi_c P_n$, donde $\phi_c = 0,9$ y P_n es la resistencia nominal.

La resistencia nominal o de diseño se obtiene de la siguiente expresión:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (4.8)$$

Donde:

F_{cr} : Tensión de Pandeo.

A_g : Área bruta de la sección que será sometida a la unión del elemento con el resto de la estructura, en este caso corresponde a 0,0086 m².

Para determinar la Tensión de Pandeo primero se debe conocer el pandeo global del elemento.

Pandeo Global

Para determinar el pandeo global del elemento es necesario determinar la longitud efectiva en todos sus ejes locales, dado que se tiene la condición de empotramiento en ambos extremos del elemento el valor del Factor de Largo Efectivo K es 0,5.

$$\lambda = \text{máx} (\lambda_x ; \lambda_y) = \text{máx} \left(\frac{K_x L_x}{r_x} ; \frac{K_y L_y}{r_y} \right) = \text{máx} (18; 30)$$

El valor máximo de la expresión anterior es 30.

Tensión Crítica de Pandeo

Es necesario determinar la tensión crítica de pandeo para luego obtener la tensión de pandeo por flexión.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (4.9)$$

La tensión crítica de pandeo es 1.395.556 kN/m².

Como la tensión crítica de Pandeo es mayor a 0,44 F_Y la tensión de Pandeo por flexión F_{cr} se determina como:

$$F_{cr} = \left(0,658^{F_y/F_e}\right) F_Y \quad (4.10)$$

La tensión de Pandeo por flexión es 188.356 kN/m².

Finalmente la resistencia de diseño a compresión P_n es 1.694 kN, aplicando el factor de reducción $\phi_b = 0,9$, la resistencia resulta ser igual a 1.462 kN.

Como se mencionó en 2.2.8 el diseño del elemento se llevó a cabo por el método LRFD, el cual mayor las cargas de diseño y éstas tienen que ser mayor a las cargas últimas o máximas. Para el caso del elemento más solicitado del edificio tipo A, la resistencia máxima a compresión es 1.279 kN (figura 4.16), valor que está muy cercano a la resistencia de diseño P_n .

Para mejorar la resistencia a compresión una solución sería utilizar perfiles más grandes en las plantas inferiores, lo cual implicaría un mayor gasto económico. Otra solución es utilizar perfiles más livianos en las plantas superiores, lo cual se podría llevar a cabo gracias a la implementación de aisladores sísmicos, ya que, como se ha estudiado a lo largo de este trabajo las solicitudes van a disminuir, por lo tanto, se podrán utilizar perfiles de menores dimensiones.

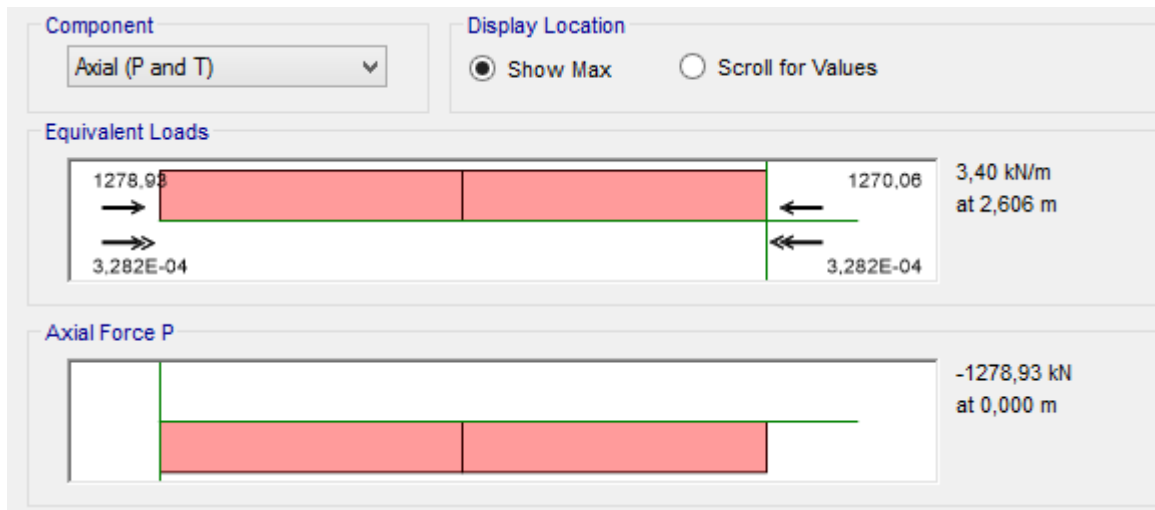


Figura 4. 18: Esfuerzo axial de la columna C1 piso N°1 obtenidas del Software ETABS.

Diseño de elemento en corte

Disposiciones generales

La resistencia de Corte de diseño queda determinada por $\phi_v V_n$, donde $\phi_v = 0,9$ y V_n es la resistencia de corte nominal.

La resistencia de corte nominal se obtiene de la siguiente expresión:

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v \quad (4.11)$$

Donde:

C_v = coeficiente de Corte del alma.

A_w = Altura total multiplicada por el espesor del alma, para el elemento en estudio es igual a 0,012 m².

Coeficiente de Corte del alma

El coeficiente de Corte del alma se obtiene de la siguiente manera:

Cuando $h/t_w \leq 1,1 \sqrt{k_v E/F_y}$, C_v se asume igual a 1.

Donde:

k_v : Coeficiente de Pandeo de Alma, para almas no atiesadas se asume igual a 5.

Para el caso del elemento más solicitado la relación $h/t_w = 12$ es menor que la relación $\sqrt{k_v E/F_y} = 70$, por lo tanto, se asume $C_v = 1$.

Finalmente la resistencia de Corte de diseño V_n resulta ser igual a 1.328 kN, aplicando el factor de reducción $\phi_v = 0,9$, la resistencia resulta ser igual a 1.196 kN.

CAPITULO 5. CONCLUSIONES

5.1. Observaciones Generales

- Lograr diseñar aisladores sísmicos elastoméricos para edificios muy altos se vuelve dificultoso desde el punto de vista constructivo y cumple en parte con lo establecido en las hipótesis de este estudio.
- En el caso del edificio Tipo A (12 pisos) el diseño de los aisladores no presentó dificultades, esto se debe gracias al período natural que esta presenta. Gran parte del diseño de un aislador depende del periodo de aislamiento de la estructura, para el caso particular del edificio Tipo A se trabajó con periodos de aislamiento relativamente bajos (3 y 4 segundos).
- En el caso del edificio Tipo B (24 pisos) el diseño de los aisladores presentó cierta dificultad en cuanto a la relación K_e / K_p , a pesar de esto, la rigidez inicial K_e sigue siendo mayor que la rigidez Post fluencia K_p . Por lo tanto el diseño se pudo llevar a cabo.
- En el caso del edificio Tipo C (36 pisos) no fue posible diseñar aisladores elastoméricos que sean capaces de trasladar el periodo fundamental de la estructura (3,5 segundos) a períodos aún más altos que este. Normalmente los aisladores sísmicos están asociados a edificios bajos (15 pisos apróx), ya que dos de los parámetros principales de diseño están relacionadas de manera directa con la altura que posean. Estos parámetros son: estabilidad lateral en presencia de carga axial y periodo de aislamiento (mayor que 2 veces el periodo fundamental de la estructura). Para el caso del edificio de 36 pisos el problema de la estabilidad con carga axial se atenúa un poco, ya que el peso sísmico del edificio estructurado en acero es menor en comparación con una estructura de hormigón. Por lo tanto, la carga axial que transmite hacia los aisladores es más baja que la de un edificio convencional de muros de hormigón. Sin embargo, el problema de la estabilidad está vinculado con el período de aislamiento requerido, ya que a mayor período el aislador requiere ser más alto y/o esbelto, por lo tanto se hace más inestable. El edificio de 36

pisos tiene un periodo natural de 3.5 s, por lo que se requiere un período de aislamiento de al menos 7 s, lo cual tiene un costo muy elevado desde el punto de vista constructivo de los aisladores. Esto se debe a que el período de aislamiento impone la necesidad de aisladores de gran altura, y la estabilidad impone el requerimiento de gran diámetro. Lo anterior conduce a aisladores sumamente grandes y costosos lo cual se ha considerado como “no factible”, al definir radio máximo $R_{m\acute{a}x}$, altura total máxima $Hr_{m\acute{a}x}$ y esbeltez máxima λ . El diseño del aislador elastomérico consiste en un proceso iterativo hasta cumplir con las verificaciones de diseño mínimo que garanticen el buen funcionamiento de estos y cumplan con las dimensiones geométricas apropiadas. Para el caso del edificio tipo C se realizaron todas las iteraciones necesarias para cumplir con la geometría y verificaciones de diseño del aislador presentadas en el esquema anterior, lo cual no fue factible cumplir con estas. Para cumplir con las condiciones y restricciones de diseño se requerirían aisladores excesivamente grandes, lo cual se consideró como “no factible”.

5.2. Conclusiones

- La implementación de un sistema de aislamiento sísmico basal elastomérico en edificios altos en acero logró ser bastante beneficioso, ya que, si bien el edificio más alto en estudio (36 pisos) no fue posible la implementación de estos sistemas, si se pudo llevar a cabo en el edificio de 24 pisos (72 metros), gracias en gran parte a que, al ser una estructura de acero la carga estática que induce a cada aislador es mucho menor a la carga estática que induciría una estructura de hormigón armado de la misma altura y como se estudió en el apartado del diseño del aislador sísmico al tener un $P_{estatico}$ bajo ayuda al buen comportamiento del sistema de aislación. A parte el periodo aislado utilizado para el edificio tipo B (4 segundos) no es un periodo tan elevado lo que facilita el diseño de este.

- Una posible solución para proteger la estructura tipo C ante un eventual sismo sería complementar el sistema de aislación sísmica con un sistema de disipación de energía. Alternativamente, podría utilizarse algún dispositivo de aislamiento diferente a los de múltiples capas de goma, con el cual el problema de la inestabilidad no fuese tan crítico.
- La implementación de un sistema de aislamiento sísmico basal elastomérico podría ayudar a construir edificios en acero más livianos, ya que las solicitudes disminuyen sobre la estructura. Lo anterior quedó reflejado cuando se realizó el análisis de los esfuerzos internos del marco de acero más solicitado del edificio tipo A.
- El acero y los aisladores sísmicos se complementan de manera eficiente, ya que, el acero ayuda a tener un mejor desempeño de los aisladores sísmicos (estructuras más livianas, los aisladores están sometidos a menos carga axial) y viceversa los aisladores ayudan a la estructura en acero a mejorar su desempeño frente a cargas sísmicas (Aceleraciones absolutas de pisos, Corte basal, Desplazamiento relativos entre pisos).

5.3. Recomendaciones

- En este trabajo se analizaron estructuras con aisladores elastoméricos de alto y bajo amortiguamiento. Como resultado del análisis se determinó que la implementación de esta tecnología en edificios de 36 ó más pisos, esto no es factible desde el punto de vista del costo de los aisladores debido al gran tamaño requerido. Como recomendación, se sugiere cambiar estos dispositivos por otros sistemas de aislación sísmica con menos deficiencias en cuanto a estabilidad. Tales podrían ser los aisladores elastoméricos con núcleos de Plomo, en los cuales este aditamento ayuda a disipar energía y estabilizar al dispositivo.
- Como futura investigación siguiendo la línea de este trabajo y con el fin de lograr aislar estructuras aún más esbeltas y altas como es el caso del edificio de 36 pisos se podría

barajar las siguientes alternativas de diseño: La primera es, ampliar primer(os) pisos para tener una base más grande donde poner los aisladores, reduciendo así la carga axial sobre ellos. Con esto se mitiga el problema de la inestabilidad. La otra alternativa es, Poner aislamiento en interface entre pisos más altos. Por ejemplo, si se verificó que es posible aislar un edificio de 24 pisos, se sugiere implementar aislamiento en un edificio de 36 pisos, poniendo el aislamiento entre pisos 12 y 13. De esta manera, sólo hay 24 pisos sobre la interface de aislamiento.

- Otra recomendación para futuras investigaciones es analizar diferentes escenarios en cuanto a la configuración del edificio, cambiando los marcos rígidos por marcos arriostrados ya sea concéntricamente o excéntricamente. Con lo anterior se podría reducir el período fundamental del edificio, reduciendo también el período de aislamiento requerido, mitigando el problema de estabilidad de los aisladores. De esta forma, se requeriría de aisladores más pequeños para la implementación de aislamiento sísmico efectivo.
- Actualmente en la UCSC se está estudiando la factibilidad de implementar un aislador sísmico que cuenta con la ventaja a diferencia de los aisladores elastomérico tradicionales (los estudiados en esta tesis) de no perder la estabilidad por carga axial, trayendo como beneficio aislar edificios más pesados como son los de hormigón armado. Esta iniciativa la está llevando a cabo el profesor Nelson Maureira junto a un grupo de estudiantes de Pregrado y Magister de la UCSC.

CAPITULO 6. REFERENCIAS

- 1- Francisco Zúñiga Dávila (2011). Sismología.
- 2- Enrique Bazán, Roberto Meli (1999). Diseño sísmico de Edificios. Limusa Noriega Editores.
- 3- Luis Bozzo, Alex Barbat (1999). Diseño Sismorresistente de edificios. Editorial Reverté.
- 4- James Kelly (1993). Earthquake – Resistant Design with Rubber.
- 5- I.Gass, P.Smith, R. Wilson (2012). Introducción a las Ciencias de la Tierra. Editorial Reverté.
- 6- Edith Toapanta (2013). Análisis y diseño de un edificio con aisladores sísmicos modelamiento en ETABS (Pregrado). Universidad Central del Ecuador.
- 7- Corporación de Desarrollo Tecnológico, CDT, Cámara Chilena de la Construcción. (2012).
- 8- Roger Meza, Edgardo Sánchez (2010). Guía de Diseño Sísmico de Aisladores Elastoméricos y de Fricción para la República de Nicaragua (Pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería.
- 9- Kery Ryan, James Kelly, Anil Chopra (2005). Nonlinear Model for Lead-Rubber Bearings Including Axial-Load Effects. 1270-1272.
- 10- Alfredo Bustos (2003). Análisis Comparativo de la Respuesta Sísmica Entre Edificios en Altura de Acero en Base a Marcos de Momento y Marcos Arriostrados en el Núcleo y en Base a Marcos de Momento y Núcleo de Hormigón Armado (Pregrado). Universidad Austral de Chile.

CAPÍTULO 7. ANEXOS

Anexo 1.

Detalle de los elementos y sus masas asociadas (por piso y unidad de área) utilizados en los edificios analizados, obtenidos del software ETABS.

Edificio tipo A.

Story	Element Type	Material	Total Weight	Floor Area	Unit Weight
			kN	m ²	kN/m ²
Story12	Column	A36	185	622	0,30
Story12	Beam	A36	476	622	0,77
Story12	Beam	H30	150	622	0,24
Story12	Wall	H30	266	622	0,43
Story12	Floor	H30	2642	622	4,25
Story11	Column	A36	185	622	0,30
Story11	Beam	A36	476	622	0,77
Story11	Beam	H30	113	622	0,18
Story11	Wall	H30	266	622	0,43
Story11	Floor	H30	2642	622	4,25
Story10	Column	A36	185	622	0,30
Story10	Beam	A36	476	622	0,77
Story10	Beam	H30	113	622	0,18
Story10	Wall	H30	266	622	0,43
Story10	Floor	H30	2642	622	4,25
Story9	Column	A36	185	622	0,30
Story9	Beam	A36	476	622	0,77
Story9	Beam	H30	113	622	0,18
Story9	Wall	H30	266	622	0,43
Story9	Floor	H30	2642	622	4,25
Story8	Column	A36	185	622	0,30
Story8	Beam	A36	476	622	0,77
Story8	Beam	H30	113	622	0,18
Story8	Wall	H30	266	622	0,43
Story8	Floor	H30	2642	622	4,25
Story7	Column	A36	185	622	0,30
Story7	Beam	A36	476	622	0,77
Story7	Beam	H30	113	622	0,18
Story7	Wall	H30	266	622	0,43

Story7	Floor	H30	2642	622	4,25
Story6	Column	A36	245	622	0,39
Story6	Beam	A36	652	622	1,05
Story6	Beam	H30	108	622	0,17
Story6	Wall	H30	322	622	0,52
Story6	Floor	H30	2642	622	4,25
Story5	Column	A36	245	622	0,39
Story5	Beam	A36	652	622	1,05
Story5	Beam	H30	81	622	0,13
Story5	Wall	H30	322	622	0,52
Story5	Floor	H30	2642	622	4,25
Story4	Column	A36	245	622	0,39
Story4	Beam	A36	652	622	1,05
Story4	Beam	H30	81	622	0,13
Story4	Wall	H30	322	622	0,52
Story4	Floor	H30	2642	622	4,25
Story3	Column	A36	245	622	0,39
Story3	Beam	A36	652	622	1,05
Story3	Beam	H30	81	622	0,13
Story3	Wall	H30	322	622	0,52
Story3	Floor	H30	2642	622	4,25
Story2	Column	A36	245	622	0,39
Story2	Beam	A36	652	622	1,05
Story2	Beam	H30	81	622	0,13
Story2	Wall	H30	322	622	0,52
Story2	Floor	H30	2642	622	4,25
Story1	Column	A36	245	622	0,39
Story1	Beam	A36	652	622	1,05
Story1	Beam	H30	81	622	0,13
Story1	Wall	H30	358	622	0,58
Story1	Floor	H30	2642	622	4,25
Base	Floor	H30	2642	622	4,25
SUM	Column	A36	2581	8081	0,32
SUM	Beam	A36	6765	8081	0,84
SUM	Beam	H30	1226	8081	0,15
SUM	Wall	H30	3562	8081	0,44
SUM	Floor	H30	34343	8081	4,25
TOTAL	ALL	ALL	48477	8081	6,00

Edificio tipo B

Story	Element Type	Material	Total Weight	Floor Area	Unit Weight
			kN	m ²	kN/m ²
Story24	Column	A36	185	621,6	0,30
Story24	Beam	A36	446	621,6	0,72
Story24	Beam	H30	150	621,6	0,24
Story24	Wall	H30	266	621,6	0,43
Story24	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story23	Column	A36	185	621,6	0,30
Story23	Beam	A36	446	621,6	0,72
Story23	Beam	H30	113	621,6	0,18
Story23	Wall	H30	266	621,6	0,43
Story23	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story22	Column	A36	185	621,6	0,30
Story22	Beam	A36	446	621,6	0,72
Story22	Beam	H30	113	621,6	0,18
Story22	Wall	H30	266	621,6	0,43
Story22	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story21	Column	A36	185	621,6	0,30
Story21	Beam	A36	457	621,6	0,73
Story21	Beam	H30	113	621,6	0,18
Story21	Wall	H30	266	621,6	0,43
Story21	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story20	Column	A36	185	621,6	0,30
Story20	Beam	A36	457	621,6	0,73
Story20	Beam	H30	113	621,6	0,18
Story20	Wall	H30	266	621,6	0,43
Story20	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story19	Column	A36	185	621,6	0,30
Story19	Beam	A36	457	621,6	0,73
Story19	Beam	H30	113	621,6	0,18
Story19	Wall	H30	266	621,6	0,43
Story19	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story18	Column	A36	245	621,6	0,39
Story18	Beam	A36	652	621,6	1,05
Story18	Beam	H30	108	621,6	0,17

Story18	Wall	H30	322	621,6	0,52
Story18	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story17	Column	A36	245	621,6	0,39
Story17	Beam	A36	652	621,6	1,05
Story17	Beam	H30	81	621,6	0,13
Story17	Wall	H30	322	621,6	0,52
Story17	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story16	Column	A36	245	621,6	0,39
Story16	Beam	A36	652	621,6	1,05
Story16	Beam	H30	81	621,6	0,13
Story16	Wall	H30	322	621,6	0,52
Story16	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story15	Column	A36	245	621,6	0,39
Story15	Beam	A36	652	621,6	1,05
Story15	Beam	H30	81	621,6	0,13
Story15	Wall	H30	322	621,6	0,52
Story15	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story14	Column	A36	245	621,6	0,39
Story14	Beam	A36	652	621,6	1,05
Story14	Beam	H30	81	621,6	0,13
Story14	Wall	H30	322	621,6	0,52
Story14	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story13	Column	A36	245	621,6	0,39
Story13	Beam	A36	652	621,6	1,05
Story13	Beam	H30	81	621,6	0,13
Story13	Wall	H30	322	621,6	0,52
Story13	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story12	Column	A36	270	621,6	0,43
Story12	Beam	A36	711	621,6	1,14
Story12	Beam	H30	81	621,6	0,13
Story12	Wall	H30	378	621,6	0,61
Story12	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story11	Column	A36	270	621,6	0,43
Story11	Beam	A36	711	621,6	1,14
Story11	Beam	H30	81	621,6	0,13
Story11	Wall	H30	378	621,6	0,61
Story11	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story10	Column	A36	270	621,6	0,43
Story10	Beam	A36	711	621,6	1,14
Story10	Beam	H30	81	621,6	0,13
Story10	Wall	H30	378	621,6	0,61

Story10	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story9	Column	A36	270	621,6	0,43
Story9	Beam	A36	711	621,6	1,14
Story9	Beam	H30	81	621,6	0,13
Story9	Wall	H30	378	621,6	0,61
Story9	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story8	Column	A36	270	621,6	0,43
Story8	Beam	A36	711	621,6	1,14
Story8	Beam	H30	81	621,6	0,13
Story8	Wall	H30	378	621,6	0,61
Story8	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story7	Column	A36	270	621,6	0,43
Story7	Beam	A36	711	621,6	1,14
Story7	Beam	H30	81	621,6	0,13
Story7	Wall	H30	378	621,6	0,61
Story7	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story6	Column	A36	327	621,6	0,53
Story6	Beam	A36	784	621,6	1,26
Story6	Beam	H30	95	621,6	0,15
Story6	Wall	H30	415	621,6	0,67
Story6	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story5	Column	A36	327	621,6	0,53
Story5	Beam	A36	784	621,6	1,26
Story5	Beam	H30	101	621,6	0,16
Story5	Wall	H30	415	621,6	0,67
Story5	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story4	Column	A36	327	621,6	0,53
Story4	Beam	A36	784	621,6	1,26
Story4	Beam	H30	101	621,6	0,16
Story4	Wall	H30	415	621,6	0,67
Story4	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story3	Column	A36	327	621,6	0,53
Story3	Beam	A36	784	621,6	1,26
Story3	Beam	H30	101	621,6	0,16
Story3	Wall	H30	415	621,6	0,67
Story3	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Story2	Column	A36	327	621,6	0,53
Story2	Beam	A36	784	621,6	1,26
Story2	Beam	H30	101	621,6	0,16
Story2	Wall	H30	415	621,6	0,67
Story2	Floor	H30	2642	621,6	4,25

Story1	Column	A36	327	621,6	0,53
Story1	Beam	A36	784	621,6	1,26
Story1	Beam	H30	101	621,6	0,16
Story1	Wall	H30	415	621,6	0,67
Story1	Floor	H30	2642	621,6	4,25
Base	Floor	H30	2642	621,6	4,25
SUM	Column	A36	6164	15540	0,39
SUM	Beam	A36	15584	15540	1,00
SUM	Beam	H30	2312	15540	0,15
SUM	Wall	H30	8280	15540	0,53
SUM	Floor	H30	66045	15540	4,25
TOTAL	ALL	ALL	98384	15540	6,33

Edificio tipo C

Story	Element Type	Material	Total Weight	Floor Area	Unit Weight
			kN	m ²	kN/m ²
Story36	Column	A36	185,21	622	0,30
Story36	Beam	A36	475,95	622	0,77
Story36	Beam	H30	150	622	0,24
Story36	Wall	H30	265,95	622	0,43
Story36	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story35	Column	A36	185,21	622	0,30
Story35	Beam	A36	475,95	622	0,77
Story35	Beam	H30	112,5	622	0,18
Story35	Wall	H30	265,95	622	0,43
Story35	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story34	Column	A36	185,21	622	0,30
Story34	Beam	A36	475,95	622	0,77
Story34	Beam	H30	112,5	622	0,18
Story34	Wall	H30	265,95	622	0,43
Story34	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story33	Column	A36	185,21	622	0,30
Story33	Beam	A36	475,95	622	0,77
Story33	Beam	H30	112,5	622	0,18
Story33	Wall	H30	265,95	622	0,43
Story33	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story32	Column	A36	185,21	622	0,30

Story32	Beam	A36	475,95	622	0,77
Story32	Beam	H30	112,5	622	0,18
Story32	Wall	H30	265,95	622	0,43
Story32	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story31	Column	A36	185,21	622	0,30
Story31	Beam	A36	475,95	622	0,77
Story31	Beam	H30	112,5	622	0,18
Story31	Wall	H30	265,95	622	0,43
Story31	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story30	Column	A36	244,92	622	0,39
Story30	Beam	A36	651,62	622	1,05
Story30	Beam	H30	108	622	0,17
Story30	Wall	H30	321,75	622	0,52
Story30	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story29	Column	A36	244,92	622	0,39
Story29	Beam	A36	651,62	622	1,05
Story29	Beam	H30	81	622	0,13
Story29	Wall	H30	321,75	622	0,52
Story29	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story28	Column	A36	244,92	622	0,39
Story28	Beam	A36	651,62	622	1,05
Story28	Beam	H30	81	622	0,13
Story28	Wall	H30	321,75	622	0,52
Story28	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story27	Column	A36	244,92	622	0,39
Story27	Beam	A36	651,62	622	1,05
Story27	Beam	H30	81	622	0,13
Story27	Wall	H30	321,75	622	0,52
Story27	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story26	Column	A36	244,92	622	0,39
Story26	Beam	A36	651,62	622	1,05
Story26	Beam	H30	81	622	0,13
Story26	Wall	H30	321,75	622	0,52
Story26	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story25	Column	A36	244,92	622	0,39
Story25	Beam	A36	651,62	622	1,05
Story25	Beam	H30	81	622	0,13
Story25	Wall	H30	321,75	622	0,52
Story25	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story24	Column	A36	270,31	622	0,43
Story24	Beam	A36	710,58	622	1,14

Story24	Beam	H30	81	622	0,13
Story24	Wall	H30	377,55	622	0,61
Story24	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story23	Column	A36	270,31	622	0,43
Story23	Beam	A36	710,58	622	1,14
Story23	Beam	H30	81	622	0,13
Story23	Wall	H30	377,55	622	0,61
Story23	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story22	Column	A36	270,31	622	0,43
Story22	Beam	A36	710,58	622	1,14
Story22	Beam	H30	81	622	0,13
Story22	Wall	H30	377,55	622	0,61
Story22	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story21	Column	A36	270,31	622	0,43
Story21	Beam	A36	710,58	622	1,14
Story21	Beam	H30	81	622	0,13
Story21	Wall	H30	377,55	622	0,61
Story21	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story20	Column	A36	270,31	622	0,43
Story20	Beam	A36	710,58	622	1,14
Story20	Beam	H30	81	622	0,13
Story20	Wall	H30	377,55	622	0,61
Story20	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story19	Column	A36	270,31	622	0,43
Story19	Beam	A36	710,58	622	1,14
Story19	Beam	H30	81	622	0,13
Story19	Wall	H30	377,55	622	0,61
Story19	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story18	Column	A36	326,8	622	0,53
Story18	Beam	A36	783,71	622	1,26
Story18	Beam	H30	94,5	622	0,15
Story18	Wall	H30	414,75	622	0,67
Story18	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story17	Column	A36	326,8	622	0,53
Story17	Beam	A36	783,71	622	1,26
Story17	Beam	H30	101,25	622	0,16
Story17	Wall	H30	414,75	622	0,67
Story17	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story16	Column	A36	326,8	622	0,53
Story16	Beam	A36	783,71	622	1,26
Story16	Beam	H30	101,25	622	0,16

Story16	Wall	H30	414,75	622	0,67
Story16	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story15	Column	A36	326,8	622	0,53
Story15	Beam	A36	783,71	622	1,26
Story15	Beam	H30	101,25	622	0,16
Story15	Wall	H30	414,75	622	0,67
Story15	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story14	Column	A36	326,8	622	0,53
Story14	Beam	A36	783,71	622	1,26
Story14	Beam	H30	101,25	622	0,16
Story14	Wall	H30	414,75	622	0,67
Story14	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story13	Column	A36	326,8	622	0,53
Story13	Beam	A36	783,71	622	1,26
Story13	Beam	H30	101,25	622	0,16
Story13	Wall	H30	414,75	622	0,67
Story13	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story12	Column	A36	361,13	622	0,58
Story12	Beam	A36	210,05	622	0,34
Story12	Beam	A36	690,17	622	1,11
Story12	Beam	H30	109,35	622	0,18
Story12	Wall	H30	451,95	622	0,73
Story12	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story11	Column	A36	361,13	622	0,58
Story11	Beam	A36	210,05	622	0,34
Story11	Beam	A36	690,17	622	1,11
Story11	Beam	H30	113,4	622	0,18
Story11	Wall	H30	451,95	622	0,73
Story11	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story10	Column	A36	361,13	622	0,58
Story10	Beam	A36	863,91	622	1,39
Story10	Beam	H30	113,4	622	0,18
Story10	Wall	H30	451,95	622	0,73
Story10	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story9	Column	A36	361,13	622	0,58
Story9	Beam	A36	863,91	622	1,39
Story9	Beam	H30	113,4	622	0,18
Story9	Wall	H30	451,95	622	0,73
Story9	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story8	Column	A36	361,13	622	0,58
Story8	Beam	A36	863,91	622	1,39

Story8	Beam	H30	113,4	622	0,18
Story8	Wall	H30	451,95	622	0,73
Story8	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story7	Column	A36	361,13	622	0,58
Story7	Beam	A36	863,91	622	1,39
Story7	Beam	H30	113,4	622	0,18
Story7	Wall	H30	451,95	622	0,73
Story7	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story6	Column	A36	389,73	622	0,63
Story6	Beam	A36	950,97	622	1,53
Story6	Beam	H30	121,5	622	0,20
Story6	Wall	H30	544,95	622	0,88
Story6	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story5	Column	A36	389,73	622	0,63
Story5	Beam	A36	950,97	622	1,53
Story5	Beam	H30	121,5	622	0,20
Story5	Wall	H30	544,95	622	0,88
Story5	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story4	Column	A36	389,73	622	0,63
Story4	Beam	A36	950,97	622	1,53
Story4	Beam	H30	121,5	622	0,20
Story4	Wall	H30	544,95	622	0,88
Story4	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story3	Column	A36	389,73	622	0,63
Story3	Beam	A36	950,97	622	1,53
Story3	Beam	H30	121,5	622	0,20
Story3	Wall	H30	544,95	622	0,88
Story3	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story2	Column	A36	389,73	622	0,63
Story2	Beam	A36	950,97	622	1,53
Story2	Beam	H30	121,5	622	0,20
Story2	Wall	H30	544,95	622	0,88
Story2	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Story1	Column	A36	389,73	622	0,63
Story1	Beam	A36	950,97	622	1,53
Story1	Beam	H30	121,5	622	0,20
Story1	Wall	H30	544,95	622	0,88
Story1	Floor	H30	2641,8	622	4,25
Base	Floor	H30	2641,8	622	4,25
SUM	Column	A36a	10667,99	22999	0,46
SUM	Beam	A36a	26693,08	22999	1,16

SUM	Beam	H30	3717,6	22999	0,16
SUM	Wall	H30	14261,4	22999	0,62
SUM	Floor	H30	97746,6	22999	4,25
TOTAL	ALL	ALL	153.087	22999	6,66