



Universidad de Concepción

Dirección de Postgrado

Facultad de Ingeniería -Programa de Magister en Ciencias de la Ingeniería con  
Mención en Ingeniería Civil

## **Evaluación del desempeño sísmico para edificios de marcos excéntricos de acero**



Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil  
con Mención en Ingeniería Civil

ANDRÉS EDUARDO RIFFO VILLAGRÁN

CONCEPCIÓN-CHILE

2020

Profesor guía: Marcelo Aybar

Dpto. de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería

Universidad de Concepción

## RESUMEN

El presente estudio tiene por objetivo evaluar el desempeño sísmico de edificios de acero cuyo sistema resistente a cargas laterales consiste en marcos arriostrados excéntricamente (EBF) por medio de la metodología implementada en la normativa FEMA P695 y las disposiciones del documento ATC-40 en la cual se definen los objetivos de desempeño sísmico esperados.

Los edificios en base a marcos excéntricos corresponden a estructuras poco desarrolladas e implementadas en Chile como un sistema resistente a cargas sísmicas. Esto sumado a la poca rigurosidad en la obtención del factor de modificación de la respuesta  $R$  de la normativa chilena genera una gran incertidumbre en cuanto el desempeño sísmico real que estas estructuras pueden alcanzar ante eventos sísmicos importantes. Por esta razón se hace indispensable la evaluación del desempeño de esta tipología de estructuras permitiendo así una comprensión más acabada del comportamiento real de estas disminuyendo la incertidumbre real existente.

La metodología consistió en la aplicación de una serie de análisis no lineales tanto estáticos como dinámicos a un conjunto de arquetipos estructurales los cuales fueron modelados de modo tal de representar de manera precisa el comportamiento real de las estructuras ante eventos sísmicos. Una vez realizados los análisis no lineales, los resultados son utilizados para graficar una serie de curvas de fragilidad las cuales representan la probabilidad de excedencia de un cierto estado de daño límite, para finalmente comparar los resultados obtenidos con los requisitos mínimos exigidos por la norma FEMA P695 en cuanto a desempeño sísmico esperado.

El estudio realizado es relevante desde el punto de vista de la verificación de los edificios en base a marcos excéntricos como un sistema resistente a cargas sísmicas capaz de cumplir con los objetivos de desempeño esperados para cualquier sistema sismorresistente. Este estudio podría ser un aporte en la implementación a mayor escala de la construcción y diseño de edificios habitacionales en base a marcos excéntricos en Chile.

En el mundo se han realizado varias investigaciones destinadas a la evaluación del desempeño sísmico de diversas estructuras de acero utilizando diferentes códigos y normativas sísmicas correspondientes al lugar específico donde se han emplazado las estructuras estudiadas, de este modo, el presente trabajo pretende seguir esta misma línea de investigación aportando conocimiento en cuanto al desempeño sísmico de edificios de marcos excéntricos de acero habitacionales en nuestro país y así evaluar la factibilidad de implementar de manera más masiva este tipo de estructuras y obtener edificaciones que pueden brindar un adecuado comportamiento ante eventos sísmicos de gran envergadura



## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero darle gracias a mi mamá Margarita Villagran Riquelme por haberme dado la vida y haberme cuidado por tantos años brindándome el cariño, el amor y la educación que hoy tengo, sin ella no hubiese podido alcanzar las cosas que he podido lograr en esta vida, por ello este trabajo va dedicado especialmente a ella.



## ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1	INTRODUCCION .....	1
	Motivación .....	1
	Hipótesis .....	2
	Objetivos.....	2
	Metodología de trabajo .....	2
	Principales resultados .....	3
	Organización de la tesis .....	3
CAPÍTULO 2	ESTADO DEL ARTE Y METODOLOGÍA .....	4
2.1	Introducción.....	4
2.2	Características generales marcos excéntricos .....	4
2.3	Elementos estructurales .....	5
2.3.1	Enlace .....	5
2.3.2	Columnas .....	5
2.3.3	Viga fuera del enlace .....	5
2.3.4	Diagonal.....	6
2.4	Investigaciones desarrolladas .....	6
2.5	Normas de diseño usadas.....	7
2.5.1	Diseño de acuerdo con NCh433 of 1996 y AISC 341-10 .....	7
2.5.2	Combinaciones de carga .....	8
2.5.3	Verificación losa colaborante .....	9
2.5.4	Disposiciones sísmicas del AISC 341-10 para cada uno de los elementos estructurales .....	10
2.5.5	Verificación de los elementos estructurales .....	10
2.5.6	Longitud del enlace y rotación plástica .....	12
2.5.7	Rigidizadores para secciones de enlace .....	13
2.6	Descripción metodología utilizada .....	13
2.6.1	Desarrollo conceptual del sistema .....	14

## Índice de contenidos

2.6.2	Información requerida del sistema.....	14
2.6.3	Desarrollo de arquetipos.....	14
2.6.4	Desarrollo de los modelos no lineales.....	14
2.6.5	Análisis no lineales.....	14
2.6.6	Evaluación del desempeño.....	15
2.6.7	Documentación.....	16
2.6.8	Metodología ATC-40.....	16
2.7	Conclusión.....	19
<b>CAPÍTULO 3 DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA.....</b>		<b>19</b>
3.1	Introducción.....	19
<b>3.2</b>	<b>Desarrollo conceptual del sistema.....</b>	<b>19</b>
3.3	Información requerida del sistema.....	20
3.3.1	Materiales.....	20
3.3.2	Cargas.....	20
3.3.3	Criterios de diseño.....	21
3.3.4	Ensayos experimentales.....	22
3.4	Desarrollo de arquetipos estructurales.....	23
3.5	Desarrollo de los modelos no lineales.....	27
3.6	Análisis no lineales.....	32
<b>3.6.1</b>	<b>Análisis estático no lineal (pushover).....</b>	<b>32</b>
3.6.2	Análisis dinámico no lineal.....	34
3.7	Evaluación del desempeño.....	36
3.8	Conclusión.....	38
<b>CAPÍTULO 4 DISEÑO, ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS ARQUETIPOS.....</b>		<b>36</b>
4.1	Introducción.....	39
4.2	Diseño y evaluación del arquetipo de 5 pisos.....	39
4.2.1	Cargas de diseño y combinaciones de carga.....	39

## Índice de contenidos

4.2.2	Materiales .....	40
4.2.2	Resultados del análisis .....	41
4.2.3	Verificación drift entre pisos .....	41
4.2.4	Verificación de la capacidad.....	39
4.2.5	Análisis estático no lineal pushover .....	43
4.2.6	Análisis dinámico no lineal (IDA).....	44
4.2.7	Evaluación del desempeño edificio de 5 pisos .....	50
4.2.8	Aplicación metodología ATC-40 en el edificio de 5 pisos.....	52
4.3	Diseño y evaluación del arquetipo de 11 pisos.....	54
4.3.1	Resultados del análisis .....	55
4.3.2	Verificación drift entre pisos .....	55
4.3.3	Verificación de la capacidad.....	56
4.3.4	Análisis no lineales estático.....	57
4.3.5	Análisis dinámico no lineal .....	58
4.3.6	Evaluación del desempeño edificio de 11 pisos .....	60
4.2.8	Aplicación metodología ATC-40 en el edificio de 11 pisos.....	61
4.4	Diseño y evaluación del arquetipo de 16 pisos.....	62
4.4.1	Resultados del análisis .....	63
4.4.2	Verificación drift entre pisos .....	64
4.4.3	Verificación de la capacidad.....	64
4.4.4	Análisis no lineales estático.....	65
<b>4.4.5</b>	<b>Análisis dinámico no lineal edificio de 16 pisos.....</b>	<b>67</b>
4.4.6	Evaluación del desempeño edificio de 16 pisos .....	68
4.4.7	Aplicación metodología ATC-40 en el edificio de 16 pisos.....	69
4.5	Verificación del diseño de los edificios para un registro sintético .....	71
4.5.1	Resultados edificio de 5 pisos dirección X elevación A.....	72
4.5.2	Resultados edificio de 5 pisos dirección X elevación B.....	73
4.5.4	Resultados edificio de 11 pisos dirección X elevación A.....	75
4.5.4	Resultados edificio de 11 pisos dirección X elevación D.....	76
4.5.5	Resultados edificio de 11 pisos dirección Z elevación 1 .....	77

## Índice de contenidos

4.5.6	Resultados edificio de 16 pisos dirección X elevación A.....	79
4.2.4	Verificación de la capacidad.....	39
4.2.5	Análisis estático no lineal pushover .....	43
4.2.6	Análisis dinámico no lineal (IDA).....	44
4.2.7	Evaluación del desempeño edificio de 5 pisos .....	50
4.2.8	Aplicación metodología ATC-40 en el edificio de 5 pisos.....	52
4.3	Diseño y evaluación del arquetipo de 11 pisos.....	54
4.3.1	Resultados del análisis .....	55
4.3.2	Verificación drift entre pisos .....	55
4.3.3	Verificación de la capacidad.....	56
4.3.4	Análisis no lineales estático.....	57
4.3.5	Análisis dinámico no lineal .....	58
4.3.6	Evaluación del desempeño edificio de 11 pisos .....	60
4.2.8	Aplicación metodología ATC-40 en el edificio de 11 pisos.....	61
4.4	Diseño y evaluación del arquetipo de 16 pisos.....	62
4.4.1	Resultados del análisis .....	63
4.4.2	Verificación drift entre pisos .....	64
4.4.3	Verificación de la capacidad.....	64
4.4.4	Análisis no lineales estático.....	65
<b>4.4.5</b>	<b>Análisis dinámico no lineal edificio de 16 pisos.....</b>	<b>67</b>
4.4.6	Evaluación del desempeño edificio de 16 pisos .....	68
4.4.7	Aplicación metodología ATC-40 en el edificio de 16 pisos.....	69
4.5	Verificación del diseño de los edificios para un registro sintético .....	71
4.5.1	Resultados edificio de 5 pisos dirección X elevación A.....	72
4.5.2	Resultados edificio de 5 pisos dirección X elevación B .....	73
4.5.4	Resultados edificio de 11 pisos dirección X elevación A.....	75
4.5.4	Resultados edificio de 11 pisos dirección X elevación D.....	76
4.5.5	Resultados edificio de 11 pisos dirección Z elevación 1 .....	77
4.5.6	Resultados edificio de 16 pisos dirección X elevación A.....	79
4.5.7	Resultados edificio de 16 pisos dirección X elevación B .....	80



Índice de contenidos

<b>4.6</b>	<b>Conclusión</b> .....	82
CAPÍTULO 5	CONCLUSIONES.....	83
REFERENCIAS	.....	82
ANEXO 1	CURVAS DE FRAGILIDAD PARA DIFERENTES ESTADOS LIMITE...87	
ANEXO 2	DRIFT MÁXIMO REGISTROS ESCALADOS A NIVEL MCE.....90	



## INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Niveles de desempeño y drifts.....	18
Tabla 2.2: Niveles demanda sísmica.....	18
Tabla 4.1: Cargas permanentes y sobrecarga.....	39
Tabla 4.2: Distribución de la carga muerta.....	39
Tabla 4.3: Propiedades de los materiales.....	40
Tabla 4.4: Resumen de perfiles edificio de 5 pisos.....	40
Tabla 5.1: Resultados análisis modal y sísmico edificio de 5 pisos.....	41
Tabla 4.6: Verificación drifts edificio de 5 pisos.....	41
Tabla 4.7: Resultados análisis pushover edificio de 5 pisos.....	44
Tabla 4.8: Parámetros de desempeño sísmico edificio de 5 pisos.....	44
Tabla 4.9: Set de registros sísmicos utilizados.....	45
Tabla 4.10: Resultados análisis IDA edificio de 5 pisos.....	51
Tabla 4.11: Calidad de los requerimientos de diseño FEMA P695.....	51
Tabla 4.13: Calidad del modelo analítico FEMA P695.....	52
Tabla 4.14: Resultados tabla 7-3 FEMA P695.....	53
Tabla 4.15: Resultados finales evaluación del desempeño edificio de 5 pisos.....	53
Tabla 4.16: Resultados metodología ATC-40 edificio 5 dirección X.....	54
Tabla 4.17: Tabla 4.16: Resultados metodología ATC-40 edificio 5 dirección Z.....	55
Tabla 4.18: Resumen de perfiles edificio de 11 pisos.....	56
Tabla 4.19: Resultados análisis modal y sísmico edificio de 11 pisos.....	57
Tabla 4.20: Verificación drifts edificio de 11 pisos.....	57
Tabla 4.21: Resultados análisis pushover edificio de 11 pisos.....	59
Tabla 4.22: Parámetros de desempeño sísmico edificio de 11 pisos.....	59
Tabla 4.23: Resultados análisis IDA edificio de 11 pisos.....	62
Tabla 4.24: Resultados finales evaluación del desempeño edificio de 11 pisos.....	63
Tabla 4.25: Resultados metodología ATC-40 edificio 11 pisos dirección X.....	64
Tabla 4.27: Resumen de perfiles edificio de 16 pisos.....	65
Tabla 4.29: Verificación drifts edificio de 16 pisos.....	66
Tabla 4.30: Resultados análisis pushover edificio de 11 pisos.....	68

## Índice de tablas y figuras

Tabla 4.31: Parámetros de desempeño sísmico edificio de 11 pisos.....	69
Tabla 4.31: Resultados análisis IDA edificio de 16 pisos.....	71
Tabla 4.32: Resultados finales evaluación del desempeño edificio de 16 pisos.....	72
Tabla 4.33: Resultados metodología ATC-40 edificio 16 pisos dirección X.....	73
Tabla 4.34: Resultados metodología ATC-40 edificio 16 pisos dirección Z.....	73
Tabla 4.35: Drifts máximos edificio 5 pisos dirección longitudinal X.....	90
Tabla 4.36: Drifts máximos edificio 5 pisos dirección transversal Z.....	91
Tabla 4.37: Drifts máximos edificio 11 pisos dirección longitudinal X.....	92
Tabla 4.38: Drifts máximos edificio 11 pisos dirección transversal Z.....	93
Tabla 4.39: Drifts máximos edificio 16 pisos dirección longitudinal X.....	94
Tabla 4.40: Drifts máximos edificio 16 pisos dirección transversal Z.....	95



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Diversas configuraciones de EBF (Oyarzún, J. 2012) .....	4
Figura 2.2: Rotura enlace (Oyarzún, 2012)    Figura 2.3: Deformación inelástica enlace... (Oyarzún, 2012) .....	7
Figura 2.4: Sección transversal de la losa colaborante (Fuentealba,2017) .....	9
Figura 2.5: Diagrama de fuerzas del enlace (Fuentealba,2017) .....	10
Figura 2.6: Demanda sobre vigas y diagonales (Fuentealba,2017) .....	11
Figura 2.7: Etapas de la metodología.....	16
Figura 3.1: Espectro elástico de pseudoaceleraciones.....	21
Figura 3.2: Enlace ensayado.....	23
Figura 3.4: Planta arquetipos estructurales.....	24
Figura 3.5: Elevación A y G.....	24
Figura 3.6: Elevación B y F.....	25
Figura 3.7: Elevación D.....	25
Figura 3.8: Elevación 1,2,3,6,7 y 8.....	26
Figura 3.9: Elevación 4 y 5.....	26
Figura 3.11: Edificio de 11 pisos .....	27
Figura 3.10: Edificio de 5 pisos.....	27
Figura 3.12: Edificio de 16 pisos.....	28
Figura 3.13: Modelo de enlace de Ramadan y Ghojarah (1995) .....	29
Figura 3.14: Curvas monotónicas multilineales del enlace.....	30
Figura 3.15: Comparación entre medidas experimentales y resultados del modelo analítico	30
Figura 3.16: Sección tipo fibra en un modelo de plasticidad distribuida.....	32
Figura 3.17: Estructura modelada en programa Opensees.....	33
Figura 3.18: Curva pushover (FEMA P695, 2009) .....	35
Figura 3.19: Ejemplo curva IDA (FEMA P695, 2009) .....	36
Figura 3.20: Espectro elástico y espectro MCE.....	37
Figura 3.21: Curva de fragilidad (FEMA P695, 2009) .....	38
Figura 4.1: Razón demanda/capacidad para edificio de 5 pisos.....	42

## Índice de tablas y figuras

Figura 4.2: Curva monotónica viga enlace edificio de 5 pisos.....	43
Figura 4.3: Análisis pushover edificio de 5 pisos.....	44
Figura 4.4: Espectros de respuesta registros sísmicos.....	47
Figura 4.5: Escalamiento edificio 5 pisos dirección X.....	48
Figura 4.6: Escalamiento edificio 5 pisos dirección Z.....	48
Figura 4.7: Curvas IDA para edificio de 5 pisos dirección X.....	49
Figura 4.9: Curva fragilidad edificio 5 pisos.....	50
dirección X	50
Figura 4.11: Obtención $S_{MT}$ para los arquetipos.....	51
Figura 4.12: Espectro de demanda y capacidad edificio 5 dirección X.....	54
Figura 4.13: Espectro de demanda y capacidad edificio 5 dirección Z.....	55
Figura 4.14: Razón demanda/capacidad para edificio de 11 pisos.....	58
Figura 4.15: Curvas pushover edificio de 11 pisos direcciones X y Z.....	59
Figura 4.16: Curvas IDA para edificio de 11 pisos dirección X.....	61
Figura 4.17: Curvas IDA edificio de 11 pisos dirección Z.....	61
Figura 4.18: Curva de fragilidad edificio 11 pisos dir X.....	62
Figura 4.20: Espectro de demanda y capacidad edificio 11 pisos dirección X.....	63
Figura 4.21: Espectro de demanda y capacidad edificio 11 pisos dirección Z.....	64
Figura 4.22: Razón demanda/capacidad para edificio de 16 pisos.....	67
Figura 4.24: Curvas IDA para edificio de 16 pisos dirección X.....	70
Figura 4.25: Curvas IDA edificio de 16 pisos dirección Z.....	71
Figura 4.26: Curva de fragilidad edificio 16.....	71
Pisos dirección X	71
Figura 4.28: Espectro de demanda y capacidad edificio 16 pisos dirección X.....	73
Figura 4.29: Espectro de demanda y capacidad edificio 16 pisos dirección Z.....	73
Figura 4.30: Esquema procedimiento realizado.....	74
Figura 4.33: Momento columna piso 4.....	75
Figura 4.35: Momento viga piso 1.....	75
Figura 4.41: Rotación enlace piso 1.....	77
Figura 4.43: Rotación enlace piso 4.....	77
Figura 4.45: Momento columna piso 1.....	78

## Índice de tablas y figuras

Figura 4.47: Rotación enlace piso 1.....	78
Figura 4.49: Drift piso 4.....	78
Figura 4.51: Momento columna piso 1.....	79
Figura 4.53: Momento viga piso 1.....	79
Figura 4.55: Carga axial diagonal piso 1.....	79
Figura 4.57: Drift máximo dirección Z.....	80
Figura 4.58: Momento columna piso 1.....	80
Figura 4.60: Momento columna piso 9.....	80
Figura 4.62: Momento viga piso 8.....	81
Figura 4.64: Carga axial diagonal piso 1.....	81
Figura 4.68: Momento columna piso 1.....	82
Figura 4.74: Rotación plástica enlace piso 9.....	83
Figura 4.77: Momento viga piso 1.....	84
Figura 4.78: Rotación plástica enlace piso 1.....	84
Figura 4.81: Drift piso 7.....	85
Figura 4.82: Momento columna piso 1.....	85
Figura 4.84: Momento columna piso 10.....	86
Figura 4.87: Momento columna piso 1.....	87
Figura 4.88: Momento viga piso 5.....	87
Figura 4.89: Momento viga piso 1.....	87

## **CAPÍTULO 1      INTRODUCCION**

### **1.1 Motivación**

Los edificios en base a marcos arriostrados excéntricamente (EBF) han sido usados internacionalmente como sistema resistente a cargas sísmicas en edificios de acero debido a su gran capacidad de disipación de energía y su gran rigidez en el rango elástico. Un marco de acero excéntrico es un tipo de estructura en donde las diagonales no se conectan en un mismo punto, sino que dejan un espacio entre ellas conocido como enlace, el cual es la parte del sistema destinada a concentrar la deformación inelástica durante un sismo severo actuando como una especie de fusible, permitiendo que los demás elementos permanezcan en el rango elástico.

Los marcos excéntricos combinan la rigidez que poseen los marcos concéntricos y la ductilidad y capacidad de disipar energía de los marcos de momento. La incorporación de marcos excéntricos como sistema resistente a cargas laterales no ha sido probado en nuestro país hasta la fecha, por lo tanto, se hace interesante el estudio de esta clase de estructuras haciendo uso de la normativa nacional.

El factor de modificación de la respuesta  $R$  corresponde a un parámetro de diseño que refleja la capacidad que posee una estructura de disipar energía al incursionar en el rango inelástico. Para análisis sísmicos dinámicos, la norma NCh433 of 1996 calcula el factor de modificación de la respuesta  $R$  como un valor dependiente del periodo fundamental de la estructura en la dirección evaluada, con lo cual estructuras más flexibles poseerán un valor de  $R$  más alto. En su anexo B la NCh433 indica que mientras no se oficialice una versión de la norma para dimensionamiento y construcción de estructuras de acero se debe recurrir al AISC 341-10.

La norma FEMA P695 define una metodología estándar que permite evaluar el desempeño sísmico de diversas estructuras por medio de la evaluación del factor de modificación de la respuesta  $R$ , a través de la aplicación de análisis estáticos y dinámicos.

## 1.2 Hipótesis

Los edificios de acero en base a marcos arriostrados excéntricamente como sistema resistente a cargas sísmicas diseñados según la norma sísmica chilena NCh433 of 1996 y las disposiciones sísmicas del AISC 341-10 cumplen con el desempeño sísmico esperado según lo indicado en la normativa sísmica y los requisitos exigidos por la norma FEMA P695.

## 1.3 Objetivos

### Objetivo general

Evaluar el desempeño sísmico de un grupo de edificios en base a marcos excéntricos diseñados de acuerdo con la NCh433 of 1994 y las disposiciones sísmicas del AISC 341-10.

### Objetivos específicos

- Evaluar el factor R comparando valores del factor ACMR calculados versus valores mínimos (ACMRmin) de la norma FEMA.
- Verificar si la estructura cumple con el objetivo de desempeño esperado comparando el drift obtenido al usar el método del espectro de capacidad (ATC-40) con el drift admisible de cada nivel de desempeño.
- Verificar el diseño y comportamiento estructural usando un registro sintético de espectro compatible con espectro elástico.

## 1.4 Metodología de trabajo

La primera etapa de este estudio consistió en la recopilación e investigación de toda la información referente a normativas para evaluación de desempeño sísmico y selección de los arquetipos estructurales a evaluar. La segunda etapa de la metodología abarcó el diseño estructural y modelación de los arquetipos usando para ello las normativas anteriormente



mencionadas y los programas estructurales adecuados. La tercera etapa reunió la ejecución de los análisis no lineales correspondientes a los cuales fueron sometidos cada uno de los arquetipos estructurales diseñados en la etapa anterior y el análisis y procesamiento de los resultados obtenidos de dichos análisis. Finalmente haciendo uso de los resultados anteriores se procedió a la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras evaluadas.

### **1.5 Principales resultados**

Mediante los análisis no lineales realizados sobre cada uno de los arquetipos estructurales y haciendo uso de la norma FEMA P695 se comprobó que los edificios de 11 y 16 pisos no cumplieron con los requisitos mínimos exigidos por dicha norma, ya que la razón de margen de colapso obtenida resulta menor que el valor ACMR mínimo exigido.

Haciendo uso de las disposiciones del ATC-40 y aplicando el método del espectro de capacidad se verificó que todos los arquetipos estructurales cumplen con el objetivo de desempeño esperado para estructuras del tipo básicas o de uso habitacional según el comité VISION 2000.

Al verificar el diseño estructural usando un registro sintético se comprobó que todos los elementos estructurales a excepción de la viga enlace permanecen en el rango elástico-lineal y las rotaciones plásticas en el enlace no superan los 0,08 radianes, por lo cual puede decirse que la estructura cumplió con el desempeño esperado para un sismo nivel de diseño.

### **1.6 Organización de la tesis**

En el Capítulo 2 se presenta un estado del arte acerca de marcos excéntricos, definiendo los conceptos más importantes, las normativas usadas y metodología. En el Capítulo 3 se detalla los métodos y materiales utilizados en el estudio, así como también se mostrarán los arquetipos utilizados en el estudio. En el Capítulo 4 se presentan y discuten todos los resultados obtenidos de los análisis realizados para cada uno de los arquetipos estructurales. El Capítulo 5 presenta las conclusiones de acuerdo con los resultados obtenidos en el capítulo anterior, en este capítulo se comprueba si la hipótesis inicialmente definida se cumple o

simplemente no se alcanzan los resultados esperados teniendo que modificarse ciertos parámetros.



## CAPÍTULO 2 ESTADO DEL ARTE Y METODOLOGÍA

### 2.1 Introducción

En el presente capítulo se describen varios aspectos y antecedentes importantes sobre los cuales se fundamenta el trabajo. Se incluye una descripción de cada uno de los elementos estructurales que conforman un marco excéntrico y las normativas utilizadas. Además, se detalla la metodología empleada.

### 2.2 Características generales marcos excéntricos

Un marco arriostrado excéntricamente es aquel cuyas diagonales dejan un espacio entre ellas denominado enlace. Dicho elemento está destinado a concentrar las deformaciones inelásticas durante un sismo severo actuando como una especie de fusible, mientras los demás elementos estructurales permanecen en el rango elástico sin mayores daños. Existen diversas configuraciones de marcos excéntricos (EBF). La Figura 2.1 muestra algunas de las configuraciones que pueden encontrarse. En este estudio se utilizó la tipología de V invertida.

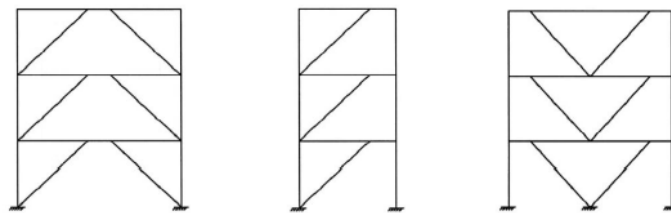


Figura 2.1: Diversas configuraciones de EBF (Oyarzún, J. 2012)

Los marcos excéntricos se caracterizan por poseer una rigidez similar a los marcos concéntricos en el rango elástico y una ductilidad similar a la de los marcos rígidos de momento, por lo tanto, puede decirse que son una combinación de ambos.

## **2.3 Elementos estructurales**

### **2.3.1 Enlace**

Es el elemento estructural donde se espera que se concentren las deformaciones inelásticas, por lo tanto, este debe ser diseñado de tal manera que sea capaz de disipar una gran cantidad de energía siguiendo las normas de diseño.

La longitud del enlace determina su comportamiento, de este modo existen tres tipos de enlaces: los enlaces más cortos se denominan enlaces de corte ya que se produce fluencia por corte en la falla; los enlaces más largos se denominan enlaces de flexión porque se produce fluencia por flexión; y los enlaces intermedios combinan ambos modos. Los enlaces de corte fueron usados en este estudio debido a su comprobada buena capacidad de disipar energía.

### **2.3.2 Columnas**

Se debe evitar que estos elementos estructurales fallen o se produzca la formación de rotulas plásticas que desencadenen un mecanismo de piso blando. El diseño de las columnas según el AISC 341-10 supone que todos los enlaces de pisos superiores fluyen al mismo tiempo, de esta manera la compresión que debe soportar la columna es igual a la suma de la fluencia por corte de todos los enlaces, resultando un diseño conservador para edificios altos.

### **2.3.3 Viga fuera del enlace**

La viga fuera del enlace debe soportar el momento y fuerza axial que se produce producto de la plastificación del enlace. Por lo general el enlace y la viga fuera del enlace corresponden al mismo miembro estructural.

### 2.3.4 Diagonal

La plastificación del enlace genera una fuerza axial en la diagonal y al igual que en el caso de la viga fuera del enlace, también es sometida a esfuerzos de flexión, por lo tanto, son diseñados como elementos viga-columna. Se considera que el porcentaje del momento total generado por la fluencia en corte del enlace actuante sobre la diagonal es de un 25% aproximadamente, esto según Oyarzun 2012 .

## 2.4 Investigaciones desarrolladas

El comportamiento de marcos de acero excéntrico ha sido estudiado durante muchas décadas. Las primeras investigaciones experimentales fueron llevadas a cabo por Tanabashi et al en Japón 1974 el cual propuso los marcos excéntricos como sistema resistente a cargas sísmicas, luego en la Universidad de Berkeley se realizaron varios experimentos cuyo objetivo era investigar el comportamiento de este tipo de estructuras usando enlaces horizontales, Roeder and Popov, (1977), Hjelmstad and Popov, (1983). Durante la década del 2000 la Universidad de Texas también desarrolló varios experimentos con enlaces horizontales de corte Galvez, (2004); Okazaki and Engelhardt, (2007), estos investigadores estudiaron el comportamiento inelástico del enlace sometido a cargas cíclicas.

Un estudio en Nueva Zelanda realizado por el NZSEE analizó el comportamiento de algunos edificios en base a marcos excéntricos para el terremoto de Christchurch el año 2011 tales como el Pacific Residential Tower y Club Tower Building. El terremoto tuvo una magnitud de momento de  $M_w=6,5$  con un epicentro a 5 km de profundidad y estuvo a 10 km del distrito comercial de la ciudad. En dicho estudio se llevó a cabo la revisión de este par de edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales corresponde a marcos EBF, y se concluyó que en términos generales no se encontraron grandes problemas o fallas estructurales de importancia por lo que se consideró que los edificios presentaron un buen desempeño. En la zona de los enlaces se esperaba una mayor deformación inelástica, lo que puede deberse a varios factores, entre ellos está la corta duración del terremoto (solo 10 segundos), sobrerresistencia de los materiales y el aporte de la losa de hormigón. Otros daños observados fueron deterioro de pintura en algunos enlaces y pequeñas deformaciones remanentes. En el mismo evento

## Capítulo 2: Estado del arte y metodología

también se estudió un edificio estacionamiento de un hospital, en donde si bien en términos generales se tuvo un buen desempeño se observaron roturas en algunos enlaces como lo muestran las Figuras 2.2 y 2.3.

En el mismo evento también se estudió un edificio estacionamiento de un hospital, en donde si bien en términos generales se tuvo un buen desempeño se observaron roturas en algunos enlaces como lo muestran las Figuras 2.2 y 2.3.



Figura 2.2: Rotura enlace (Oyarzún, 2012) Figura 2.3: Deformación inelástica enlace (Oyarzún, 2012)

Dada las múltiples investigaciones realizadas en el pasado que pretenden fomentar el diseño de marcos excéntricos junto con los buenos resultados de desempeño sísmico-estructural exhibidos por este tipo de estructuras y tomando en consideración la alta actividad sísmica presente en nuestro país, es que este estudio pretende ser un aporte a las múltiples investigaciones desarrolladas en el pasado, respaldando el diseño e implementación de este tipo de sistemas sismoresistentes. El presente trabajo representa un aporte incremental en el conocimiento del comportamiento sísmico de estructuras en base a marcos excéntricos en nuestro país, permitiendo incorporar este tipo de estructuras como una alternativa viable, fomentando la implementación de estructuras de acero habitacionales en nuestro territorio tomando en cuenta la gran cantidad de daños estructurales sufridos por muchos edificios de hormigón armado durante el terremoto del año 2010.

## 2.5 Normas de diseño usadas

### 2.5.1 Diseño de acuerdo con NCh433 of 1996 y AISC 341-10

El diseño de los arquetipos estructurales fue llevado a cabo usando la norma sísmica chilena NCh433 of 1996 junto con el decreto supremo del año 2011 y las disposiciones sísmicas del AISC 341-10 en su capítulo F3 para marcos excéntricos. La NCh433 recalca en su anexo B que mientras no se oficialice una versión de la norma chilena para dimensionamiento y construcción de estructuras de acero se debe recurrir al AISC 341-10 (Seismic provisions for structural Steel buildings). Por esta razón se trabajó en conjunto con estas dos normativas.

En este estudio las estructuras fueron diseñadas por medio de un análisis dinámico modal espectral incluyendo los efectos de la torsión accidental en cada dirección de análisis de acuerdo con lo estipulado en la NCh433. Como se mencionó anteriormente, la NCh433 calcula el factor de modificación de la respuesta  $R$  como un factor dependiente del periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis como lo muestra la Ecuación 2.1. Se establece también en la normativa que el drift límite para una estructura sometida a la demanda sísmica de diseño no debe superar el valor de 0,002.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (2.1)$$

Donde  $R^*$  es el factor de modificación de la respuesta definida en la NCh433,  $T^*$  es el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis,  $T_0$  es un parámetro dependiente del tipo de suelo de fundación y  $R_0$  es un parámetro que depende del tipo de estructura estudiada.

### 2.5.2 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga fueron obtenidas de la NCh317. Como cargas laterales solo fueron empleadas cargas sísmicas y se utilizó el método de diseño LRFD. De esta forma se tienen las siguientes combinaciones de carga:

- 1) 1,4D
- 2) 1,2D+1,6L+0,5(L<sub>r</sub> o S o R)

## Capítulo 2: Estado del arte y metodología

- 3)  $1,2D+1,6(L_r \text{ o } S \text{ o } R)+L$
- 4)  $1,2D+1,6(L_r \text{ o } S \text{ o } R)+0,8W$
- 5)  $1,2D+1,6W+0,5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)+L$
- 6)  $1,2D+1,4E+L+0,2S$
- 7)  $0,9D+1,6W$
- 8)  $0,9D+1,4E$

Donde D es la carga permanente, E es la carga sísmica, W es la carga de viento, L es la carga de uso,  $L_r$  es la carga de uso de techo, R es la carga de lluvia y S es la carga de nieve.

### 2.5.3 Verificación losa colaborante

La verificación de la losa o placa colaborante se hizo por medio del manual Instadeck de Cintac. Para ello se verificó la deflexión máxima de la placa durante la etapa de construcción considerando las cargas de montaje, se verificó también la flexión máxima de la placa y se comparó esta con la flexión máxima admisible. Una vez verificada la placa individualmente, se procedió a analizar el sistema en conjunto, es decir placa de acero más losa de hormigón, de esta manera se verifica la flexión máxima para momento positivo y negativo del sistema compuesto, para momento positivo la placa de acero cumple la función de acero en tensión y para momento negativo la armadura de retracción permanece trabajando en tensión luego los valores obtenidos son comparados con el valor máximo admisible, a su vez para el mismo sistema compuestos son verificados los desplazamientos máximos y el corte generado y son comparados con los valores máximos admisibles correspondientes obtenidos de la especificaciones del ACI. La Figura 2.4 muestra una sección transversal típica de una losa colaborante.



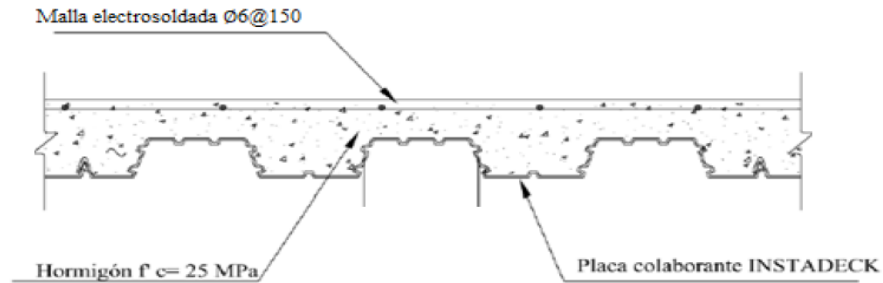


Figura 2.4: Sección transversal de la losa colaborante (Fuentealba,2017)

#### 2.5.4 Disposiciones sísmicas del AISC 341-10 para cada uno de los elementos estructurales

Estas disposiciones sísmicas se encargan de estimar la resistencia requerida para columnas, diagonales y vigas fuera del enlace producto de la plastificación del enlace en los extremos de este. Para la obtención de esta resistencia requerida la resistencia nominal por corte del enlace  $V_p$  se multiplica por factores de ajuste  $R_y$  y 1,25 de acuerdo con la Ecuación 2.2

$$V_{nf} = 1,25 R_y V_p \quad (2.2)$$

$$V_p = 0,6 F_y A_w \quad \text{si } P_u/P_y < 0,15 \quad (2.3)$$

$$V_p = 0,6 F_y A_w \left(1 - \frac{P_u}{P_y}\right) \quad \text{si } P_u/P_y > 0,15 \quad (2.4)$$

Donde  $R_y$  es la razón del esfuerzo de fluencia esperado al esfuerzo de fluencia mínimo esperado y 1,25 es un factor que considera la fluencia y el endurecimiento por deformación del enlace. Por otro lado, esta resistencia al corte ajustado puede ser reducida por 0,88 para el diseño de vigas fuera del enlace y columnas para edificios de 3 o más pisos.

#### 2.5.5 Verificación de los elementos estructurales

La Figura 2.5 muestra un diagrama típico de las fuerzas generadas en el enlace de un marco excéntrico, en donde cada una de las sollicitaciones son obtenidas simplemente por equilibrio de fuerzas.

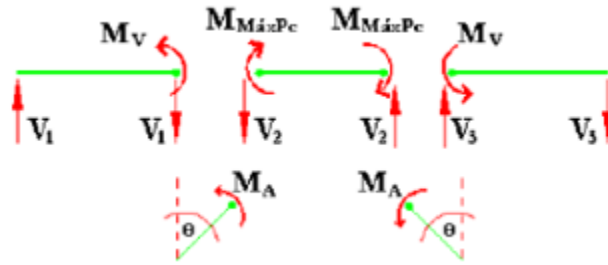


Figura 2.5: Diagrama de fuerzas del enlace (Fuentealba,2017)

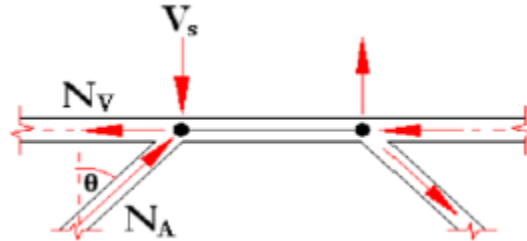


Figura 2.6: Demanda sobre vigas y diagonales (Fuentealba,2017)

Las Ecuaciones 2.5 a 2.12 detallan los cálculos necesarios para determinar las sollicitaciones sobre cada uno de los elementos estructurales.

$$M_{\max pc} = \frac{Vp * e}{2} \quad (2.5)$$

$$V_1 = V_3 = \frac{Mv}{\frac{(L-e)}{2}} \quad (2.6)$$

$$V_2 = \frac{2Mp_{\max}}{e} \quad (2.7)$$

$$V_s = V_1 + V_2 \quad (2.8)$$

$$N_a = \frac{V_s}{\cos \theta} \quad (2.9)$$

$$N_v = N_a \sin \theta \quad (2.10)$$

$$M_v = 0,75 M_{\max pc} \quad (2.11)$$

$$M_a = 0,25 M_{\max pc} \quad (2.12)$$

Por su parte, las columnas deben resistir las sollicitaciones de carga de compresión correspondientes a la suma de los cortes máximos probables asumiendo que todos los enlaces

Capítulo 2: Estado del arte y metodología

fluyen simultáneamente. De esta manera se sustituye la acción sísmica por esta sumatoria. La Ecuación 2.13 muestra esta solicitación de acuerdo con lo estipulado en AISC 341-10.

$$P = \sum 1,1 * R_y * V_n \quad (2.13)$$

Donde P es la solicitación de sobre la columna

Además, según las disposiciones del AISC 341 los perfiles para la viga enlace deben cumplir con las relaciones ancho espesor para miembros de alta ductilidad al igual que los perfiles de las columnas, mientras que los perfiles para las diagonales deben cumplir con las relaciones ancho espesor para miembros de ductilidad moderada.

### 2.5.6 Longitud del enlace y rotación plástica

Esta longitud se define como la distancia entre los puntos de intersección de la línea media de las diagonales con la línea media de la viga. Según lo descrito por el AISC-341 existen tres tipos de enlaces clasificados según su longitud. Las siguientes ecuaciones muestran los límites para cada uno de estos enlaces.

$$\text{Si } e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \quad ; \text{ enlace de corte} \quad (2.14)$$

$$\text{Si } e > \frac{2,6M_p}{V_p} \quad ; \text{ enlace de momento} \quad (2.15)$$

$$\text{Si } \frac{1,6M_p}{V_p} < e < \frac{2,6M_p}{V_p} \quad ; \text{ enlace intermedio} \quad (2.16)$$

Donde  $M_p$  es el momento plástico y  $V_p$  ya fue definido anteriormente.

Por otra parte, el ángulo de rotación del enlace es el ángulo que se forma entre el enlace y la viga fuera del enlace, de esta manera se asegura un buen comportamiento cuando la deformación inelástica de demanda no supera la deformación inelástica máxima de dicho enlace. El AISC 341-10 define para cada uno de estos enlaces la rotación plástica máxima que cierto enlace puede alcanzar. En el caso de los enlaces de corte esta rotación corresponde a 0,08 radianes como valor máximo y 0,02 radianes para enlaces de momento.

### 2.5.7 Rigidizadores para secciones de enlace

El AISC 341-10 establece que se debe proveer rigidizadores de alma completa en los extremos del enlace. Dichos rigidizadores deben tener un ancho mayor a  $(b_f - 2t_w)$  y un espesor no menor al máximo entre  $0,75t_w$  y 10 mm

Se debe incorporar rigidizadores intermedios en enlaces de corte y deben estar espaciados a una distancia no mayor de  $(30t_w - d/5)$  para un ángulo de rotación mayor a 0,08 radianes y  $(52t_w - d/5)$  para un ángulo menor a 0,02 radianes, en cambio para enlaces de momento o flexión los rigidizadores deben estar espaciados a una distancia de  $1,5b_f$ . En el caso de enlaces intermedios se deben cumplir ambos requerimientos.

### 2.6 Descripción de la metodología utilizada

Como se mencionó en el Capítulo 1 en este estudio se utilizó la metodología proveniente de la normativa FEMA P695 para la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras, así como también las disposiciones del documento ATC-40 para la obtención del punto de desempeño de los arquetipos. La metodología de la norma FEMA P695 tiene por objetivo la evaluación del desempeño sísmico de una determinada estructura por medio de la aplicación de análisis no lineales y la cuantificación de parámetros de desempeño sísmico. De esta manera y como resultado, la metodología permite cuantificar un factor de seguridad frente al colapso (CMR).

La metodología incluida en la norma FEMA P695 requiere de la utilización de registros sísmicos y modelos no lineales que permitan representar de manera adecuada el comportamiento sísmico real de una estructura. De esta manera el modelo analítico debe ser calibrado por medio de resultados experimentales. La Figura 2.7 muestra las etapas de esta metodología. A continuación, se detallan las etapas de dicha metodología.

### **2.6.1 Desarrollo conceptual del sistema**

En esta etapa consiste en el desarrollo conceptual del sistema resistente de cargas sísmicas incluyendo el tipo de materiales de construcción, configuración del sistema, mecanismos de disipación inelástica y el rango de aplicación.

### **2.6.2 Información requerida del sistema**

Esta etapa consiste en obtener información detallada respecto a los requerimientos de diseño y resultados experimentales de materiales, componentes y sistema. Los requerimientos de diseño incluyen todo el conjunto de reglas usadas para detallar los componentes estructurales del sistema, y los resultados experimentales incluyen información de las propiedades de los materiales, comportamiento fuerza-deformación y respuesta no lineal.



### **2.6.3 Desarrollo de arquetipos**

Consiste en el desarrollo de una serie de modelos estructurales para evaluar el colapso. De esta manera cada arquetipo es diseñado con un determinado valor del factor R el cual posteriormente puede ser aprobado o rechazado.

### **2.6.4 Desarrollo de los modelos no lineales**

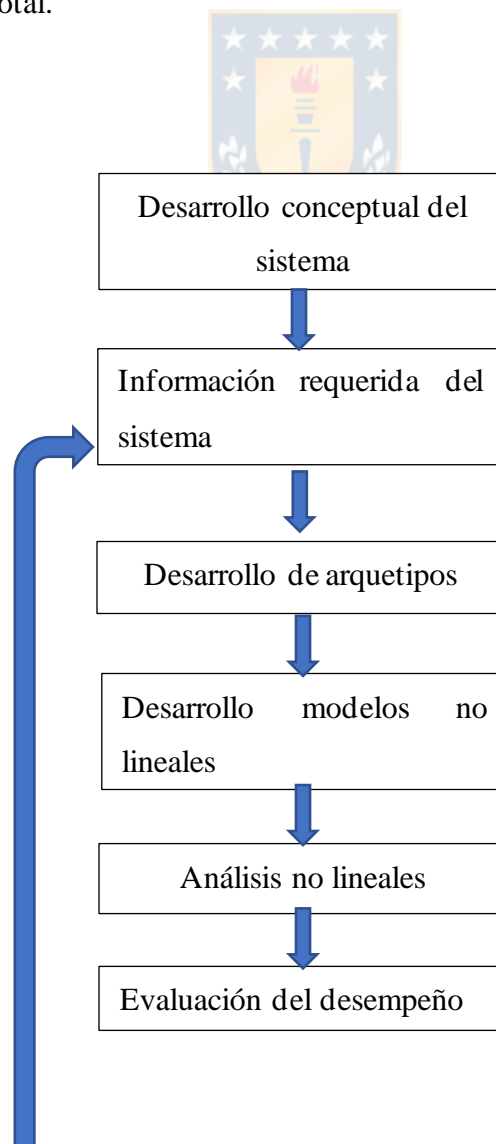
Consiste en desarrollar los modelos numéricos no lineales para cada uno de los arquetipos estructurales desarrollados en la etapa anterior. Cada uno de estos modelos debe ser calibrado por medio de ensayos experimentales certificados de tal modo de representar de manera adecuada el comportamiento real del sistema sismorresistente y obtener resultados más precisos.

### **2.6.5 Análisis no lineales**

Esta etapa consiste en ejecutar los análisis no lineales estático (Pushover) y dinámico (IDA) para cada uno de los modelos estructurales anteriormente definidos. En el análisis estático Pushover se definen la sobrerresistencia ( $\Omega$ ) y ductilidad ( $\mu$ ) del sistema en estudio según las Ecuaciones 2.17 y 2.18, mientras que el análisis dinámico consiste en la aplicación de una serie de registros sísmicos escalados a diferentes niveles de intensidad conocido como análisis dinámico incremental, obteniéndose como resultado la razón de margen de colapso CMR.

### 2.6.6 Evaluación del desempeño

Se evalúa probabilísticamente el desempeño de los arquetipos, y se determina la incertidumbre total del sistema y la razón de margen de colapso ajustada de acuerdo con la Ecuación 2.19, la cual se compara con los valores mínimos dados por la normativa de acuerdo con la incertidumbre total.



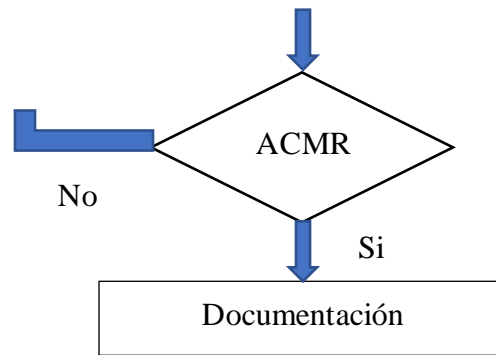


Figura 2.7: Etapas de la metodología

### 2.6.7 Documentación

Se registra la información obtenida para luego ser evaluada



### 2.6.8 Metodología ATC-40

Esta metodología tiene por objetivo obtener el punto de desempeño de la estructura para diferentes niveles de demanda sísmica. Para ello se debe obtener el espectro de capacidad de la estructura y graficarlo junto con el espectro de demanda respectivo. De este modo, se debe realizar un cambio de coordenadas y dejar todo en función de las coordenadas espectrales  $S_d$  vs  $S_a$ . Las siguientes ecuaciones muestran como calcular el espectro de capacidad.

$$PF_1 = \frac{\sum m_i * \varphi_{i1}}{\sum m_i * \varphi_{i1}^2} \quad (2.17)$$

$$\alpha_1 = \frac{(\sum m_i * \varphi_{i1})^2}{\sum m_i * \sum m_i * \varphi_{i1}^2} \quad (2.18)$$

Donde  $m_i$  es la masa en el nivel  $i$  y  $\varphi_{i1}$  es la amplitud del modo 1 en el nivel  $i$

Entonces  $S_a$  and  $S_d$  se calculan a partir de las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{V}{(W * \alpha 1)} \quad (2.19)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{(PF1 * \varphi_{roof1})} \quad (2.20)$$

Donde V es el corte basal obtenido del análisis pushover, W es el peso total del edificio,  $\Delta_{roof}$  es el desplazamiento del techo y  $\varphi_{roof1}$  es la amplitud del modo 1 al nivel del techo.

Por otro lado, para obtener el espectro de demandas debe calcular  $S_d$  de acuerdo con la Ecuación 2.24:

$$S_d = \frac{T^2 * S_a}{4 * \pi^2} \quad (2.21)$$

Donde T es el periodo de la estructura y  $S_a$  es la pseudo aceleración espectral.

Una vez que todos los espectros fueron obtenidos, se lleva a cabo la representación bilineal del espectro de capacidad basado en un método gráfico que consiste en igualar áreas entre la representación bilineal y el espectro de capacidad original.

Habiendo obtenido la representación bilineal por medio del método gráfico, se obtiene el espectro de demanda inelástico dividiendo el espectro elástico original por un factor de ductilidad  $R_\mu$ . Existen diversas investigaciones y propuestas de como cuantificar este factor de ductilidad. En este estudio se utilizó la propuesta realizada por Newmark y Hall 1982, que relaciona la ductilidad  $\mu$  y el periodo fundamental de la estructura T para obtener el factor de ductilidad  $R_\mu$ . Las siguientes ecuaciones muestran la manera de obtener este factor:

$$R_\mu = 1.0 \quad , T \geq 0.03 \text{ segundos} \quad (2.22)$$

$$R_\mu = \sqrt{(2\mu - 1)} \quad , 0.12 < T < 0.5 \text{ segundos} \quad (2.23)$$

$$R_\mu = \mu \quad , T > 0.5 \text{ segundos} \quad (2.24)$$

En consecuencia,  $S_{ai}$  y  $S_{di}$  se obtienen como:

$$S_{ai} = \frac{S_a}{R_\mu} \quad (2.25)$$



$$S_{di} = \frac{\mu * T^2 * S_a}{4\pi^2} \quad (2.26)$$

Donde  $S_{ai}$  y  $S_{di}$  son la pseudo aceleración y pseudo desplazamiento espectral inelástico respectivamente.

El proceso para obtener el punto de desempeño es iterativo. Se inicia con un valor de ductilidad  $\mu$  de prueba y con ello se obtiene un determinado valor de  $R_\mu$ . De esta manera se obtiene un primer punto de desempeño ( $S_{di}, S_{ai}$ ). El proceso termina cuando la ductilidad propuesta se iguala a la ductilidad real que se obtiene al intersecar los gráficos.

Con el objetivo de evaluar el desempeño de los arquetipos a través de este método, el comité SEAOC Vision 2000 1995 propuso cuatro niveles de desempeño sísmico de acuerdo con el nivel ocupacional de la estructura. Ya que la estructura en este estudio corresponde a una del tipo habitacional, el comité Vision la clasifica como una estructura básica cuyos objetivos de desempeño son detallados en la Tabla 2.1. Además, este comité considera cuatro niveles de demanda sísmica detallados en la Tabla 2.2. Estos niveles fueron propuestos por Guendelman 2002.

Tabla 2.1: Niveles de desempeño y drifts

Movimiento Sísmico	Operacional	Inmediatamente Operacional	Seguridad de vida	Prevención del colapso
	<0.002	<0.005	<0.015	<0.025
Frecuente	1	0	0	0
Ocasional		1	0	0
Raro			1	0
Muy raro				1

0. Desempeño inaceptable

1. Desempeño aceptable para una estructura básica

Tabla 2.2: Niveles demanda sísmica

Frecuente	$S_{a1} = \frac{f_{min} * S_{ae}}{R}$
Ocasional	$S_{a2} = 1.4 S_{a1}$
Raro	$S_{a3} = S_{ae}$
Muy raro	$S_{a4} = 1.2 S_{ae}$

## 2.7 Conclusión

En este capítulo se presentaron las características generales de los marcos excéntricos y los conceptos más importantes que conforman el diseño de estos. Además, se describieron superficialmente las etapas que conforman la metodología de la norma FEMA P695 y con más detalle la metodología del ATC-40



## **CAPÍTULO 3      DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA**

### **3.1    Introducción**

El presente capítulo aborda la metodología explicada en el capítulo anterior aplicada a un set de arquetipos estructurales. Se explica en detalle cada uno de los pasos a seguir para llevar a cabo la evaluación de los arquetipos y los modelos no lineales usados para la representación de estos y su posterior análisis.

### **3.2    Desarrollo conceptual del sistema**

La NCh433 of 1996 estipula dentro de sus objetivos de desempeño que las estructuras resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada, así mismo procura que se limiten los daños en elementos no estructurales para esta misma intensidad de sismos. Por otra parte, la norma establece que, aunque las estructuras presenten daños se evite el colapso de estas durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

Sin embargo, la norma chilena presenta algunas limitaciones, ya que en el anexo B de dicha norma se establece que mientras no se oficialice una versión de la norma chilena para dimensionamiento y construcción de estructuras de acero se debe recurrir al AISC 341-10, por lo tanto, en este estudio se utilizaron ambas normativas en conjunto para el diseño de los arquetipos estructurales.

### 3.3 Información requerida del sistema

#### 3.3.1 Materiales

Para la modelación de los arquetipos se utilizó acero estructural A36 para cada uno de los elementos estructurales (Columnas, vigas y diagonales) y hormigón H30 para la losa.

#### 3.3.2 Cargas

Las cargas fueron obtenidas según las disposiciones de la NCh 1537 of 2009 “Diseño estructural Cargas permanentes y cargas de uso”, las cargas permanentes no incluyen el peso propio de la estructura y el techo de la estructura es de uso peatonal.

- Carga permanente: Esta carga incluye el peso propio de la estructura propiamente tal y demás elementos no estructurales que la conforman.
- Sobrecarga de uso: Corresponde a la carga viva gravitacional y variable en el tiempo.
- Carga sísmica: Se refiere a las cargas laterales producidas por el movimiento del suelo. La demanda sísmica se determinó usando el método dinámico modal espectral para una estructura habitacional emplazada en suelo D y zona sísmica 3.

La Ecuación 3.1 muestra como la NCh433 calcula la carga sísmica en términos de la aceleración espectral  $S_a$

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{\left(\frac{R^*}{I}\right)} \quad (3.1)$$

Donde

$S$  = Parámetro que depende del tipo de suelo, para suelo D es igual a 1,2

$A_0$  = Aceleración efectiva, 0,4g para zona 3

$\alpha$  = Factor de amplificación

$I$  = Factor de importancia, para edificios habitacionales de categoría C2 corresponde un factor de importancia igual a 1.0

$R^*$  = Factor de modificación de la respuesta determinado de acuerdo con Ecuación 2.1

Capítulo 3: Desarrollo de la metodología

La Figura 3.1 muestra el espectro de diseño utilizado en el análisis modal espectral según la NCh433 of 1996 para suelo D y zona sísmica 3

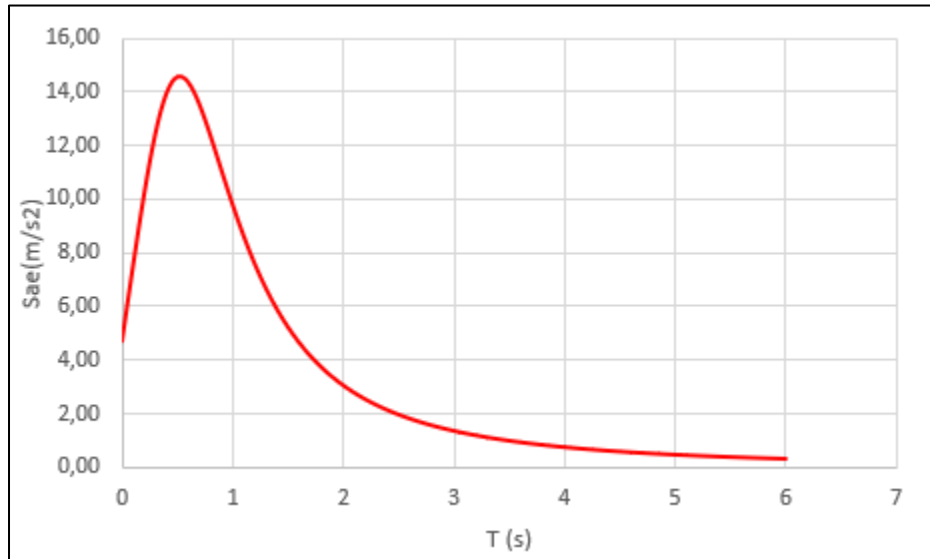


Figura 3.1: Espectro elástico de pseudoaceleraciones

Por otra parte, el coeficiente sísmico máximo y mínimo se definen en las Ecuaciones 3.2 y 3.3.

$$C_{\max} = \frac{0,35SA_0}{g} \quad (3.2)$$

$$C_{\min} = \frac{SA_0}{6} \quad (3.3)$$

### 3.3.3 Criterios de diseño

Como se recalcó las estructuras fueron diseñadas haciendo uso de la NCh433 of 1996 a fin de obtener la demanda sísmica por medio de un análisis modal espectral. Dada las limitaciones de la normativa ya comentadas, se recurrió a la norma AISC 341-10 para verificar los elementos estructurales que conforman el marco excéntrico por medio de las ecuaciones mostradas en el Capítulo 2.

### Capítulo 3: Desarrollo de la metodología

La estimación de la capacidad de cada uno de los elementos estructurales es realizada por medio de las especificaciones del AISC 360-10 usando los capítulos correspondientes como es en la práctica habitual.

A pesar de no utilizar la normativa ASCE7, respecto a esta norma se debe mencionar que en la tabla 12.2-1 se definen el factor de modificación de la respuesta, el factor de sobrerresistencia y el factor de amplificación del desplazamiento para marcos excéntricos con conexiones simples tomando valores de 7,2 y 4 respectivamente. Se mencionan estos valores a modo de referencia.

Otra norma por mencionar es la NCh2369 para edificaciones industriales, que si bien no fue utilizada en este estudio es importante describir algunas disposiciones para marcos arriostrados que esta contiene, como por ejemplo el límite de esbeltez debe ser menor  $1,5\pi\sqrt{E/F_y}$ , además el esfuerzo sísmico en las diagonales comprimidas debe ser menor que el 80% de la capacidad resistente de la diagonal. La NCh2369 es una norma mas exigente que la NCh433 y tiene por objetivo la protección de la vida.

#### 3.3.4 Ensayos experimentales

El modelo analítico utilizado fue calibrado usando datos de una serie de ensayos experimentales llevados a cabo por Hjelmstad y Popov (1983) y posteriormente otros ensayos ejecutados por Okazaki (2004) los cuales realizaron varios ensayos cíclicos con enlaces de corte horizontales. Los especímenes fueron aislados de tal manera que un extremo del enlace se restringió completamente mientras el otro extremo podía desplazarse verticalmente sin rotar permitiendo así poder registrar los desplazamientos y fuerzas de corte generadas al aplicarse la carga. Las Figuras 3.2 y 3.3 muestran un espécimen ensayado y la maquina donde se ensayaban los enlaces respectivamente.

La calidad de estos ensayos experimentales radica en la precisión con la que fueron ensayados cada uno de los especímenes y la calidad a su vez de la calibración del modelo analítico respecto a la información obtenida de los ensayos.

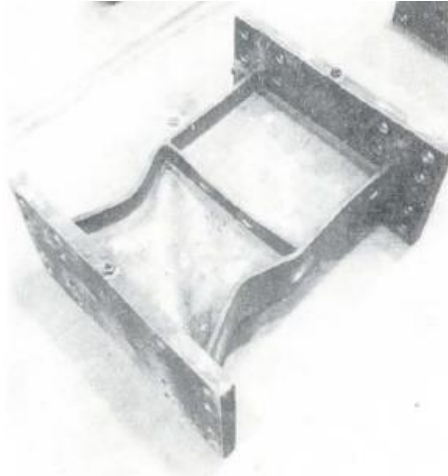


Figura 3.2: Enlace ensayado

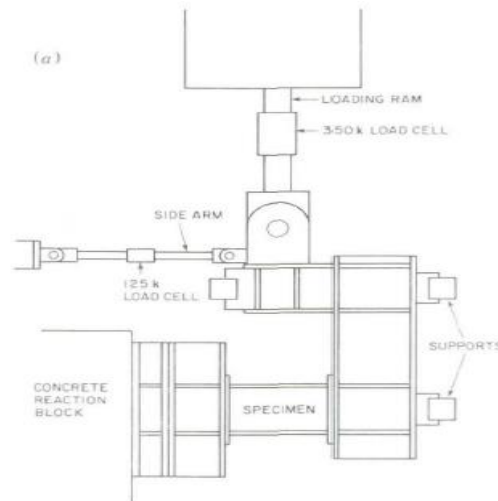


Figura 3.3: Maquina de ensayos

### 3.4 Desarrollo de arquetipos estructurales

Los arquetipos corresponden a tres edificios de acero cuyo sistema resistente a cargas laterales es en base a marcos arriostrados excéntricamente. La planta y elevaciones de estos edificios fue obtenida de un documento del Instituto Chileno del acero ICHA llamado “Edificio de acero de altura media una solución eficiente” y corresponde a un edificio destinado a propósitos habitacionales, por lo tanto, se trata de una estructura debidamente certificada arquitectónicamente. La altura inicial de la estructura es de 12,5 metros con 5 pisos de igual altura, entonces a modo de poder aplicar la metodología de una manera más detallada y precisa se decidió crear dos arquetipos más a ser ensayados de 11 y 16 pisos. De esta manera se tienen tres arquetipos estructurales de 5, 11 y 16 pisos de igual planta y número de marcos excéntricos en cada dirección. La Figura 3.4 muestra la planta de los edificios.

La planta es rectangular de dimensiones 24,4 x 13 metros y posee 10 marcos excéntricos en la dirección más larga y 16 marcos excéntricos en la dirección corta compuestos por enlaces de corte cada uno de ellos.



Figura 3.4: Planta arquetipos estructurales

Los enlaces de corte poseen una longitud de 1 metro en la dirección larga y 90 centímetros en la dirección corta, además la viga fuera del enlace y el enlace son el mismo perfil. Las siguientes figuras muestran cada una de las elevaciones principales de los edificios.

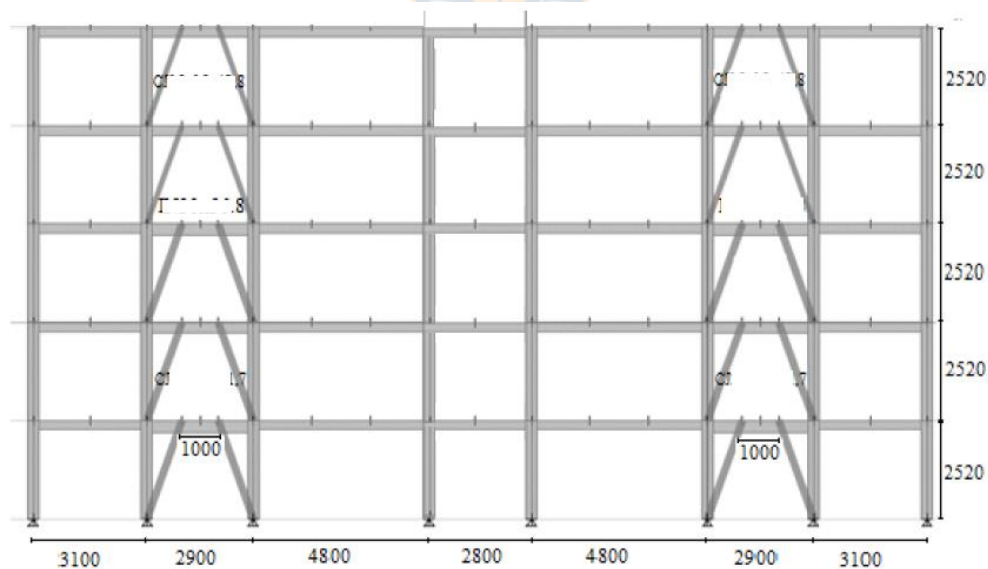


Figura 3.5: Elevación A y G



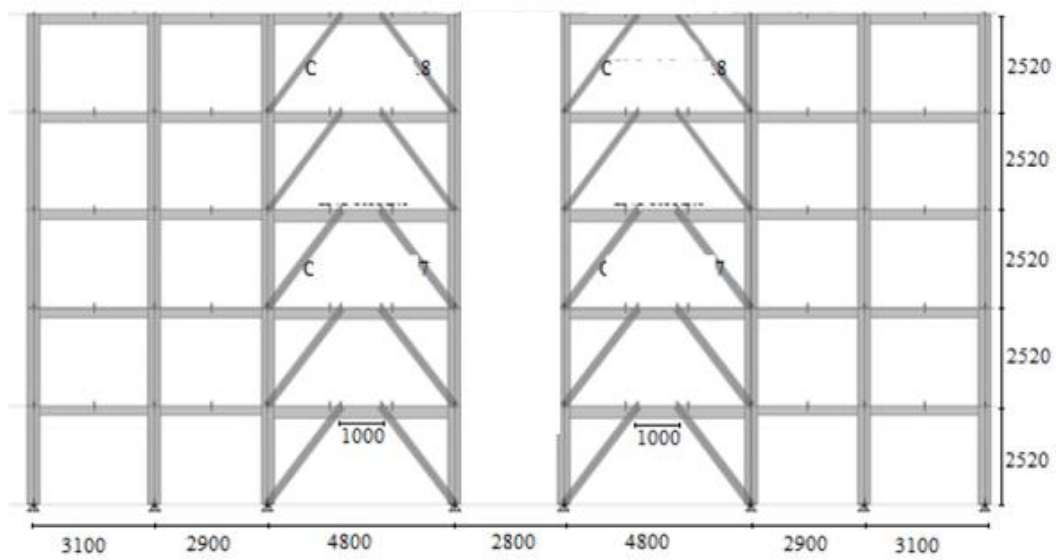


Figura 3.6: Elevación B y F

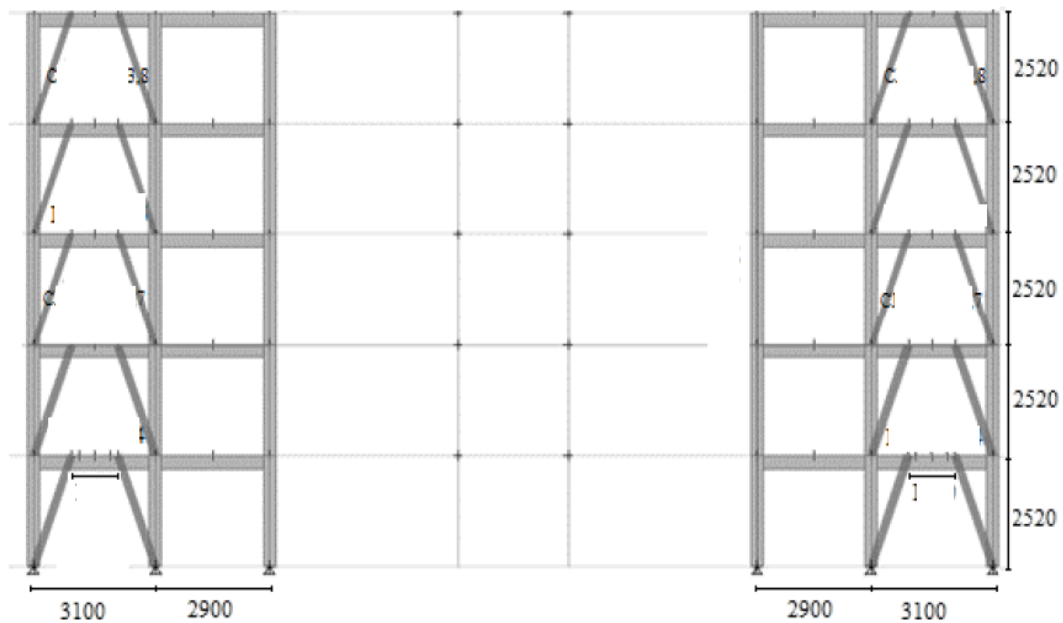


Figura 3.7: Elevación D

Las figuras siguientes muestran las elevaciones en la dirección más corta del edificio, existiendo dos tipos de elevaciones.

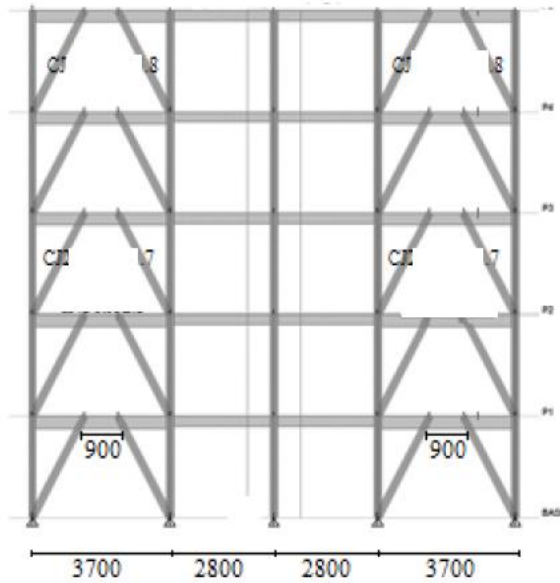


Figura 3.8: Elevación 1,2,3,6,7 y 8

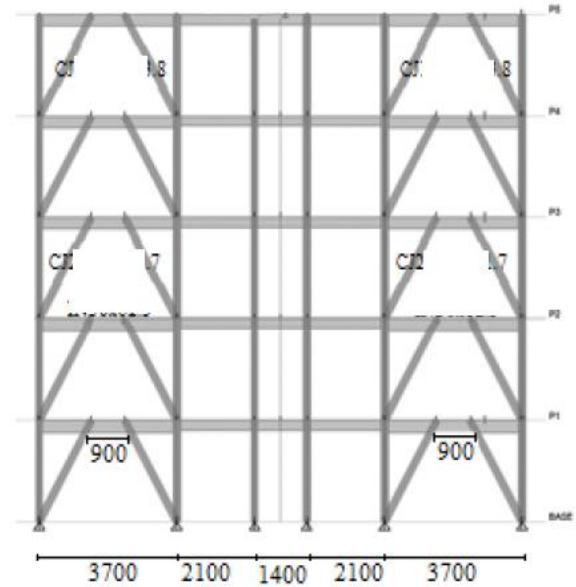


Figura 3.9: Elevación 4 y 5

Finalmente, Las Figuras 3.10, 3.11 y 3.12 muestran imágenes tridimensionales de los edificios de 5,11 y 16 pisos respectivamente.

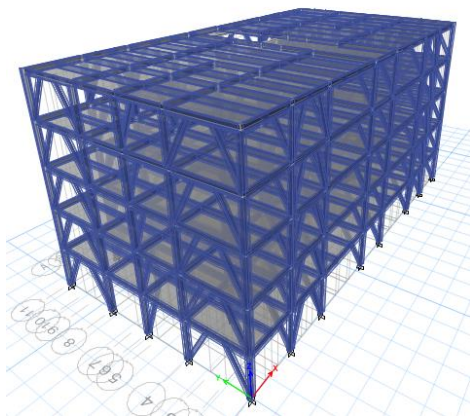


Figura 3.10: Edificio de 5 pisos

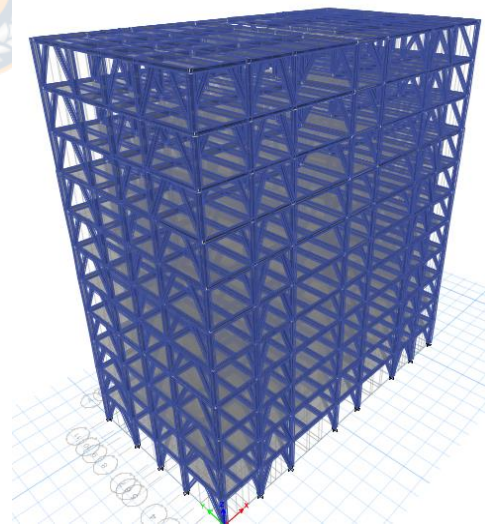


Figura 3.11: Edificio de 11 pisos

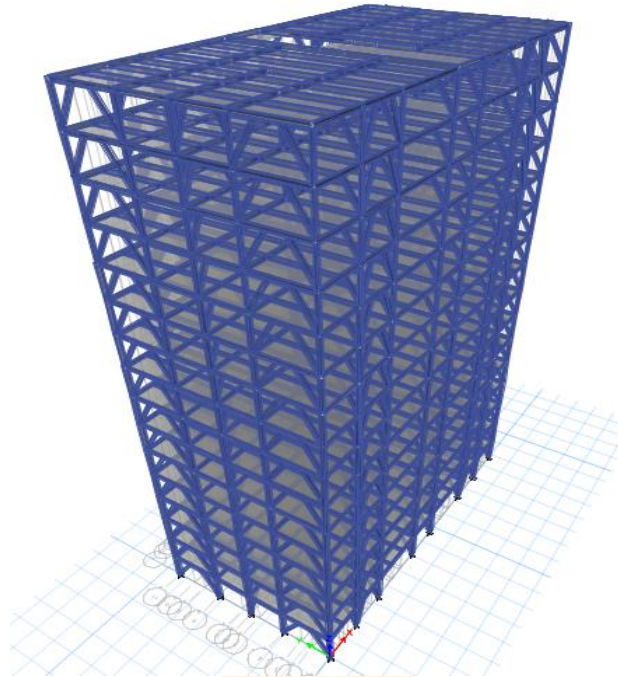


Figura 3.12: Edificio de 16 pisos

### 3.5 Desarrollo de los modelos no lineales

Una vez escogidos y diseñados los arquetipos estructurales se procedió a desarrollar e implementar los modelos no lineales que permiten representar de manera adecuada el comportamiento sismorresistente de la estructura en su conjunto.

La viga enlace es el elemento clave en cuanto a la modelación no lineal. Durante un sismo severo de gran magnitud se espera que el enlace concentre las deformaciones inelásticas disipando gran cantidad de energía y permitiendo que los demás elementos permanezcan actuando en el rango elástico sin presentar mayores daños estructurales. De este modo, es de real importancia modelar de manera adecuada este elemento.

Ramadan y Ghobarah (1995) al igual que Ricles y Popov (1987) desarrollaron un modelo el cual consiste en una viga elástica con una serie de tres resortes rotacionales y tres resortes traslacionales de longitud cero conectados a través de un nodo externo y otro interno ubicados en los extremos de esta viga, mostrados en la Figura 3.13. Las rotulas traslacionales

Capítulo 3: Desarrollo de la metodología

representan el comportamiento en corte del elemento y los resortes rotacionales el comportamiento en flexión de dicho elemento. No se consideran deformaciones axiales en el modelo.

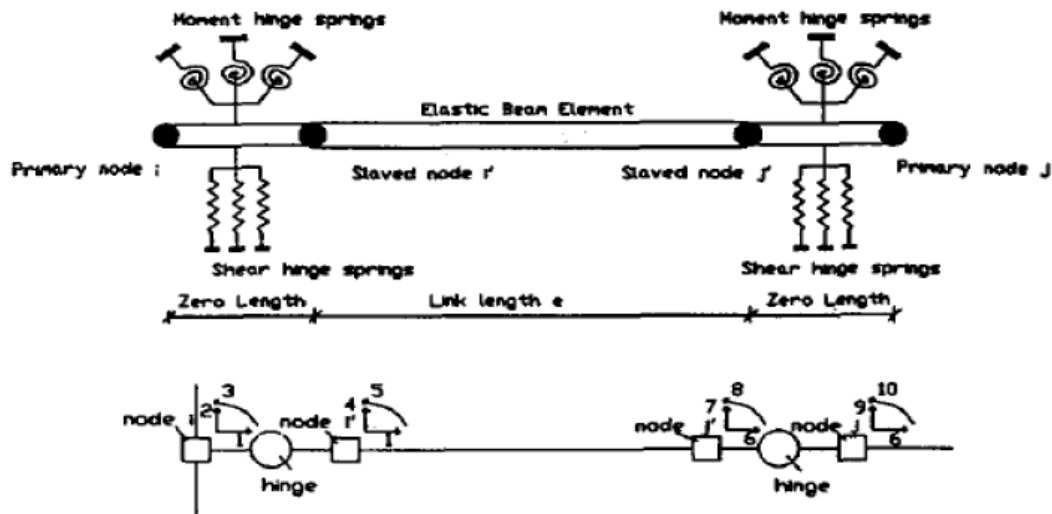


Figura 3.13: Modelo de enlace de Ramadan y Ghojarah (1995)

Ramadan y Ghojarah (1995) desarrollaron un modelo multilínea para los enlaces de corte y momento los cuales fueron calibrados haciendo uso de los ensayos experimentales mencionados en el punto 3.3.4 de este estudio, mostrando una muy buena correlación entre ambos. Las siguientes figuras muestran las curvas multilínea calibradas por los autores y una curva de histéresis que compara el modelo con uno de los ensayos realizados.

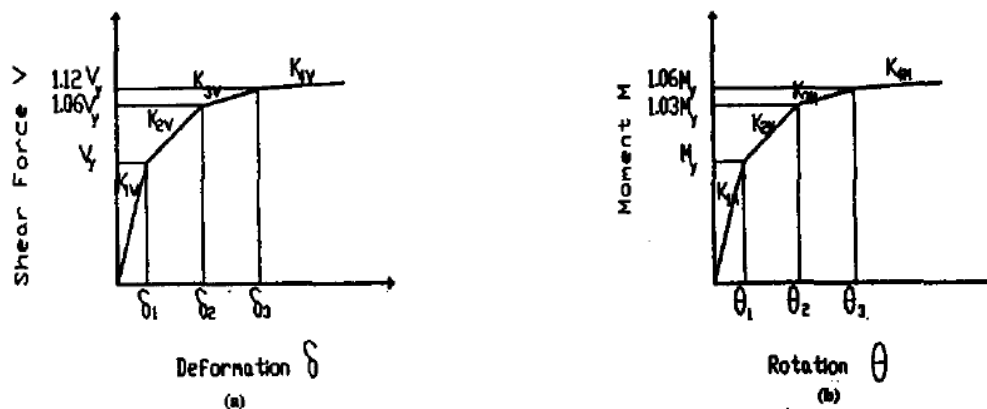


Figura 3.14: Curvas monotónicas multilíneas del enlace

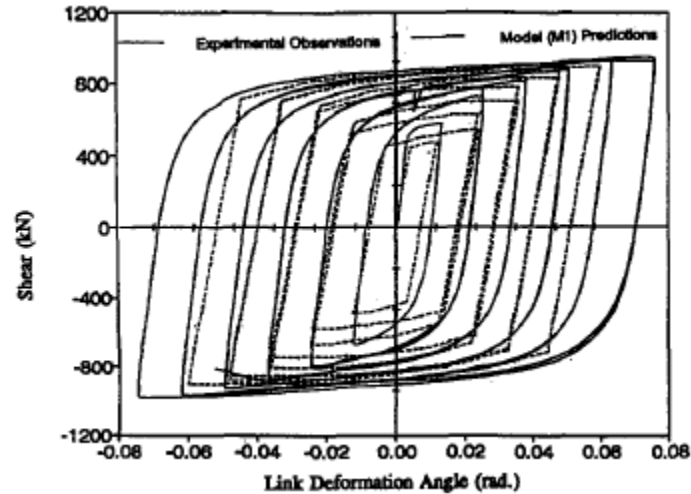


Figura 3.15: Comparación entre medidas experimentales y resultados del modelo analítico

Ajustar los diferentes parámetros numéricos del modelo del enlace requirió varios ensayos. Las siguientes ecuaciones muestran los resultados de estas calibraciones para enlaces de corte:

$$V_y = 0,9V_p = 0,9(0,6F_y A_w) \quad (3.4)$$

$$V_{y1} = V_y \quad (3.5)$$

$$V_{y2} = 1,06V_y \quad (3.6)$$

$$V_{y3} = 1,12V_y \quad (3.7)$$

Donde  $V_{yi}$  es la fuerza de corte en cada uno de los tramos de la curva calibrada y  $V_p$  es la capacidad plástica de corte del enlace.

Por otro lado los valores de  $K_{2v}$ ,  $K_{3v}$  y  $K_{4v}$  para corte están dados por las siguientes ecuaciones:

$$K_{1v} = \frac{GA_w}{e} \quad (3.8)$$

$$K_{2v} = 0,03K_{1v} \quad (3.9)$$

$$K_{3v} = 0,015K_{1v} \quad (3.10)$$

$$K_{4v} = 0,002K_{1v} \quad (3.11)$$

Donde  $G$  es el módulo de corte,  $A_w$  es el área del alma del perfil,  $e$  es la longitud del enlace y  $K_{iv}$  es la rigidez en cada tramo de la curva calibrada mostrada en la Figura 3.14.

### Capítulo 3: Desarrollo de la metodología

Los demás elementos estructurales que conforman el sistema estructural, es decir, columnas, vigas fuera del enlace y diagonales fueron diseñados para permanecer en el rango elástico lineal sin sufrir mayores daños durante un sismo severo. Sin embargo, y de acuerdo con la investigación realizada por Rozon, Koboevic y Tremblay (2008), quienes modelaron estas estructuras como elementos no lineales capaces de plastificarse ante cierto grado de demanda, también se procedió de la misma manera y se consideró la posibilidad de que estos elementos también sufran plastificación

#### 3.5.1 Modelación en Opensees

Para la modelación y aplicación de análisis no lineales se hizo uso del programa Opensees, el cual es un programa de código abierto desarrollado para la simulación de la respuesta sísmica de sistemas estructurales y sistemas geotécnicos. Este fue creado por PEER para la investigación en ingeniería sísmica.

En este trabajo de investigación, se analizaron en Opensees las estructuras tridimensionalmente en desmedro de un análisis en dos dimensiones como es la practica más habitual en este tipo de trabajos, principalmente debido al uso de una estructura más compleja de simular en 2D.

Como se mencionó, la viga enlace corresponde al elemento clave en la modelación no lineal, ya que se espera que sea el lugar donde se concentren las deformaciones plásticas durante la acción sísmica; haciendo uso del modelo analítico de Ramadan y Ghobarah (1995) se implementó en Opensees este modelo. De esta manera la viga elástica fue modelada usando el elemento *Elastic BeamColumn* y los resortes traslacionales de corte fueron modelados en sus extremos usando elementos *Zero-length*. Para implementar las curvas calibradas de la Figura 3.14 se le asignó un material no lineal a cada uno de los resortes con el comando *Uniaxialmaterial Pinching4*, el cual permite ingresar cada uno de los valores de la curva V vs deformación de manera sencilla y además permite controlar la reducción de la resistencia y la rigidez cíclica.

### Capítulo 3: Desarrollo de la metodología

Los demás elementos estructurales fueron modelados con el comando *force BeamColumn*, el cual permite la plastificación de estos en un modelo de plasticidad distribuida y considera la interacción entre esfuerzo axial y momento. Asimismo, la no linealidad geométrica es incorporada directamente por esta clase de elementos, los cuales incluyen el efecto P-Delta a través de la incorporación de la matriz geométrica en el análisis. Para definir completamente este tipo de elementos, se requiere incorporar una sección, para ello estas secciones son modeladas en Opensees como secciones del tipo fibra a través del comando *section Fiber*. Este proceso consiste en subdividir cada uno de los elementos que conforman el perfil de acero en diferentes fibras rectangulares a las cuales se les asigna un material no lineal, en este caso fue añadido el material *Uniaxialmaterial Steel02* de Opensees. Las siguientes figuras muestran una sección tipo fibra añadida a un elemento de plasticidad distribuida

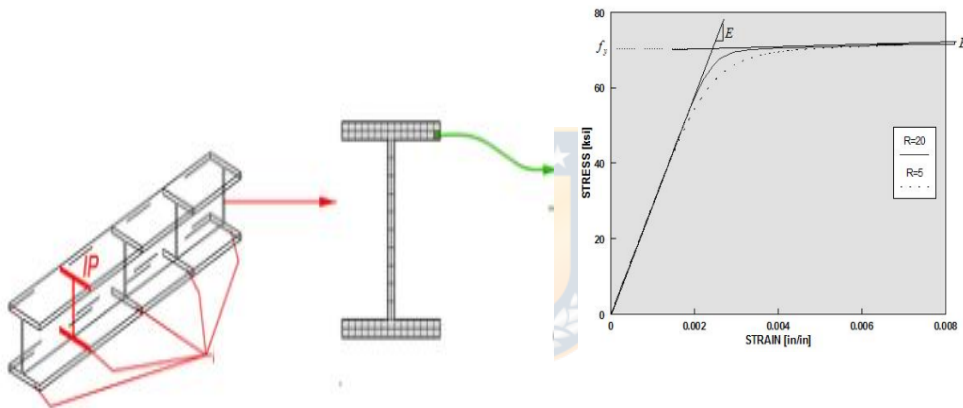


Figura 3.16: Sección tipo fibra en un modelo de plasticidad distribuida

Al tratarse del análisis de modelos tridimensionales, se añadió la rigidez rotacional de los elementos estructurales por medio del comando *section Aggregator* de Opensees. De la misma manera se definió el diafragma rígido de la estructura por medio del comando *Rigid Diaphragm*, permitiendo así que todos los nodos de un mismo nivel se muevan en conjunto.

En cuanto a las conexiones de la estructura, estas fueron diseñadas como conexiones de corte para evitar el traspaso de momento al sistema resistente de cargas sísmicas, de esta manera, y para simplificar la modelación, es que se modeló la estructura sin las vigas de piso gravitacionales para evaluar específicamente solo los marcos EBF. La Figura 3.17 muestra la estructura de 5 pisos modelada en Opensees.

Por último, las condiciones de borde en los apoyos fueron definidas con el comando *Fix*, en este caso se consideraron apoyos totalmente restringidos en sus seis grados de libertad.

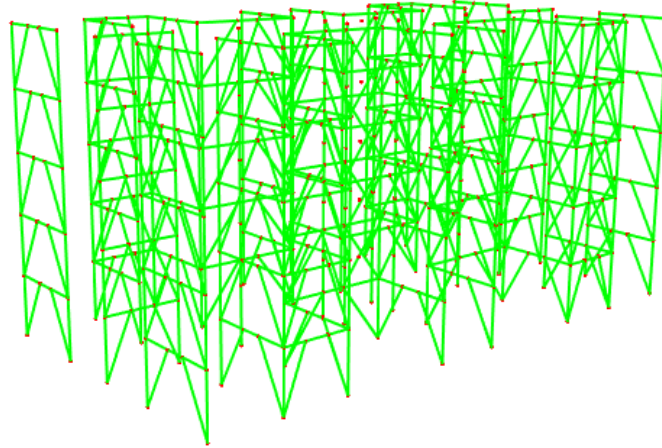


Figura 3.17: Estructura modelada en programa Opensees

### 3.6 Análisis no lineales

Para llevar a cabo el proceso de evaluación del desempeño, la normativa FEMA P695 considera la realización de dos tipos de análisis estático (pushover) y dinámico (análisis dinámico incremental). El análisis pushover tiene por objetivo determinar los parámetros de desempeño sísmico tales como el factor de sobrerresistencia  $\Omega$  y la ductilidad  $\mu$  del sistema analizado y los análisis dinámicos no lineales permiten determinar la razón de margen de colapso CMR a partir de la obtención de la intensidad media de colapso  $S_{ct}$ .

#### 3.6.1 Análisis estático no lineal (pushover)

El análisis pushover consiste en someter a una estructura a una serie de cargas estáticas dispuestas en toda la altura del edificio con el objetivo de representar el primer modo vibracional de la estructura en cuestión. De este modo la estructura es cargada lateralmente hasta alcanzar su desplazamiento último conocido como colapso. Una vez realizado el análisis se registran el corte basal de la estructura  $V$  junto con el desplazamiento del techo  $\delta_{techo}$  para después graficar la curva pushover o curva de capacidad. La normativa FEMA



### Capítulo 3: Desarrollo de la metodología

P695 considera el colapso de la estructura al punto donde el corte basal se reduce en un 20%, es decir  $0,8V_{max}$ .

De este modo y luego de obtenidos el corte basal máximo  $V_{max}$  y el desplazamiento último  $\delta_u$  asociado al colapso de la estructura, se procedió a cuantificar los factores de desempeño sísmico. El factor de sobrerresistencia  $\Omega$  está dado por la razón entre el corte máximo y el corte de diseño obtenido según la NCh433. La Ecuación 3.12 muestra la obtención de este factor:

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_{diseño}} \quad (3.12)$$

Luego se obtuvo la ductilidad del sistema  $\mu$  la cual se define como la razón entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia de la estructura. La Ecuación 3.13 muestra la obtención de este factor.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (3.13)$$

Para la obtención del desplazamiento de fluencia se utilizó el mismo método gráfico usado en la metodología del ATC-40, el cual consiste en obtener una aproximación bilineal de la curva de capacidad igualando las áreas de estas dos.

Debido a que se realizaron análisis en tres dimensiones, la norma FEMA P695 considera que los análisis Pushover deben realizarse en las dos dimensiones principales y los factores de desempeño anteriormente definidos son obtenidos como un promedio de los factores de ambas direcciones.

El programa Opensees fue usado para ejecutar el análisis pushover de las tres estructuras, en este las cargas estáticas son aplicadas en el centro de masa de la estructura en forma de cargas puntuales en cada uno de los pisos de la estructura. La Figura 3.18 muestra una típica curva pushover.

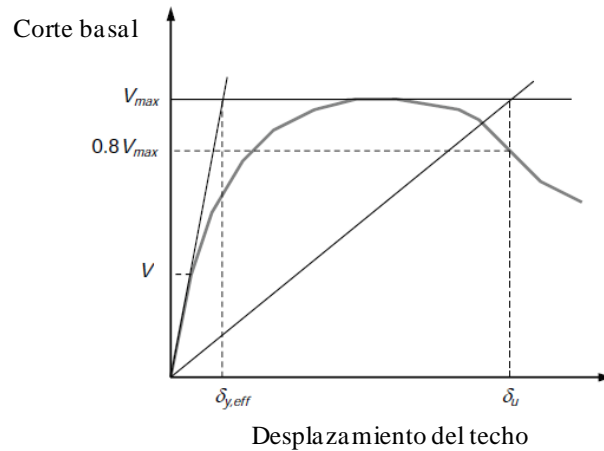


Figura 3.18: Curva pushover (FEMA P695, 2009)

### 3.6.2 Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico no lineal tiene por objeto cuantificar la intensidad media de colapso  $S_{ct}$  y posteriormente la razón margen de colapso CMR. La normativa introduce el concepto análisis dinámico incremental IDA desarrollada por primera vez por Vamvatsikos y Cornell 2002, el cual consiste en someter a una estructura a un set de registros sísmicos los cuales se van escalando progresivamente a distintos niveles de intensidad, y de esta manera se va registrando la respuesta o daño producido en la estructura para cada intensidad escalada. La Figura 3.19 muestra un ejemplo de una típica curva IDA.

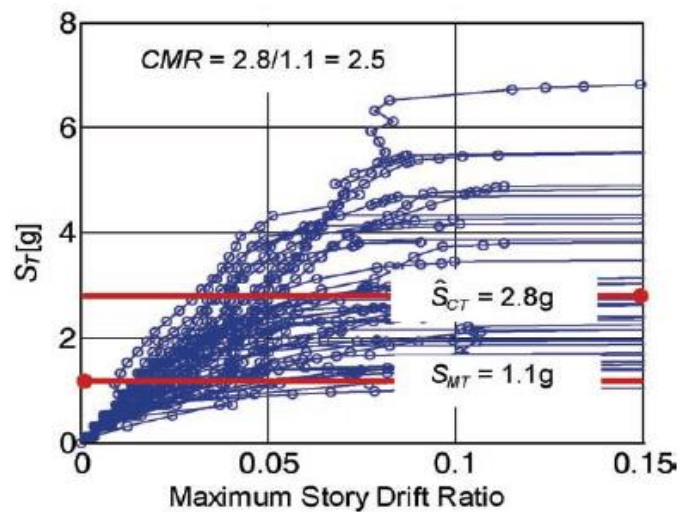


Figura 3.19: Ejemplo curva IDA (FEMA P695, 2009)

La Figura 3.19 muestra la intensidad media de colapso  $S_{ct}$  que se define como la intensidad a la cual la mitad de los registros sísmicos provoca el colapso de la estructura y la intensidad asociada al máximo sismo considerado  $S_{MT}$ . En este estudio el espectro elástico asociado al MCE se obtuvo de multiplicar el espectro elástico de diseño de la NCh433 para zona 3 y suelo D por 1,2. De esta manera y utilizando la Ecuación 3.14 se obtiene CMR.

$$CMR = \frac{S_{ct}}{S_{mt}} \quad (3.14)$$

La Figura 3.20 muestra el espectro elástico y el espectro asociado al máximo sismo considerado MCE para la obtención del  $S_{MT}$ .

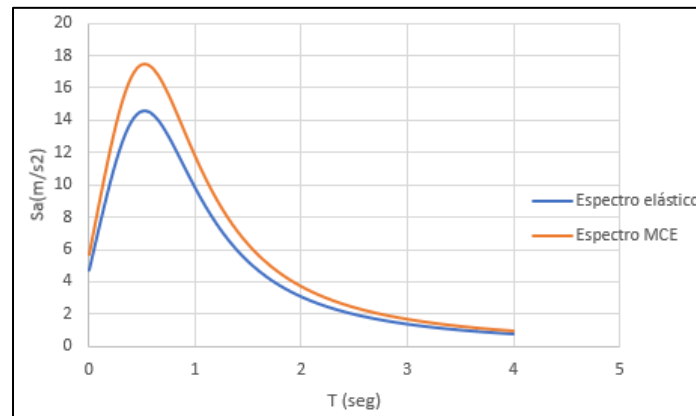


Figura 3.20: Espectro elástico y espectro MCE

La norma FEMA P695 considera que para reducir la variabilidad entre los registros sísmicos usados en el análisis IDA, se deben normalizar estos en torno a su PGV promedio que corresponde al valor de la máxima velocidad de los registros. Las siguientes ecuaciones muestran los factores de normalización según FEMA:

$$FN_i = \text{Promedio}(PGV_i)/PGV_i \quad (3.15)$$

$$RN_i = FN_i * RSN_i \quad (3.16)$$

Capítulo 3: Desarrollo de la metodología

Donde  $FN_i$  es el factor de normalización,  $RN_i$  es el registro normalizado y  $RSN_i$  es el registro sin normalizar.

Usando la información de colapso de las curvas IDA, se definen a continuación las curvas de fragilidad que representan la probabilidad de exceder un determinado estado de daño. Estas curvas relacionan la intensidad y la probabilidad de colapso por medio de una función de distribución lognormal acumulada que es ajustada al conjunto de datos obtenidos del análisis dinámico incremental. De esta manera la intensidad media de colapso buscada corresponde a una probabilidad de colapso de un 50%. La Figura 3.21 muestra una curva de fragilidad con los datos de colapso respectivos

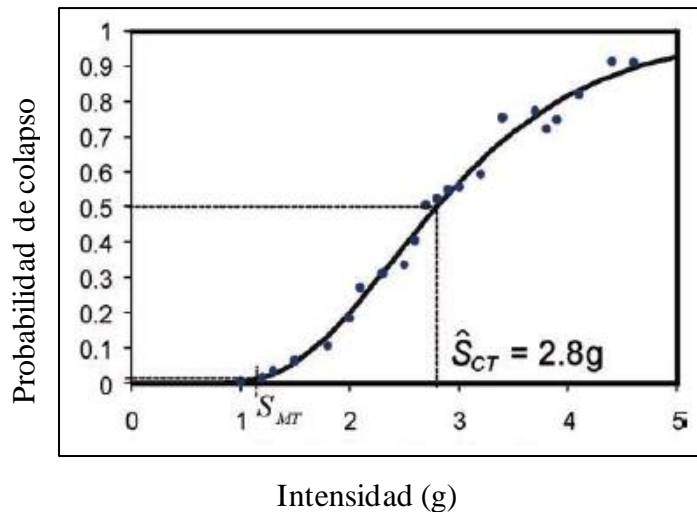


Figura 3.21: Curva de fragilidad (FEMA P695, 2009)

### 3.7 Evaluación del desempeño

La evaluación del desempeño utiliza los resultados obtenidos de los análisis no lineales para verificar si cada uno de los arquetipos estructurales cumple con los requisitos mínimos de desempeños exigidos por la normativa FEMA P695.

Una vez obtenido el factor CMR, este debe ser ajustado por un factor de forma espectral SSF obteniéndose así una razón de margen de colapso ajustada ACMR. Debido a que este factor de forma espectral ha sido calibrado de acuerdo con las disposiciones de la norma

### Capítulo 3: Desarrollo de la metodología

norteamericana ASCE/SEI 7-05, se hace complicado extrapolar estos datos al caso de nuestro país, por lo tanto, en este estudio se usa un valor para el factor de forma espectral igual a 1. Por otro lado, en el punto 6.4.5 de la norma FEMA P695 se menciona que muchos estudios han demostrado que la intensidad media de colapso de estructuras analizadas tridimensionalmente es alrededor de un 20% menor que la intensidad media de colapso para estructuras analizadas bidimensionalmente. De este modo, la normativa propone multiplicar la intensidad media de colapso obtenida por 1,2. La Ecuación 3.17 define la obtención del factor ACMR:

$$ACMR = F_{3D} * CMR * SSF \quad (3.17)$$

Donde CMR es el factor de margen de colapso  $F_{3D}$  es el factor de tridimensionalidad y SSF es el factor de forma espectral.

En este trabajo el valor adoptado para el factor de forma espectral SSF corresponde a 1 conservadoramente, ya que los registros utilizados son diferentes a los estudiados en FEMA P695.

Con el fin de incluir las diferentes fuentes de incertidumbres en la evaluación del desempeño de las estructuras, la normativa cuantifica la incertidumbre por medio del factor de incertidumbre total  $\beta_{tot}$ . La Ecuación 3.18 muestra cómo obtener dicho factor:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (3.18)$$

Donde:

$\beta_{TOT}$ =Incertidumbre total del sistema (0.275-0.95)

$\beta_{RTR}$ = Incertidumbre registro a registro (0.2-0.4)

$\beta_{DR}$ = Incertidumbre respecto a los requerimientos de diseño (0.1-0.5)

$\beta_{RTR}$ = Incertidumbre respecto a los datos experimentales (0.1-0.5)

$\beta_{MDL}$ = Incertidumbre en la modelación (0.1-0.5)

La incertidumbre registro a registro corresponde a la variabilidad de la respuesta de una estructura ante diferentes registros sísmicos. En la norma FEMA se define esta incertidumbre como:

Capítulo 3: Desarrollo de la metodología

$$\beta_{RTR} = 0,1 + 0,1\mu \in [0,1;0,4] \quad (3.19)$$

Para estructuras con  $\mu > 3$  este valor es igual a 0,4

La incertidumbre respecto a los requerimientos de diseño depende de que tanto se abarquen las probabilidades y modos de falla que se puedan presentar. La incertidumbre respecto a los datos experimentales depende de cuanto el comportamiento del sistema ha sido probado en ensayos. Finalmente, la incertidumbre en la modelación depende de que tan bien es cubierto el espacio de diseño a partir de los arquetipos.

Luego de obtenidos  $ACMR$  y  $\beta_{TOT}$  se procede a la evaluación usando para ello la tabla 7-3 de la norma FEMA P695, en donde se establece que el valor promedio de los  $ACMR$  debe ser mayor o igual al  $ACMR$  asociado a una probabilidad de colapso de un 10% y el valor del  $ACMR$  de cada arquetipo individual debe ser mayor o igual al  $ACMR$  asociado a una probabilidad de colapso de un 20%.

De este modo, si se cumplen estos requisitos las estructuras poseen un desempeño sísmico apropiado, y en caso contrario, la alternativa válida sería modificar el factor de modificación de la respuesta  $R$  en la etapa de diseño y rediseñar la estructura.

### 3.8 Conclusión

En este capítulo se hizo una revisión acabada de la metodología incorporada en la normativa FEMA P695 y su aplicación dentro del estudio realizado. Se describieron los arquetipos estructurales a utilizar y se definieron los tipos de análisis no lineales a aplicarse, así como también los criterios que utiliza la norma para evaluar el desempeño sísmico de una estructura en particular.

## CAPÍTULO 4 DISEÑO, ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS ARQUETIPOS

### 4.1 Introducción

En el presente capítulo se presentan los resultados de los análisis aplicados sobre cada uno de los arquetipos aplicando la metodología presente en la normativa FEMA P695 y ATC-40. Se presenta además una verificación usando un registro sísmico sintético para un nivel de diseño elástico.

### 4.2 Diseño y evaluación del arquetipo de 5 pisos

#### 4.2.1 Cargas de diseño y combinaciones de carga

Las cargas permanentes y sobrecargas de uso aplicadas sobre la estructura de 5 pisos se indican en la Tabla 4.1

Tabla 4.1: Cargas permanentes y sobrecarga

Carga permanente (Pisos)	1,5 kN/m <sup>2</sup>
Carga permanente (Techo)	0,7 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecarga uso (Pisos y techo)	2 kN/m <sup>2</sup>

La carga sísmica se aplica acorde al método modal espectral de la NCh433 según lo detallado en el punto 3.3.2 y las combinaciones de carga respecto al punto 2.5.2.

La Tabla 4.2 muestra en detalle la obtención de la carga muerta

Tabla 4.2: Distribución de la carga muerta

Relleno de piso	0,34 kN/m <sup>2</sup>
Cielo falso	0,29 kN/m <sup>2</sup>
Tabiquería	0,59 kN/m <sup>2</sup>
Terminación de pisos	0,25 kN/m <sup>2</sup>

### 4.2.2 Materiales

Como se mencionó en el Capítulo 3, en este trabajo se ocupó un acero estructural A36 para todos los elementos y un hormigón H30 para la losa. La Tabla 4.3 muestra las características de estos materiales. Para la placa colaborante se utilizó un acero A37-24H según CINTAC.

Tabla 4.3: Propiedades de los materiales

<b>Acero estructural</b>	<b><math>F_y</math> (MPa)</b>	<b><math>F_u</math> (MPa)</b>
A36	248	400
<b>Hormigón</b>	<b><math>f'_c</math> (MPa)</b>	<b>E (MPa)</b>
H30	25	23500
<b>Acero placa</b>	<b><math>F_y</math> (MPa)</b>	<b><math>F_u</math> (MPa)</b>
A37-24H	240	370

La estructura fue diseñada para cargas gravitacionales, sísmica y además verificada de acuerdo con las disposiciones del AISC 341-10, las cuales consideran la demanda producto de la plastificación del enlace detalladas en el punto 2.5.4. La Tabla 4.4 resume los perfiles utilizados en cada una de las elevaciones del edificio. Los perfiles son del tipo I soldados, como es habitual en la práctica nacional.

Tabla 4.4: Resumen de perfiles edificio de 5 pisos

Arquetipo	Elevación	Piso	Perfil	Elemento
Edificio 5 pisos	A y G	1-5	IN30X83,1	Viga
	B y F; 1-8	1-5	IN30x90,7	Viga
	D	1-5	IN30X102,4	Viga
	Todas	1-2	IN30X141,3	Columna
	Todas	3-4	IN30X81	Columna
	Todas	5	IN30X56,8	Columna
	Todas	1-4	IN20X77,9	Diagonal
	Todas	5	IN20X54,8	Diagonal



### 4.2.2 Resultados del análisis

Los resultados del análisis modal y sísmico de la estructura se resumen en la Tabla 4.5.

Tabla 5.1: Resultados análisis modal y sísmico edificio de 5 pisos

Edificio de 5 pisos	Dirección larga	Dirección corta
Periodos (seg)	0,258	0,223
R*	3,56	3,29
Corte basal (kN)	1958	1958
Peso sísmico =11869,61 kN		

### 4.2.3 Verificación drift entre pisos

La Tabla 4.6 muestra el drift máximo obtenido del análisis sísmico en cada una de las direcciones principales analizadas. Estos valores se comparan con el drift máximo admisible de la NCh433 of 1996 de 0,002.

Tabla 4.6: Verificación drifts edificio de 5 pisos

Dirección	Piso	Drift	Drift limite	Verificación
Larga	1	0,000348	0,002	OK
	2	0,000441	0,002	OK
	3	0,000423	0,002	OK
	4	0,000337	0,002	OK
	5	0,00024	0,002	OK
Corta	1	0,000244	0,002	OK
	2	0,000311	0,002	OK
	3	0,000314	0,002	OK

	4	0,000283	0,002	OK
	5	0,000234	0,002	OK

#### 4.2.4 Verificación de la capacidad

A continuación, en la Figura 4.1 se muestra un diagrama de colores con la razón demanda/capacidad de los diferentes elementos estructurales resultantes del diseño, las que fueron obtenidas haciendo uso del programa de diseño estructural ETABS. Es importante mencionar que en este diagrama no se incluyen las solicitaciones producto de la plastificación del enlace debido a esto es que dichas solicitaciones fueron verificadas manualmente.

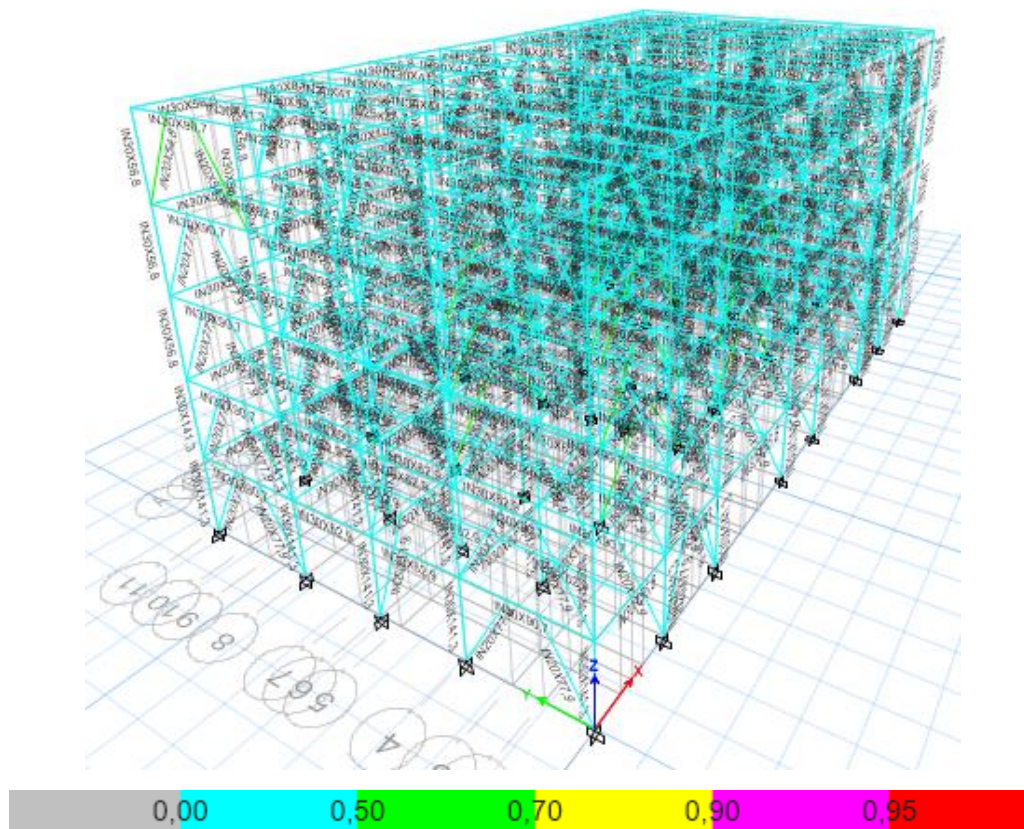


Figura 4.1: Razón demanda/capacidad para edificio de 5 pisos

Se encontró que los elementos más solicitados fueron las diagonales interiores del primer piso en la dirección larga con una razón igual a 0,560, mientras que el resto de la estructura posee razones menores a 0,5.

#### 4.2.5 Análisis estático no lineal pushover

Una vez diseñada y verificada la estructura de acuerdo con las normativas respectivas, se procedió a realizar los análisis no lineales en el programa Opensees comenzando por el análisis estático pushover. Para ello se implementó el modelo analítico explicado en el Capítulo 3 en Opensees, La Figura 4.2 muestra la curva monotónica asignada para una viga enlace de acuerdo con el modelo multilineal de Ramadan y Ghobarah. Además, se le asignó una rama descendente representando la reducción de la resistencia.

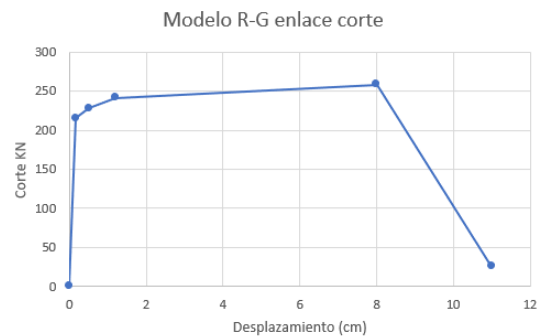


Figura 4.2: Curva monotónica viga enlace edificio de 5 pisos

La Figura 4.3 muestra las curvas del análisis pushover en cada una de las direcciones analizadas:

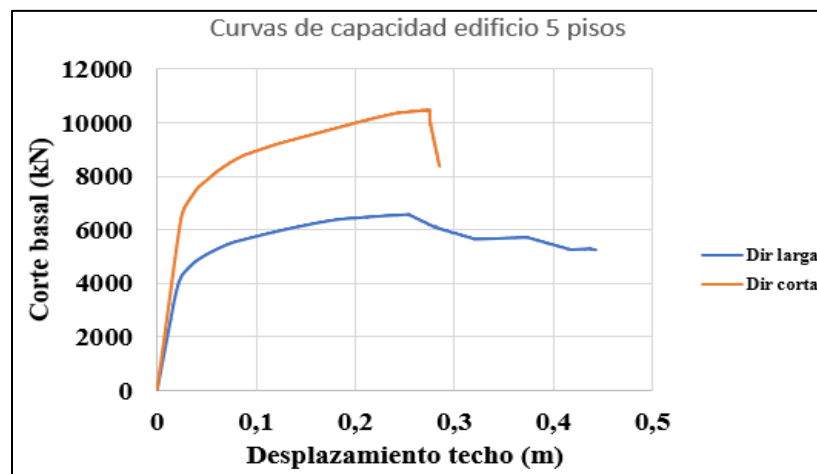


Figura 4.3: Análisis pushover edificio de 5 pisos

Capítulo 4: Diseño, análisis y evaluación del desempeño de los arquetipos

En la Tabla 4.7 se resumen los resultados obtenidos de las curvas pushover de la Figura 4.3 y en la Tabla 4.8 se muestran los parámetros de desempeño sísmico obtenidos del análisis

Tabla 4.7: Resultados análisis pushover edificio de 5 pisos

Pushover dirección larga	Pushover dirección corta
$\delta u = 0,4427$ m	$\delta u = 0,285$ m
$\delta y = 0,0428$ m	$\delta y = 0,0413$ m
$V_{\max} = 6567,3$ kN	$V_{\max} = 10451,2$ kN
$V_{\text{diseño}} = 2741,2$ kN	$V_{\text{diseño}} = 2741,2$ kN

Tabla 4.8: Parámetros de desempeño sísmico edificio de 5 pisos

Parámetros de desempeño sísmico	Dirección larga	Dirección corta	Promedio
$\Omega = V_{\max}/V_{\text{diseño}}$	2,39	3,81	3,1
$\mu = \delta u/\delta y$	10,32	6,90	8,61
$R^*(NCh433)$	3,56	3,29	

El desplazamiento de fluencia  $\delta_y$  se obtuvo al aplicar la representación bilineal la cual se muestra más adelante. En el caso del corte basal de diseño controló el corte basal máximo establecido en la NCh433.

La Tabla 4.3 muestra que en la dirección corta la capacidad de carga es considerablemente mayor que en la dirección larga a pesar de que ambas direcciones poseen periodos similares y por lo tanto fueron diseñados usando factores R parecidos. Esto se explica debido a que en la dirección corta se tienen mayor cantidad de ejes resistentes (16 ejes) en comparación con la cantidad de ejes resistentes en la dirección larga (10 ejes).

#### 4.2.6 Análisis dinámico no lineal (IDA)

Ya realizado el análisis pushover se procedió a realizar el análisis dinámico incremental descrito en Capítulo 3 de este estudio. Para ello se seleccionaron 20 registros sísmicos de cinco eventos sísmicos diferentes ocurridos en Chile entre los años 2001 y 2014. Los registros sísmicos y sus características son mostradas en la Tabla 4.9

Tabla 4.9: Set de registros sísmicos utilizados

Terremoto	Estación	PGA (G)	PGV (cm/s)	M <sub>w</sub>	Distancia epicentral (km)	FN	
<b>Maule 2010</b>	Almendral L	0,22	27,8549	8,8		1,305	
	Almendral T	0,27	21,595	8,8		1,683	
	Concepción L	0,41	63,718	8,8		0,57	
	Concepción T	0,29	55,77	8,8		0,651	
	Constitución L	0,56	45,828	8,8		0,793	
	Constitución T	0,65	69,781	8,8		0,521	
	Papudo L	0,3	18,457	8,8		1,969	
	Papudo T	0,42	27,434	8,8		1,325	
	Peñalolén E-W	0,29	20,093	8,8		1,809	
	Peñalolén N-S	0,3	24,87	8,8		1,461	
	Viña del mar E-W	0,34	33,55	8,8		1,083	
	Viña del mar N-S	0,22	20,901	8,8		1,739	
	<b>Sur de Perú 2001</b>	Arica L	0,34	29,45	8,4		1,234
		Arica T	0,3	20,817	8,4		1,746
<b>Tarapacá 2005</b>	Iquique L	0,22	17,684	7,9		2,055	
	Iquique T	0,2	15,147	7,9		2,4	
<b>Tocopilla 2007</b>	Mejillones E-W	0,4	31,326	7,7		1,160	
	Mejillones N-S	0,42	41,37	7,7		0,878	
<b>Iquique 2014</b>	Pozo almonte N-S	0,51	71,119	8,4		0,511	
	Pozo almonte E-W	0,61	70,368	8,4		0,516	

#### Capítulo 4: Diseño, análisis y evaluación del desempeño de los arquetipos

Los registros utilizados fueron registrados en suelo tipo D, el cual es el suelo en donde están emplazadas las estructuras y se utilizaron las dos componentes horizontales en cada estación. Se escogió este tipo de suelo, ya que durante el terremoto del Maule en 2010 se observó gran cantidad de estructuras dañadas cuyo suelo de fundación era en suelo tipo D

Como se discutió en el capítulo anterior, los registros sísmicos fueron normalizados para reducir la variabilidad natural entre estos con respecto al PGV. Los factores de normalización FN se muestran en la Tabla 4.9 para cada registro. La Figura 4.4 muestra los espectros de respuesta de cada uno de los registros normalizados junto con la mediana del set de registros en rojo y el espectro elástico de la NCh433 en negro.

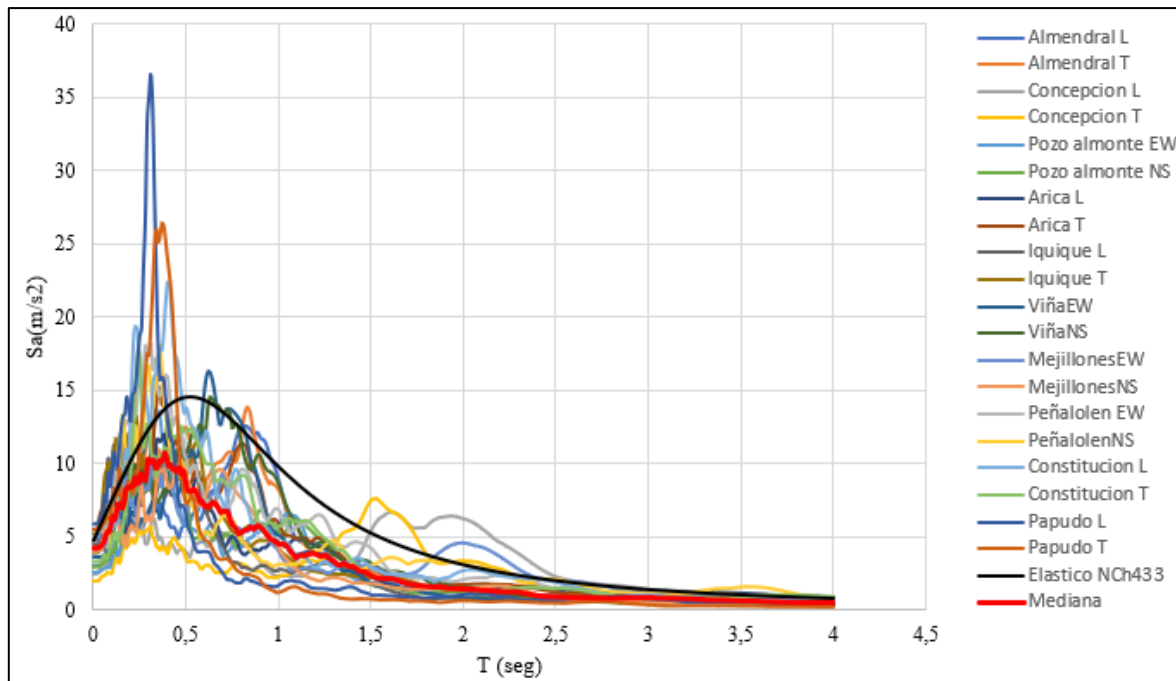


Figura 4.4: Espectros de respuesta registros sísmicos

Luego de normalizados los registros estos deben ser escalados de tal manera que la mediana del set de registros en el periodo de la estructura en la dirección en estudio sea igual al valor de la pseudo aceleración en el espectro MCE. Las Figuras 4.5 y 4.6 muestran este escalamiento del set de registros sísmicos una vez que son normalizados para ambas direcciones del edificio de 5 pisos.

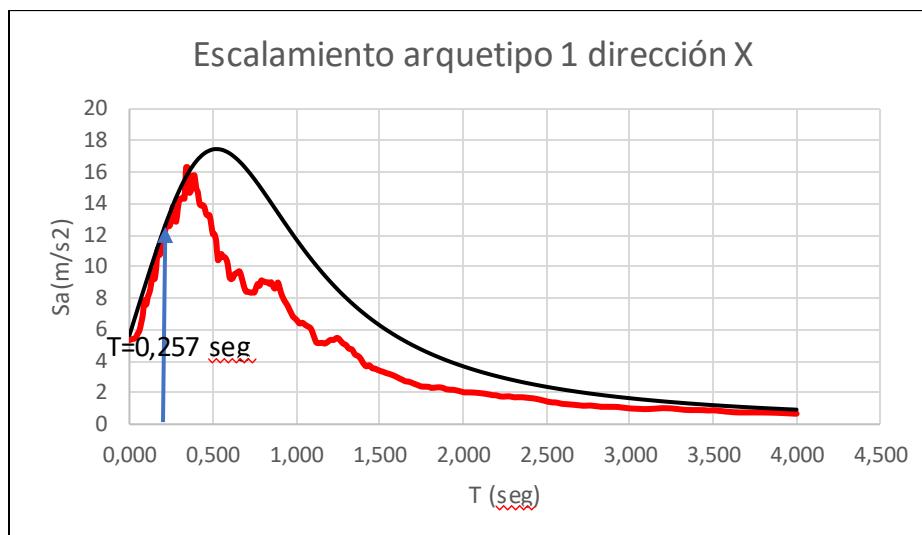


Figura 4.5: Escalamiento edificio 5 pisos dirección larga

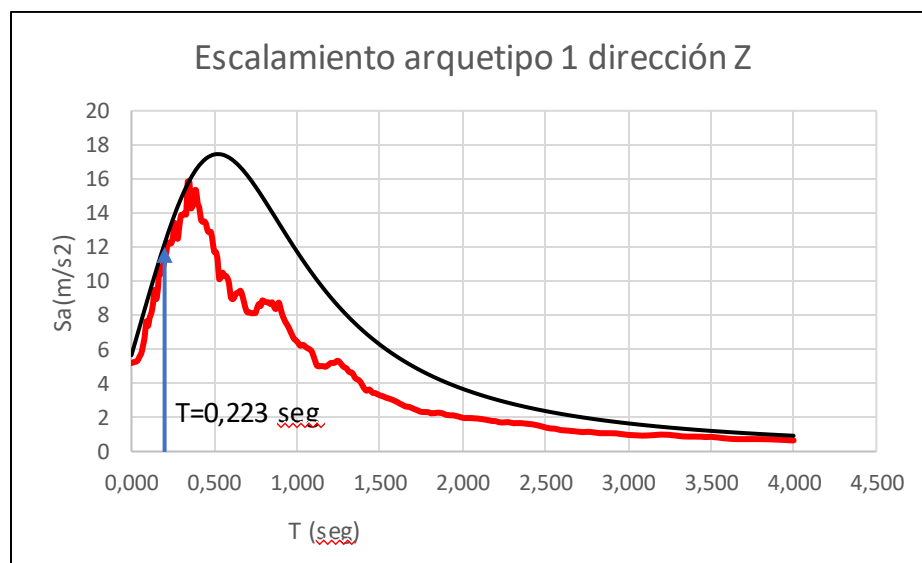


Figura 4.6: Escalamiento edificio 5 pisos dirección corta

Una vez normalizados y escalados los registros sísmicos se llevó a cabo el análisis dinámico incremental para cada una de las direcciones principales del edificio de 5 pisos. Las Figuras 4.7 y 4.7 muestran las curvas IDA para cada una de las direcciones.

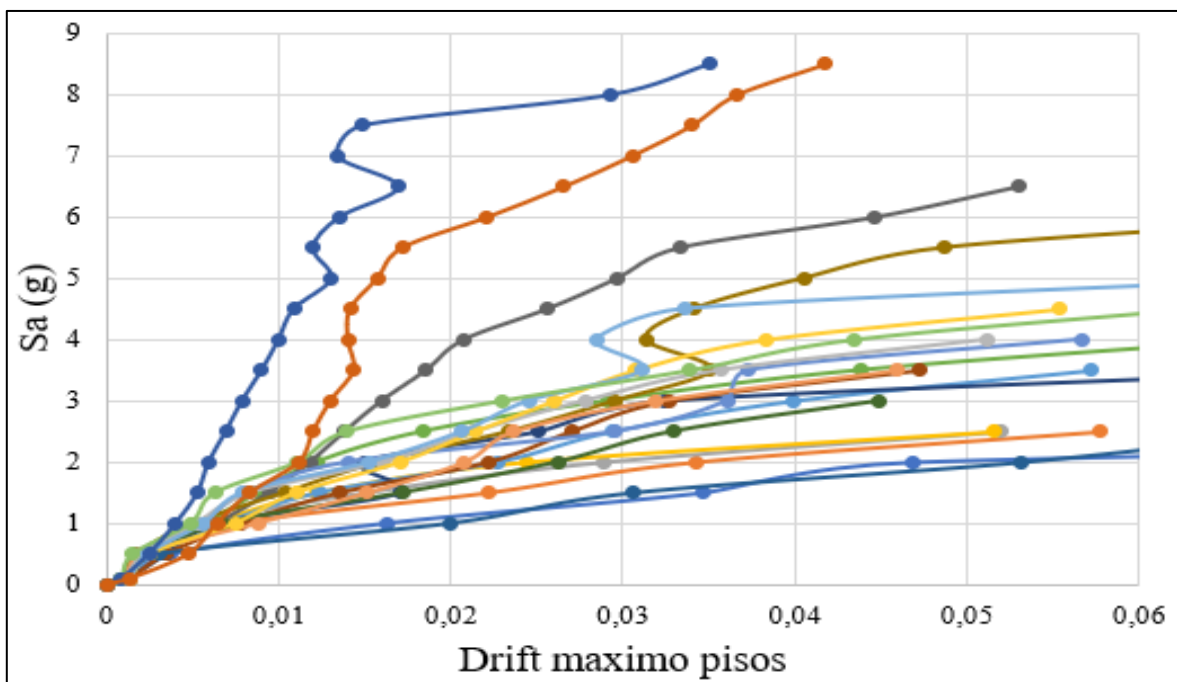


Figura 4.7: Curvas IDA para edificio de 5 pisos dirección larga

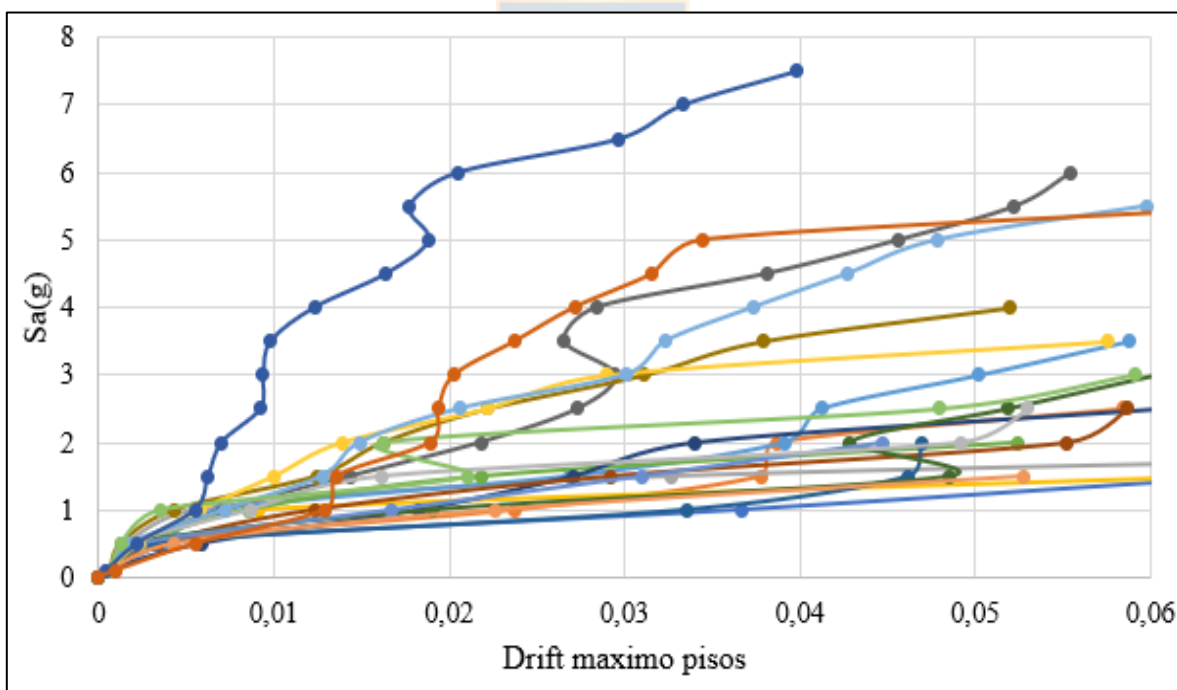


Figura 4.8: Curvas IDA para edificio de 5 pisos dirección corta

Cabe destacar que los registros fueron escalados cada 0,1 g. Además, en este trabajo se consideró un drift de 2,5% como el nivel de daño en donde se produce el colapso de la estructura. Existen otros trabajos como por ejemplo el realizado por Hsiao, Lehman y Roeder



Capítulo 4: Diseño, análisis y evaluación del desempeño de los arquetipos

2013 para marcos concéntricos que consideran un drift de colapso de un 5%, lo cual por criterio en este estudio se consideró como un drift muy alto.

Dado este criterio, se procedió a calcular la intensidad media de colapso  $S_{ct}$  de la estructura con ayuda de las curvas de fragilidad. Las Figuras 4.9 y 4.10 muestran estas curvas de fragilidad para las direcciones larga y corta respectivamente.

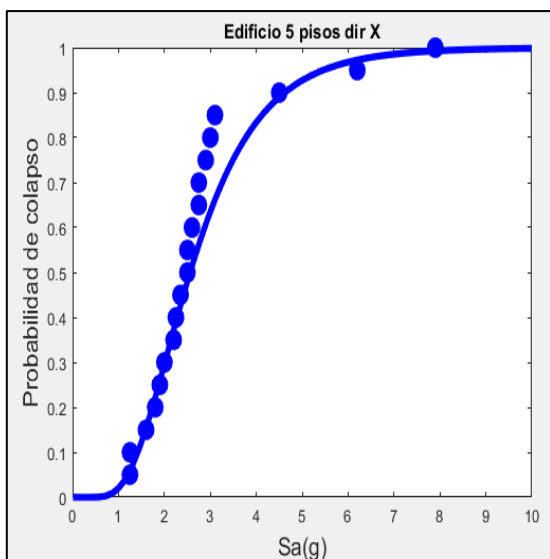


Figura 4.9: Curva fragilidad edificio 5 pisos dirección larga

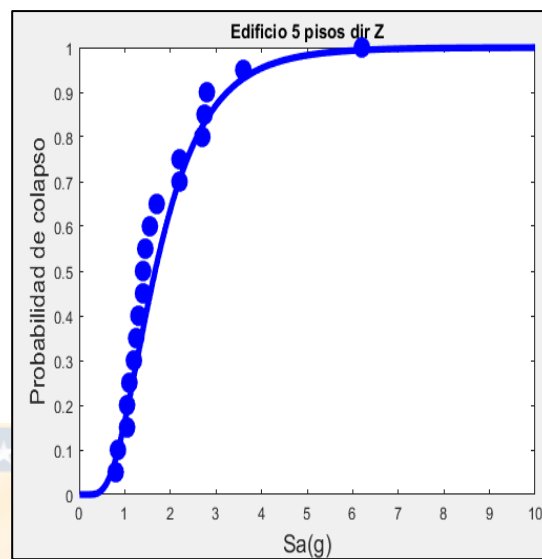


Figura 4.10: Curva fragilidad edificio 5 dirección corta

En los gráficos anteriores los círculos azules representan los resultados del análisis IDA, mientras que la línea azul continua es la función de distribución acumulada log normal ajustada a los datos. De este modo la intensidad media de colapso corresponde a la intensidad con una probabilidad de colapso de un 50%. En la Tabla 4.10 se resumen los resultados obtenidos del análisis dinámico incremental. Además, la Figura 4.11 muestra la obtención de la intensidad asociada al máximo sismo considerado MCE para cada arquetipo.

De los resultados se observa que a pesar de que la dirección corta es la dirección “fuerte” del edificio, como se observa en el análisis estático pushover, los análisis dinámicos realizados concluyen que la intensidad media de colapso es mayor en la dirección larga, la cual es el eje “débil” del edificio. Una de las razones por la cual ocurre esto es que en la dirección corta la estructura se comporta elásticamente haciendo que los desplazamientos sean mayores.

### 4.2.7 Evaluación del desempeño edificio de 5 pisos

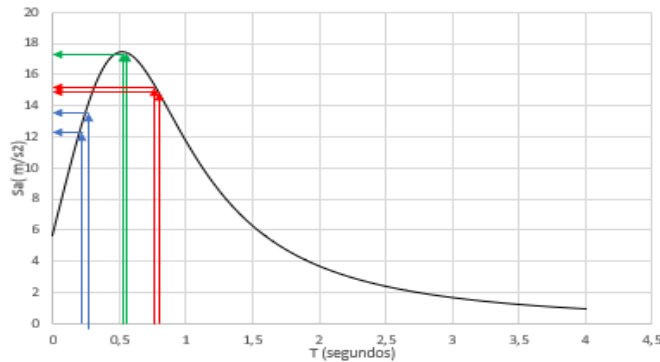


Figura 4.11: Obtención  $S_{MT}$  para los arquetipos

Tabla 4.10: Resultados análisis IDA edificio de 5 pisos

	$S_{ct}$	$S_{MT}$	F(3D)	ACMR
Arquetipo 1(Dir X)	3 g	1,39 g	1,2	2,58
Arquetipo 1(Dir Z)	3,12 g	1,25 g	1,2	2,99

Una vez obtenidos todos los resultados de los análisis no lineales, se procedió a la evaluación del desempeño de la estructura de 5 pisos, para lo cual se obtuvo el factor de incertidumbre total explicado en el Capítulo 3. Las tablas siguientes explican en forma detallada la obtención de cada factor para cada fuente de incertidumbre

Tabla 4.11: Calidad de los requerimientos de diseño FEMA P695

Calidad requerimientos de diseño	Niveles de confianza		
Grado de completitud y robustez	Alto	Medio	Bajo
Alta	Superior $\beta_{DR}=0,1$	Buena $\beta_{DR}=0,2$	Razonable $\beta_{DR}=0,35$
Media	Buena $\beta_{DR}=0,2$	Razonable $\beta_{DR}=0,35$	Pobre $\beta_{DR}=0,5$
Baja	Razonable $\beta_{DR}=0,35$	Pobre $\beta_{DR}=0,5$	

Capítulo 4: Diseño, análisis y evaluación del desempeño de los arquetipos

Dado que la normativa chilena NCh433 ha tenido resultados satisfactorios en la práctica en cuanto al desempeño sísmico de estructuras, es que el factor asignado es de  $\beta_{DR}=0,1$  para la calidad de los requerimientos de diseño.

Tabla 4.12: Calidad de los datos experimentales FEMA P695

Calidad datos experimentales	Niveles de confianza		
Grado de completitud y robustez	Alto	Medio	Bajo
Alta	Superior $\beta_{TD}=0,1$	Buena $\beta_{TD}=0,2$	Razonable $\beta_{TD}=0,35$
Media	Buena $\beta_{TD}=0,2$	Razonable $\beta_{TD}=0,35$	Pobre $\beta_{TD}=0,5$
Baja	Razonable $\beta_{TD}=0,35$	Pobre $\beta_{TD}=0,5$	

Debido a que los datos experimentales cubren una importante cantidad de secciones para enlaces de corte y han sido probados utilizando diferentes condiciones de contorno sometiéndolos a numerosos ensayos cíclicos, es que el factor asignado es de  $\beta_{TD}=0,1$  para la calidad de los datos experimentales.

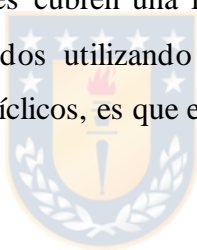


Tabla 4.13: Calidad del modelo analítico FEMA P695

Calidad modelo analítico	Niveles de confianza		
Representación características de colapso	Alto	Medio	Bajo
Alta	Superior $\beta_{MDL}=0,1$	Buena $\beta_{MDL}=0,2$	Razonable $\beta_{MDL}=0,35$
Media	Buena $\beta_{MDL}=0,2$	Razonable $\beta_{MDL}=0,35$	Pobre $\beta_{MDL}=0,5$
Baja	Razonable $\beta_{MDL}=0,35$	Pobre $\beta_{MDL}=0,5$	

El modelo analítico considera una representación detallada de la viga enlace que es donde se concentra la deformación inelástica respaldada por información experimental, por lo tanto, el factor asignado es de  $\beta_{MDL}=0,1$  para la calidad del modelo analítico.

Capítulo 4: Diseño, análisis y evaluación del desempeño de los arquetipos

Finalmente, para la incertidumbre registro a registro se optó por elegir el máximo valor estipulado por la normativa el cual corresponde a  $\beta_{RTR}=0,4$ . De este modo utilizando la Ecuación 3.18 se obtiene la incertidumbre total  $\beta_{tot} = 0,435$ .

La Tabla 4.14 muestra los valores obtenidos por interpolación de la tabla 7-3 de la norma FEMA P695 para la evaluación y la Tabla 4.15 muestra los resultados finales.

Tabla 4.14: Resultados tabla 7-3 FEMA P695

Incertidumbre total del sistema	0,435
ACMR10%	1,74
ACMR20%	1,44

Tabla 4.15: Resultados finales evaluación del desempeño edificio de 5 pisos

Arquetipo	ACMR	ACMR (promedio)	ACMR10%	ACMR20%
Edificio 5 pisos dir larga	2,24	1,93	CUMPLE	CUMPLE
Edificio 5 pisos dir corta	1,63	1,93	CUMPLE	CUMPLE

#### 4.2.8 Aplicación metodología ATC-40 en el edificio de 5 pisos

Aplicando la metodología del ATC-40 detallada en la sección 2.6.8 al primer arquetipo se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en las figuras y tablas.

La curva de capacidad es graficada en la curva color naranja, la representación bilineal corresponde a la curva roja delgada y las demás curvas corresponden a los distintos niveles de demanda sísmica representados en azul, verde, amarillo y celeste para los sismos muy raro, raro, ocasional y frecuente respectivamente. Todas las verificaciones fueron hechas de acuerdo con la Tabla 2.1.

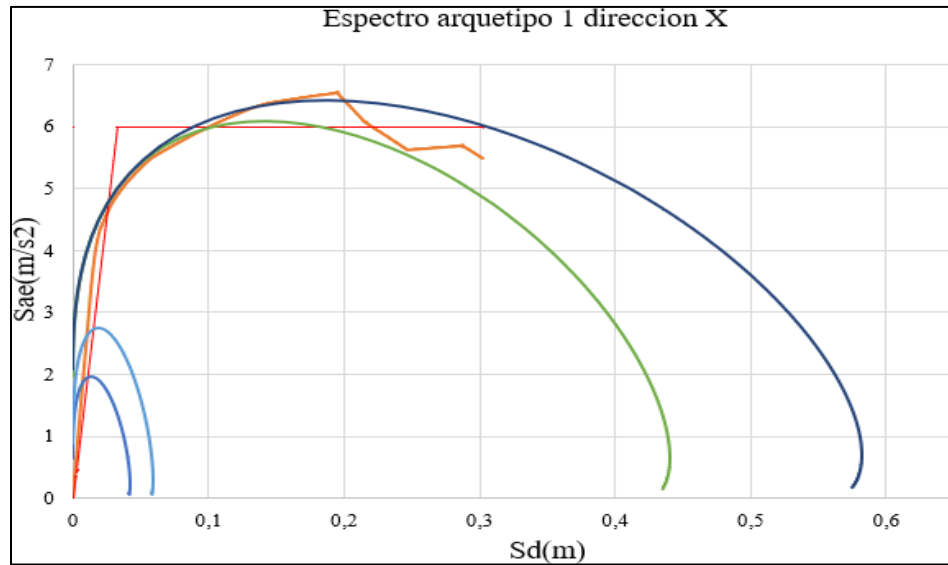


Figura 4.12: Espectro de demanda y capacidad edificio 5 dirección larga

Tabla 4.16: Resultados metodología ATC-40 edificio 5 dirección larga

Demanda sísmica	Punto desempeño	Ductilidad	Drift	Verificación
Sismo frecuente	Sdi=0,009 m	-	0,0011	Ok
Sismo ocasional	Sdi=0,010 m	-	0,00127	Ok
Sismo raro	Sdi=0,11 m	3,3	0,013	Ok
Sismo muy raro	Sdi=0,136 m	4,1	0,017	Ok

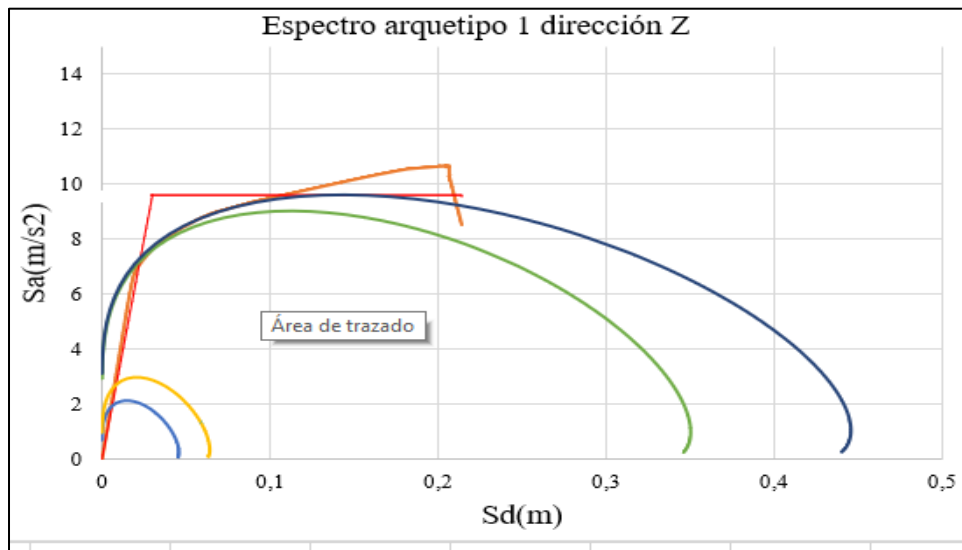


Figura 4.13: Espectro de demanda y capacidad edificio 5 dirección corta

Tabla 4.17: Tabla 4.16: Resultados metodología ATC-40 edificio 5 dirección corta

Demanda sísmica	Punto desempeño	Ductilidad	Drift	Verificación
Sismo frecuente	Sdi=0,006 m	-	0,00072	Ok
Sismo ocasional	Sdi=0,008 m	-	0,0009	Ok
Sismo raro	Sdi=0,035 m	1,17	0,0042	Ok
Sismo muy raro	Sdi=0,061 m	2,03	0,0073	Ok

### 4.3 Diseño y evaluación del arquetipo de 11 pisos

La estructura fue diseñada para cargas gravitacionales, sísmica y además verificada de acuerdo con las disposiciones del AISC 341-10 las cuales consideran la demanda producto de la plastificación del enlace detalladas en el punto 2.5.4. La Tabla 4.18 resume los perfiles utilizados en cada una de las elevaciones del edificio.

Tabla 4.18: Resumen de perfiles edificio de 11 pisos

Edificio 11 pisos	Elevación	Pisos	Perfil	Elemento
	A y G	1-4	IN30X122,8	Viga
	(A, G,1,8) B, D, F	(5-8) 5-11	IN30X73,3	Viga
	A, G,1,8	9-11	IN25X91,7	Viga
	(B, D, F) 2-7	(1-4) 1-7	IN30X109,6	Viga
	2-7	8-11	IN25X84,1	Viga
	Todas	1-4	IN35X220,7	Columna
	Todas	5-8	IN30X170,2	Columna
	Todas	9-11	IN30X151	Columna
Edificio 11 pisos	A, G	1-7	IN30X197	Diagonal

Capítulo 4: Diseño, análisis y evaluación del desempeño de los arquetipos

	A, G	8-11	IN25x196,4	Diagonal
	B, F	1-7	IN35X211,8	Diagonal
	B, F	8-11	IN30x145,2	Diagonal
	D	1-7	IN35X190,8	Diagonal
	D	8-11	IN30X162,5	Diagonal
	1-8	1-6	IN30X149,2	Diagonal
	1-8	7-11	IN25X126,4	Diagonal

#### 4.3.1 Resultados del análisis

Los resultados del análisis modal y sísmico de la estructura se resumen en la Tabla 4.19.

Tabla 4.19: Resultados análisis modal y sísmico edificio de 11 pisos

Edificio de 11 pisos	Dirección larga	Dirección corta
Periodos (seg)	0,514	0,509
R*	5,07	5,04
Corte basal (kN)	4780	4780
Peso sísmico =28493,4 kN		

#### 4.3.2 Verificación drift entre pisos

En la Tabla 4.20 se muestra el drift máximo obtenido del análisis sísmico en cada una de las direcciones principales analizadas. Estos se comparan con el drift máximo admisible de la NCh433 of 1996 de 0,002.

Tabla 4.20: Verificación drifts edificio de 11 pisos

Dirección	Piso	Drift	Drift limite	Verificación
Larga	1	0,0012	0,002	OK
Corta	1	0,00125	0,002	OK

### 4.3.3 Verificación de la capacidad

A continuación, en la Figura 4.14 se muestra un diagrama de colores con la razón demanda capacidad de los diferentes elementos estructurales resultantes del diseño.

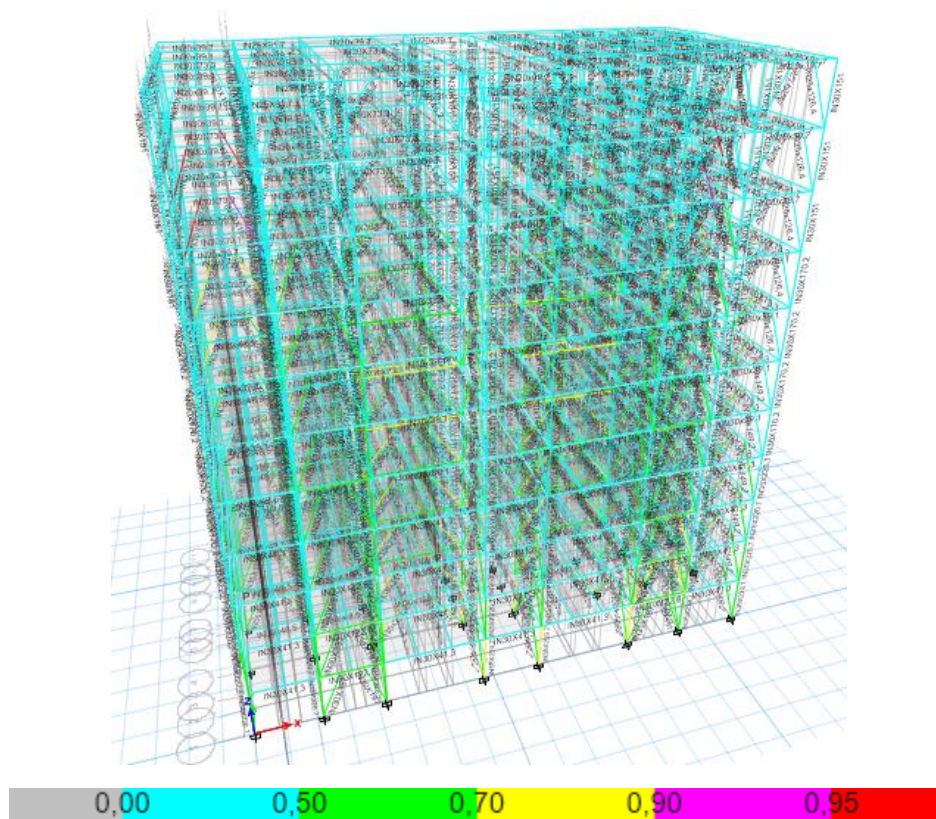


Figura 4.14: Razón demanda/capacidad para edificio de 11 pisos



Capítulo 4: Diseño, análisis y evaluación del desempeño de los arquetipos

Se encontró que los elementos más solicitados fueron las columnas exteriores del primer piso en la dirección X con una razón igual a 0,702, las diagonales interiores del primer piso también tuvieron una razón aproximada de 0,7.

#### 4.3.4 Análisis no lineales estático

Las Figura 4.15 muestra las curvas pushover obtenidas para las direcciones larga y corta.

Tabla 4.21: Resultados análisis pushover edificio de 11 pisos

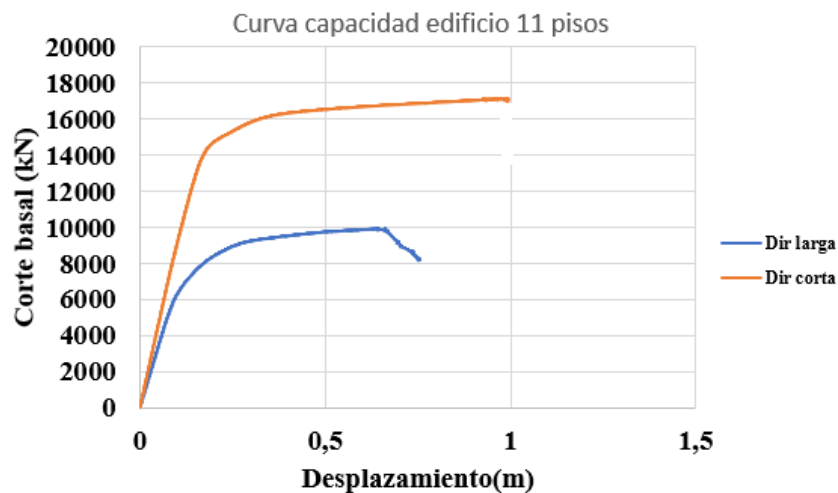


Figura 4.15: Curvas pushover edificio de 11 pisos direcciones larga y corta

En la Tabla 4.21 se resumen los resultados obtenidos de las curvas pushover de la Figura 4.15 y en la Tabla 4.22 se muestran los parámetros de desempeño sísmico obtenidos del análisis

Tabla 2.21: Resultados análisis pushover edificio de 11 pisos

Pushover dirección larga	Pushover dirección corta
$\delta u = 0,753$ m	$\delta u = 0,992$ m
$\delta y = 0,170$ m	$\delta y = 0,175$ m
$V_{max} = 9889,2$ kN	$V_{max} = 17068$ kN
$V_{diseño} = 6692$ kN	$V_{diseño} = 6692$ kN

Tabla 4.22: Parámetros de desempeño sísmico edificio de 11 pisos

Parámetros de desempeño sísmico	Dirección larga	Dirección corta	Promedio
$\Omega=V_{\max}/V_{\text{diseño}}$	1,47	2,55	2,01
$\mu=\delta u/\delta y$	4,40	5,39	4,89
$R^*(NCh433)$	5,07	5,04	

El desplazamiento de fluencia  $\delta_y$  se obtuvo al aplicar la representación bilineal la cual se muestra más adelante. En el caso del corte basal de diseño en este caso controló el corte basal máximo establecido en la NCh433.

Al igual que para el edificio de 5 pisos, la Figura 4.15 muestra que en la dirección corta la capacidad de carga es bastante mayor que en la dirección larga. Considerando que los factores R con los cuales fueron diseñadas ambas direcciones son bastante similares, una vez más se comprueba que las diferencias radican en la diferencia de ejes resistentes en cada dirección, siendo la dirección corta la dirección con mayor cantidad de ejes arriostrados excéntricamente.

#### 4.3.5 Análisis dinámico no lineal

Las Figuras 4.16 y 4.17 muestran las curvas del análisis IDA en las direcciones larga y corta respectivamente.

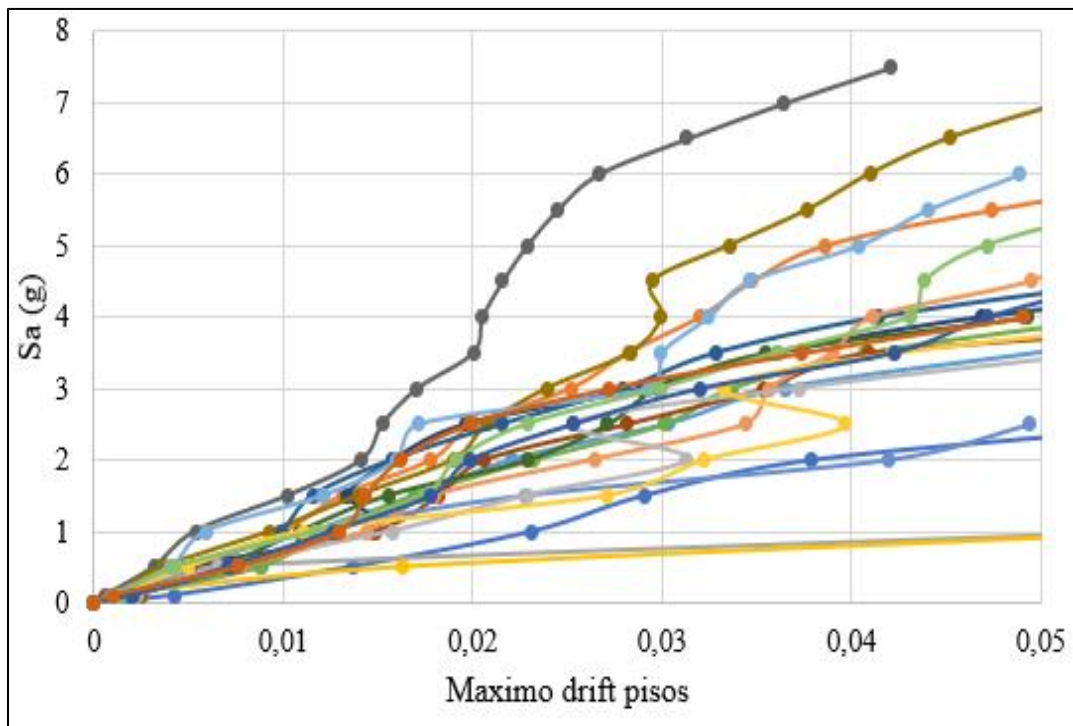


Figura 4.16: Curvas IDA para edificio de 11 pisos dirección larga

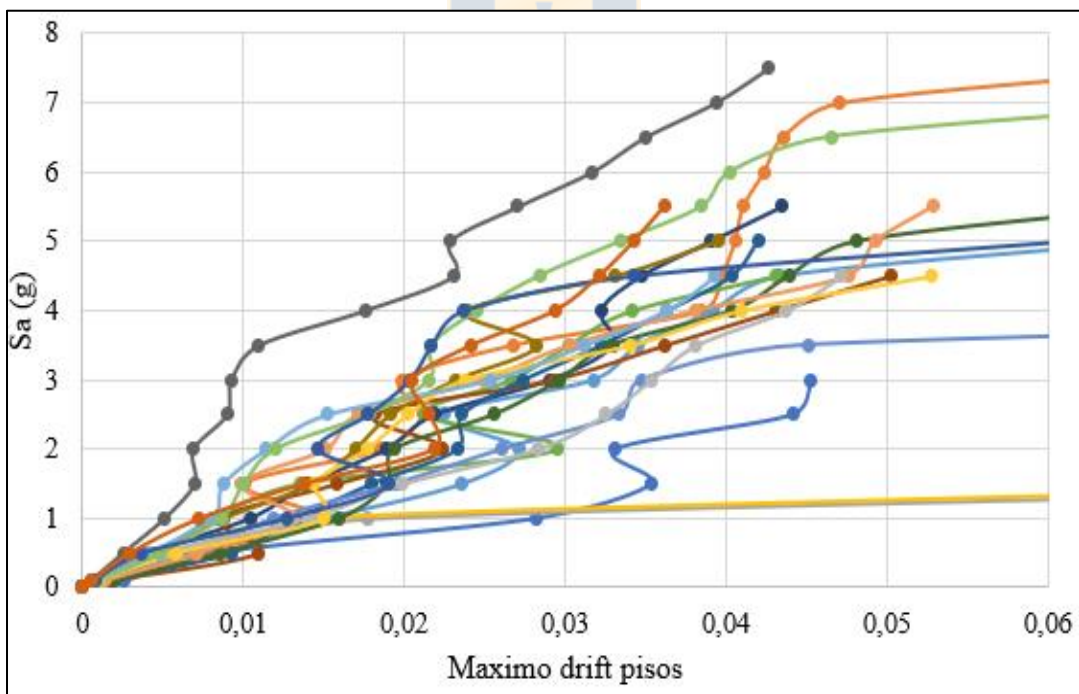


Figura 4.17: Curvas IDA edificio de 11 pisos dirección corta

Capítulo 4: Diseño, análisis y evaluación del desempeño de los arquetipos

Considerando un drift de colapso de un 2,5% se obtuvieron las curvas de fragilidad mostradas en las Figuras 4.18 y 4.19 para las direcciones larga y corta respectivamente

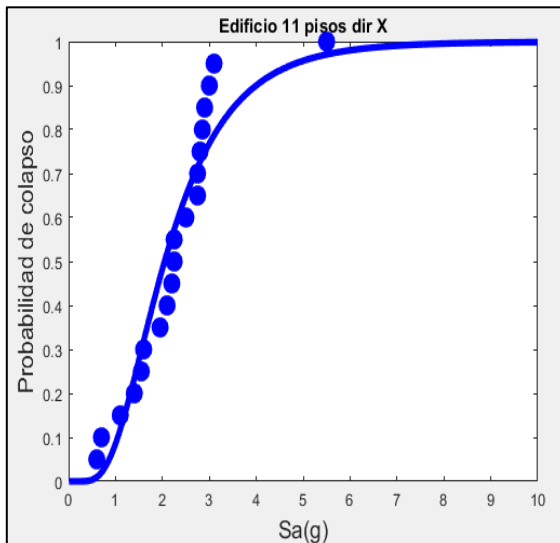


Figura 4.18: Curva de fragilidad edificio 11 pisos dirección larga

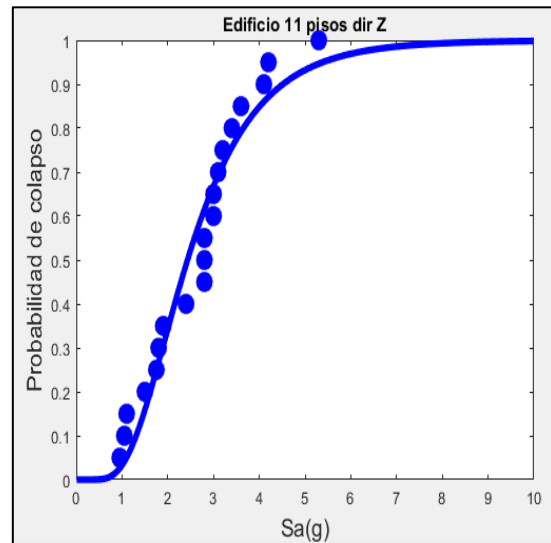


Figura 4.19: Curva de fragilidad edificio 11 pisos dirección corta

#### 4.3.6 Evaluación del desempeño edificio de 11 pisos

A partir de los resultados de las curvas de fragilidad mostrados en la Tabla 4.23, se evaluó el desempeño sísmico de la estructura de 11 pisos considerando los mismos valores de la Tabla 4.14

Tabla 4.23: Resultados análisis IDA edificio de 11 pisos

	$S_{ct}$	$S_{MT}$	F(3D)	ACMR
Arquetipo 2(Dir larga)	2,1 g	1,77 g	1,2	1,42
Arquetipo 2(Dir corta)	2,4 g	1,77 g	1,2	1,62

Finalmente, al igual que para el edificio de 5 pisos, se procedió a evaluar el desempeño sísmico de la estructura, los resultados son expuestos en la Tabla 4.24

Tabla 4.24: Resultados finales evaluación del desempeño edificio de 11 pisos

Arquetipo	ACMR	ACMR (promedio)	ACMR10%	ACMR20%
Edificio 11 pisos dir larga	1,42	1,52	NO CUMPLE	NO CUMPLE
Edificio 11 pisos dir corta	1,62	1,52	NO CUMPLE	CUMPLE

#### 4.2.8 Aplicación metodología ATC-40 en el edificio de 11 pisos

Se aplicó nuevamente la metodología contenida en las disposiciones del ATC-40 esta vez para el edificio de 11 pisos. Las siguientes figuras muestran los resultados obtenidos.

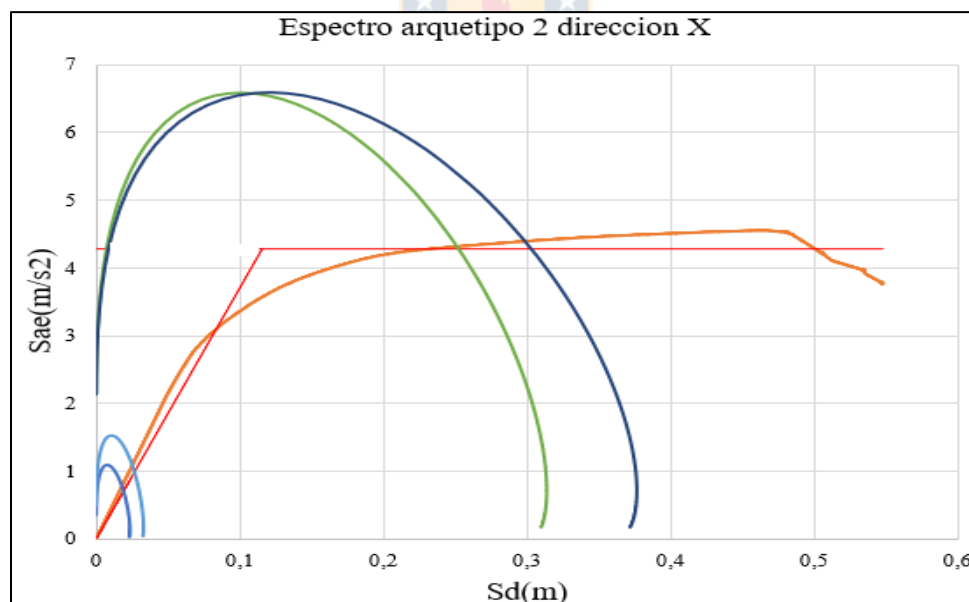


Figura 4.20: Espectro de demanda y capacidad edificio 11 pisos dirección larga

Tabla 4.25: Resultados metodología ATC-40 edificio 11 pisos dirección larga

Demanda sísmica	Punto desempeño	Ductilidad	Drift	Verificación
Sismo frecuente	Sdi=0,019 m	-	0,0011	Ok

Sismo ocasional	Sdi=0,026 m	-	0,0015	Ok
Sismo raro	Sdi=0,256 m	2,1	0,015	Ok
Sismo muy raro	Sdi=0,3 m	2,5	0,019	Ok

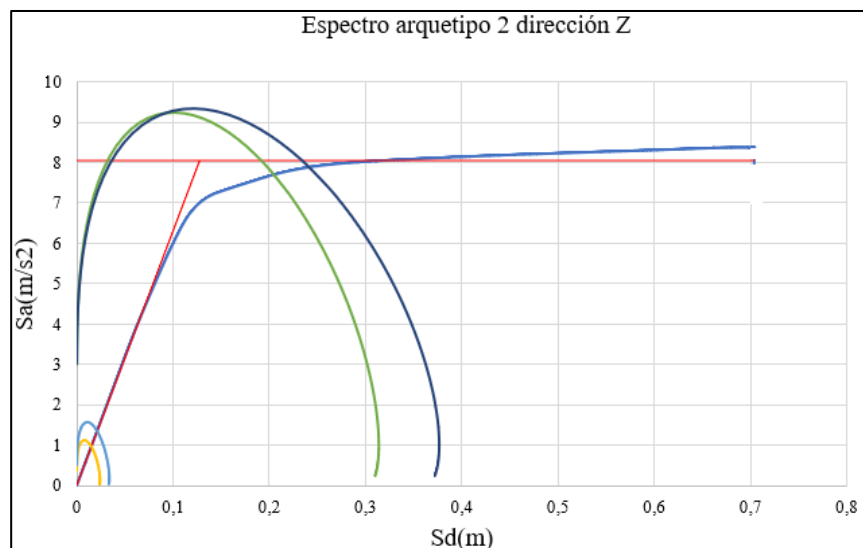


Figura 4.21: Espectro de demanda y capacidad edificio 11 pisos dirección corta

Tabla 4.26: Resultados metodología ATC-40 edificio 11 pisos dirección corta

Demanda sísmica	Punto desempeño	Ductilidad	Drift	Verificación
Sismo frecuente	Sdi=0,017 m	-	0,00112	Ok
Sismo ocasional	Sdi=0,023 m	-	0,0015	Ok
Sismo raro	Sdi=0,2 m	1,52	0,012	Ok
Sismo muy raro	Sdi=0,24 m	1,8	0,0163	Ok

#### 4.4 Diseño y evaluación del arquetipo de 16 pisos

La estructura fue diseñada para cargas gravitacionales, sísmica y además verificada de acuerdo con las disposiciones del AISC 341-10 las cuales consideran la demanda producto de la plastificación del enlace detalladas en el punto 2.5.4. La Tabla 4.27 resume los perfiles utilizados en cada una de las elevaciones del edificio.

Tabla 4.27: Resumen de perfiles edificio de 16 pisos

Arquetipo	Elevación	Piso	Perfil	Elemento
Edificio 16 pisos	(A, G, 1,8) B, D, F, 2-7	(1-4) 1-4	IN30X109,6	Viga
	(A, G, 1, 8) B, D, F, 2-7	(5-8) 5-10	IN30X105,5	Viga
	(A, G, 1,8) B, D, F, 2-7	(9-16) 11-16	IN30X79,1	Viga
	Todas	1-6	IN45X346,5	Columna
	Todas	7-9	IN40X301,4	Columna
	Todas	10-12	IN35X220,7	Columna
	Todas	13-16	IN30X101,4	Columna
	(A, G, B, F) D	(1-7) 7-9	IN35X249,5	Diagonal
	A, G	8-12	IN30X158,7	Diagonal
Edificio 16 pisos	A, G	13-16	IN25X91,7	Diagonal
	(B, F) D, 1-8	(8-11) 1-6	IN30X176,7	Diagonal
	(B, F) D, 1-8	(12-16) 7-16	IN30X158,7	Diagonal

#### 4.4.1 Resultados del análisis

Los resultados del análisis modal y sísmico de la estructura son resumidos en la Tabla 4.28.

Tabla 4.28: Resultados análisis modal y sísmico edificio de 16 pisos

Edificio de 11 pisos	Dirección larga	Dirección corta
Periodos (seg)	0,765	0,787

Capítulo 4: Diseño, análisis y evaluación del desempeño de los arquetipos

R*	6,05	6,12
Corte basal (kN)	6575,05	6130,72
Peso sísmico =42945,3 kN		

#### 4.4.2 Verificación drift entre pisos

La Tabla 4.20 muestra el drift máximo obtenido del análisis sísmico en cada una de las direcciones principales analizadas. Estos se comparan con el drift máximo admisible de la NCh433 of 1996 de 0,002

Tabla 4.29: Verificación drifts edificio de 16 pisos

Dirección	Piso	Drift	Drift limite	Verificación
Larga	1	0,00138	0,002	OK
Corta	1	0,0015	0,002	OK

#### 4.4.3 Verificación de la capacidad

A continuación, en la Figura 4.22 se muestra un diagrama de colores con la razón demanda capacidad de los diferentes elementos estructurales resultantes del diseño.



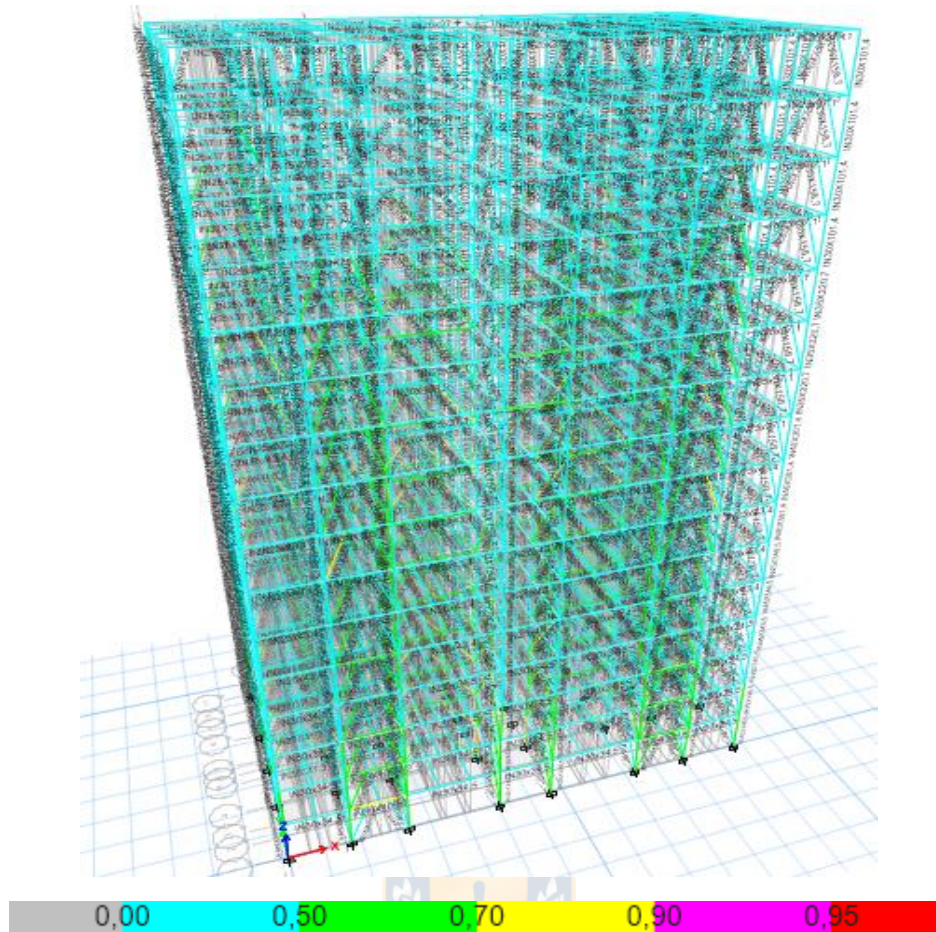


Figura 4.22: Razón demanda/capacidad para edificio de 16 pisos

Se encontró que los elementos más solicitados fueron las columnas exteriores del primer piso en la dirección larga y las diagonales interiores del primer piso, con una razón aproximadamente de 0,7.

#### 4.4.4 Análisis no lineales estático

Las Figura 4.23 muestra las curvas pushover obtenidas para las direcciones larga y corta.

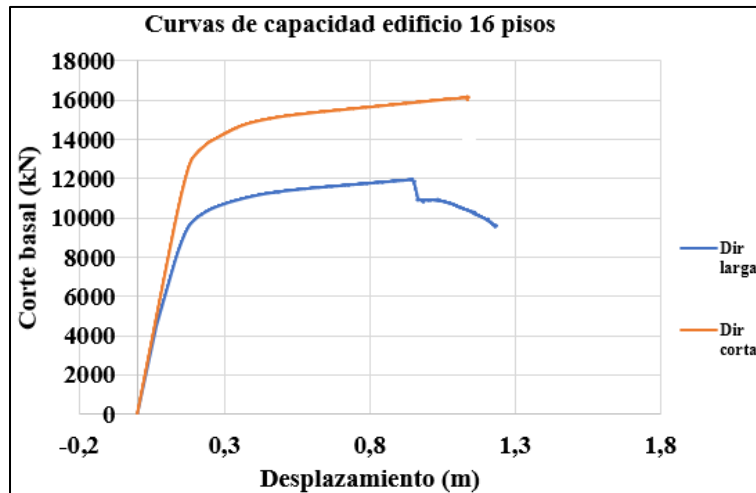


Figura 4.23: Curvas pushover edificio de 16 pisos direcciones larga y corta

En la Tabla 4.30 se resumen los resultados obtenidos de las curvas pushover de la Figura 4.23 y en la Tabla 4.31 se muestran los parámetros de desempeño sísmico obtenidos del análisis

Tabla 4.30: Resultados análisis pushover edificio de 16 pisos

Pushover dirección larga	Pushover dirección corta
$\delta u = 1,23$ m	$\delta u = 1,13$ m
$\delta y = 0,226$ m	$\delta y = 0,204$ m
$V_{max} = 11945,2$ kN	$V_{max} = 16127$ kN
$V_{diseño} = 9205$ kN	$V_{diseño} = 8582$ kN

Tabla 4.31: Parámetros de desempeño sísmico edificio de 11 pisos

Parámetros de desempeño sísmico	Dirección larga	Dirección corta	Promedio
$\Omega = V_{max}/V_{diseño}$	1,30	1,87	1,58
$\mu = \delta u/\delta y$	5,46	3,95	4,70
$R^*(NCh433)$	6,05	6,12	

El desplazamiento de fluencia  $\delta_y$  se obtuvo al aplicar la representación bilineal la cual fue mostrada en los gráficos anteriores, en el caso del corte basal de diseño en este caso controló el corte basal máximo establecido en la NCh433.

En la Figura 4.23 se comprueba nuevamente que la dirección corta posee mayor capacidad de carga que la dirección larga esto debido a la misma razón expuesta en los casos anteriores

#### 4.4.5 Análisis dinámico no lineal edificio de 16 pisos

Las Figuras 4.24 y 4.25 muestran las curvas del análisis IDA en las direcciones larga y corta respectivamente.

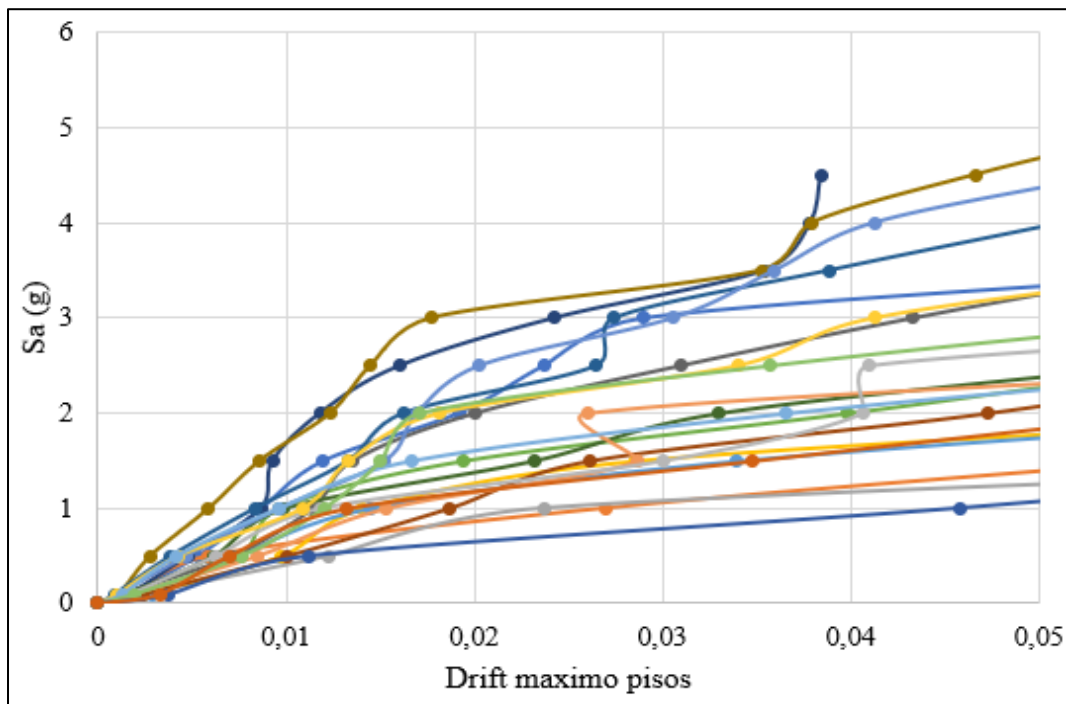


Figura 4.24: Curvas IDA para edificio de 16 pisos dirección larga

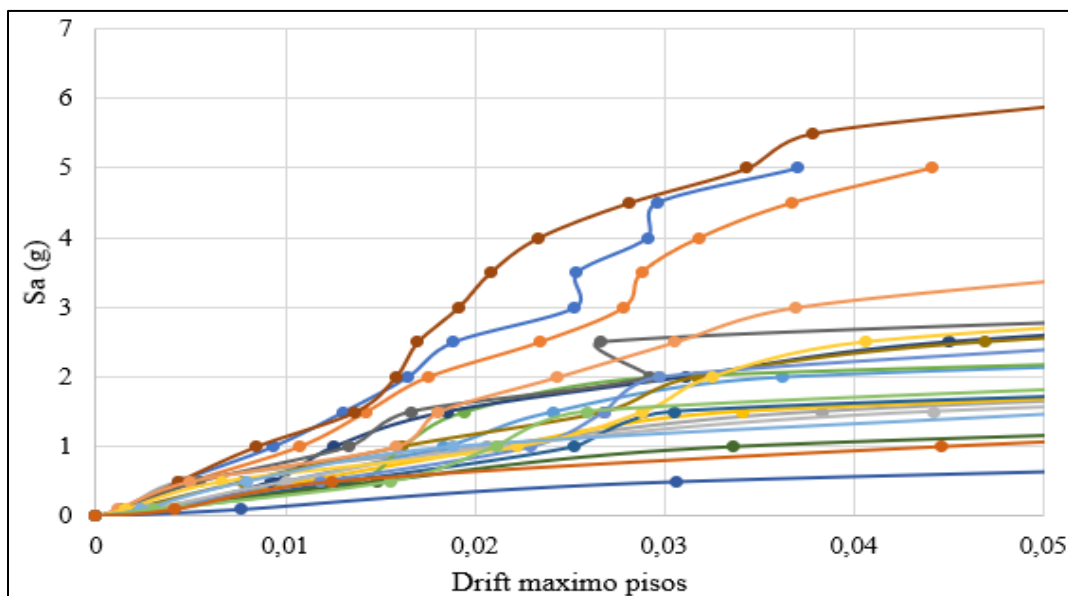


Figura 4.25: Curvas IDA edificio de 16 pisos dirección corta

Considerando un drift de colapso de un 2,5% se obtuvieron las curvas de fragilidad respectivas mostradas en las Figuras 4.26 y 4.27 para las direcciones larga y corta respectivamente

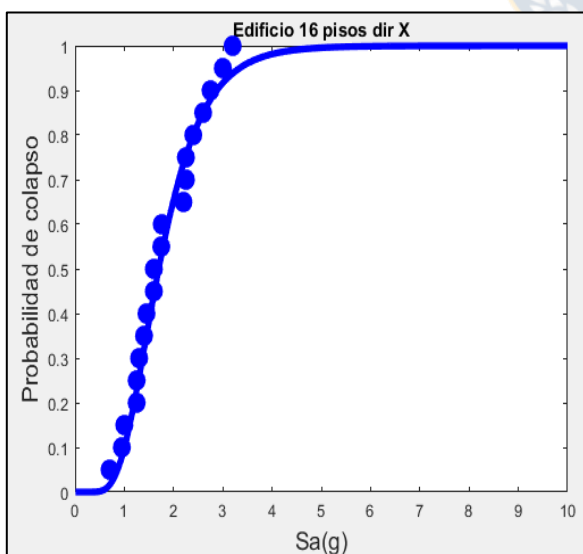


Figura 4.26: Curva de fragilidad edificio 16 pisos dirección larga

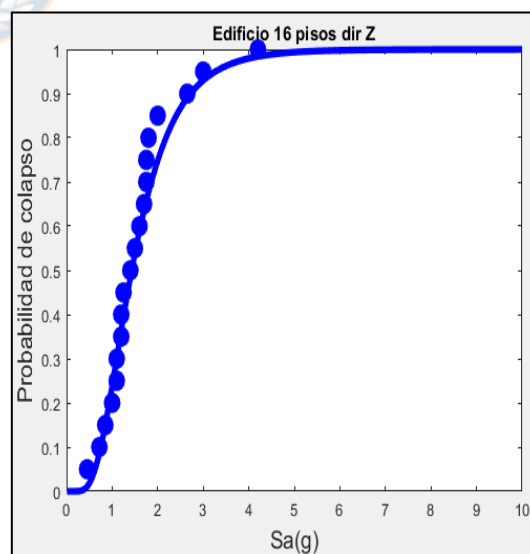


Figura 4.27: Curva de fragilidad edificio 16 pisos dirección corta

#### 4.4.6 Evaluación del desempeño edificio de 16 pisos

A partir de los resultados de las curvas de fragilidad mostrados en la Tabla 4.23, se evaluó el desempeño sísmico de la estructura de 16 pisos considerando los mismos valores de la Tabla 4.14

Tabla 4.31: Resultados análisis IDA edificio de 16 pisos

	S <sub>ct</sub>	S <sub>MT</sub>	F(3D)	ACMR
Arquetipo 3(Dir larga)	1,7 g	1,56 g	1,2	1,3
Arquetipo 3(Dir corta)	1,4 g	1,52 g	1,2	1,11

Finalmente, al igual que para los arquetipos anteriores, se procedió a evaluar el desempeño sísmico de la estructura, los resultados son expuestos en la Tabla 4.32



Tabla 4.32: Resultados finales evaluación del desempeño edificio de 16 pisos

Arquetipo	ACMR	ACMR (promedio)	ACMR10%	ACMR20%
Edificio 16 pisos dir larga	1,30	1,20	NO CUMPLE	NO CUMPLE
Edificio 16 pisos dir corta	1,11	1,20	NO CUMPLE	NO CUMPLE

#### 4.4.7 Aplicación metodología ATC-40 en el edificio de 16 pisos

Se aplicó nuevamente la metodología contenida en las disposiciones del ATC-40 esta vez para el edificio de 16 pisos. Las siguientes figuras muestran los resultados obtenidos.

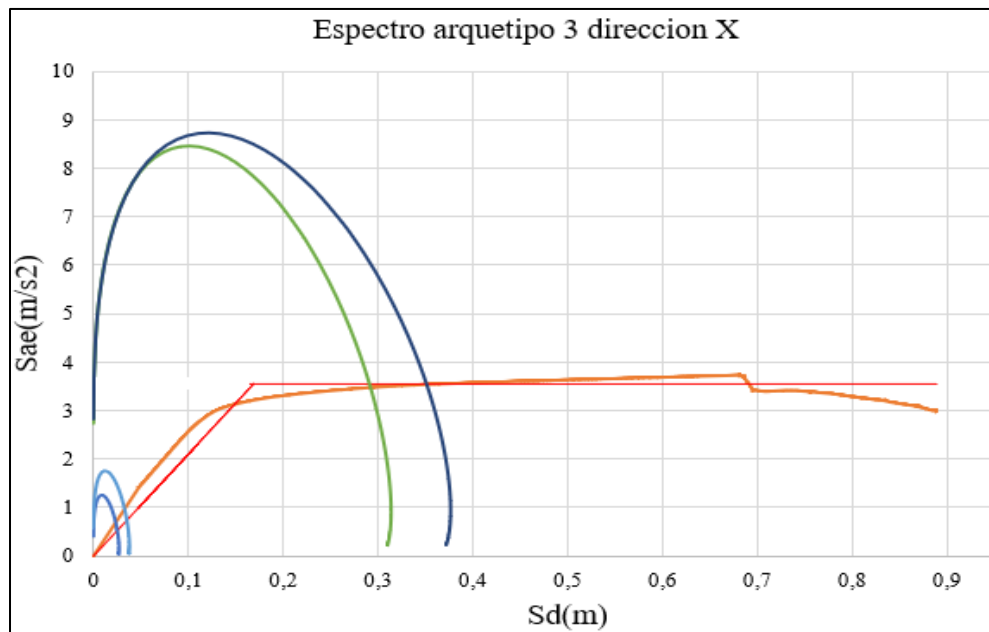


Figura 4.28: Espectro de demanda y capacidad edificio 16 pisos dirección larga

Tabla 4.33: Resultados metodología ATC-40 edificio 16 pisos dirección larga

Demanda sísmica	Punto desempeño	Ductilidad	Drift	Verificación
Sismo frecuente	$S_{di}=0,023$ m	-	0,00104	Ok
Sismo ocasional	$S_{di}=0,033$ m	-	0,0014	Ok
Sismo raro	$S_{di}=0,291$ m	1,72	0,0127	Ok
Sismo muy raro	$S_{di}=0,351$ m	2,07	0,0153	Ok

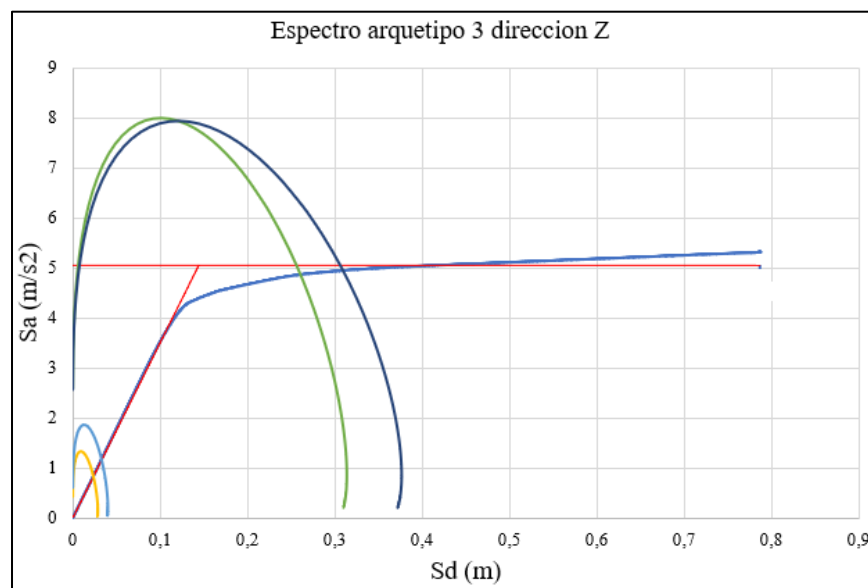


Figura 4.29: Espectro de demanda y capacidad edificio 16 pisos dirección corta

Tabla 4.34: Resultados metodología ATC-40 edificio 16 pisos dirección corta

Demanda sísmica	Punto desempeño	Ductilidad	Drift	Verificación
Sismo frecuente	Sdi=0,03 m	-	0,00133	Ok
Sismo ocasional	Sdi=0,035 m	-	0,00155	Ok
Sismo raro	Sdi=0,276 m	1,5	0,012	Ok
Sismo muy raro	Sdi=0,331 m	1,78	0,014	Ok

#### 4.5 Verificación del diseño de los edificios para un registro sintético

A modo de verificación se utilizó un acelerograma sintético a partir de un acelerograma real, en este caso el registro Concepción L, el cual fue modificado de tal manera que el espectro de respuesta del acelerograma sintético a utilizar se ajuste al espectro elástico de diseño de la NCh433 para suelo D y zona sísmica 3. La Figura 4.30 muestra un esquema de lo explicado anteriormente.

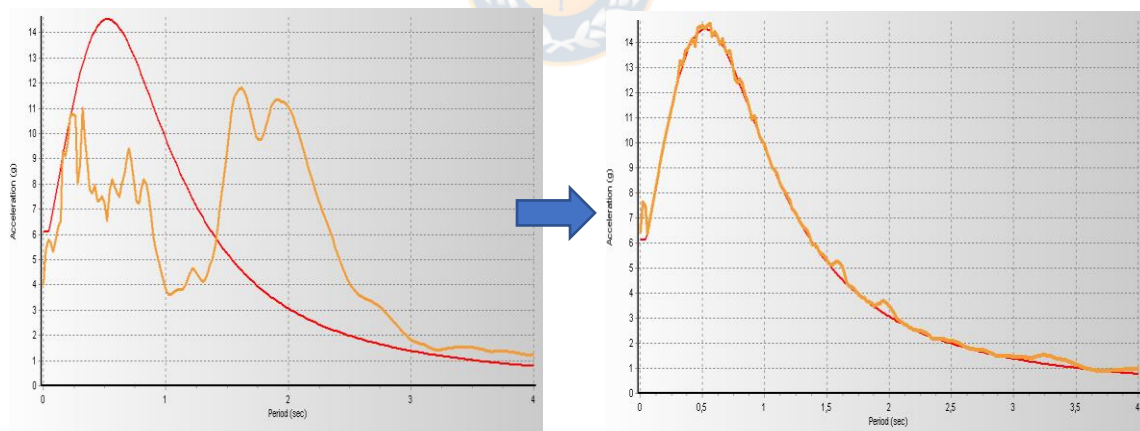


Figura 4.30: Esquema procedimiento realizado

A continuación, se muestran algunos gráficos de los resultados de las fuerzas y drifts obtenidos del análisis dinámico realizado sobre las tres estructuras en estudio. Todos los resultados se encuentran en kN y m.

## 4.5.1 Resultados edificio de 5 pisos dirección larga elevación A

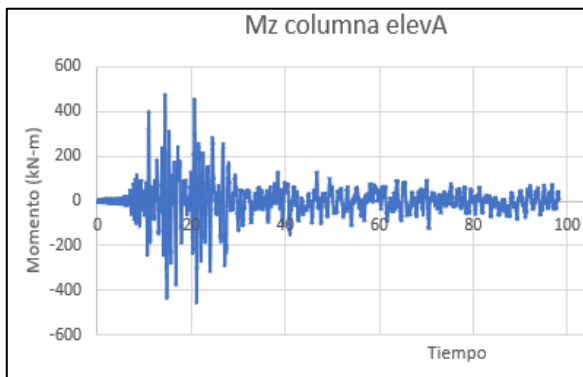


Figura 4.31: Momento columna piso 1

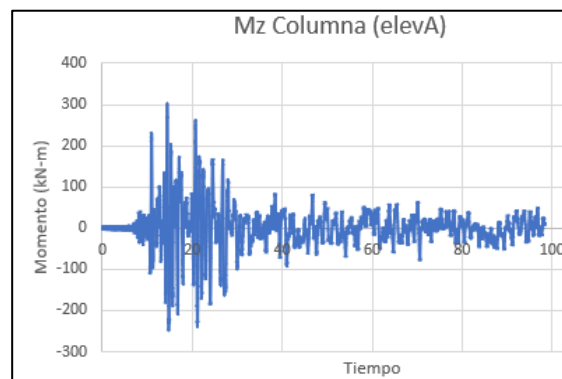


Figura 4.32: Momento columna piso 2

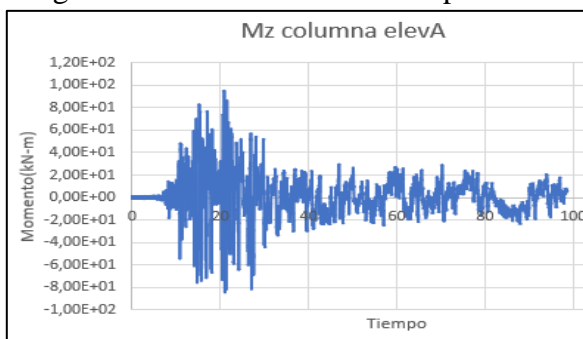


Figura 4.33: Momento columna piso 4

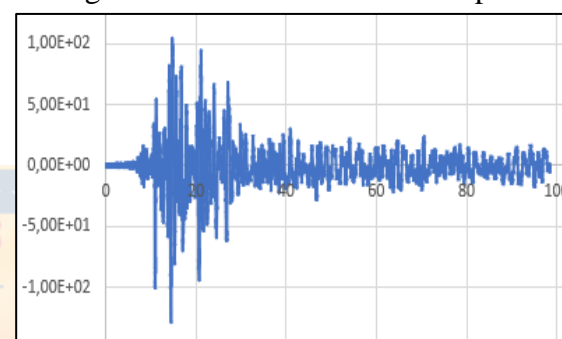


Figura 4.34: Momento columna piso 5

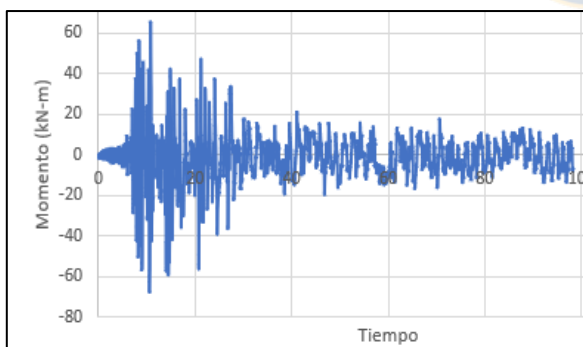


Figura 4.35: Momento viga piso 1

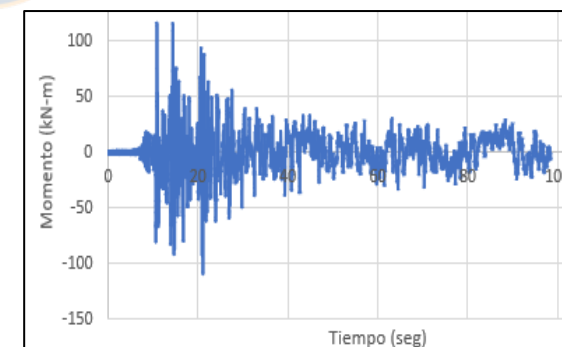


Figura 4.36: Momento viga piso 3



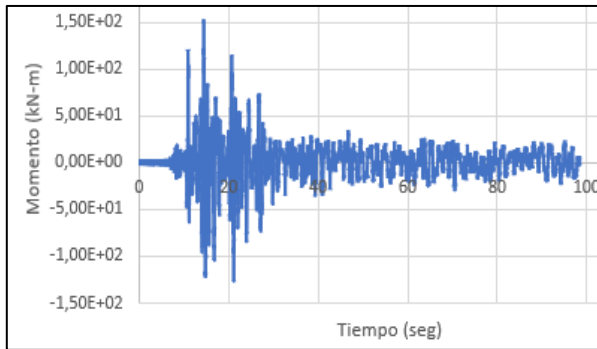


Figura 4.37: Momento viga piso 4

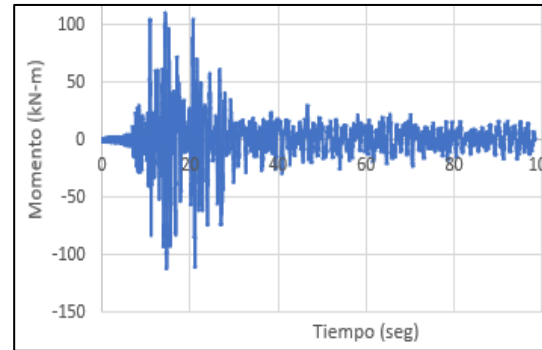


Figura 4.38: Momento viga piso 5

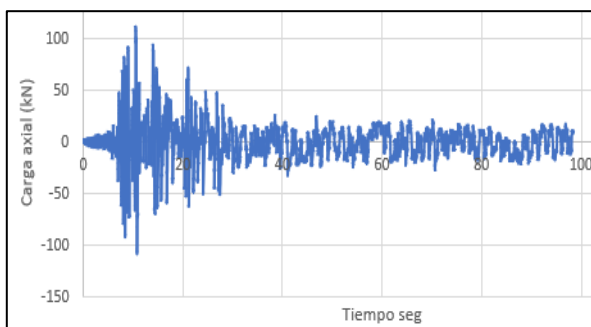


Figura 4.39: Carga axial diagonal piso 1

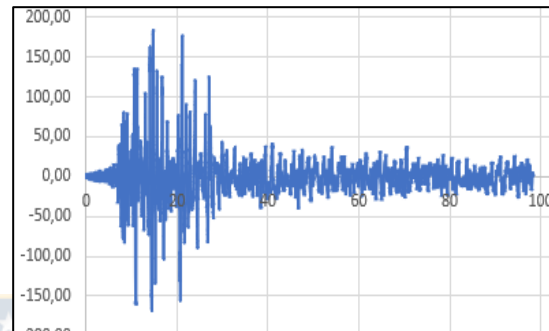


Figura 4.40: Carga axial diagonal piso 4

#### 4.5.2 Resultados edificio de 5 pisos dirección larga elevación B

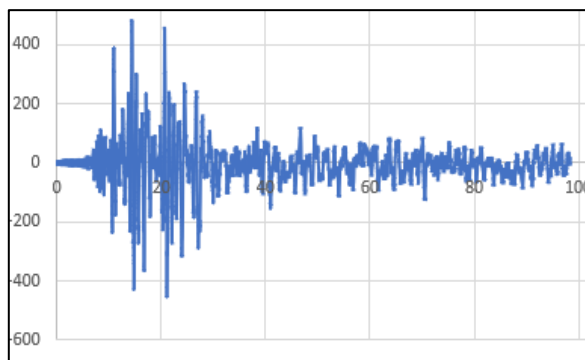


Figura 4.41: Momento columna piso 1

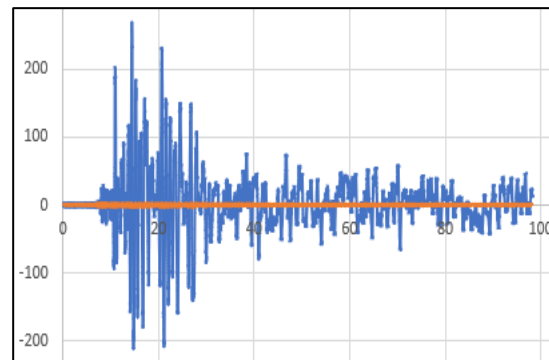


Figura 4.42: Momento columna piso 2

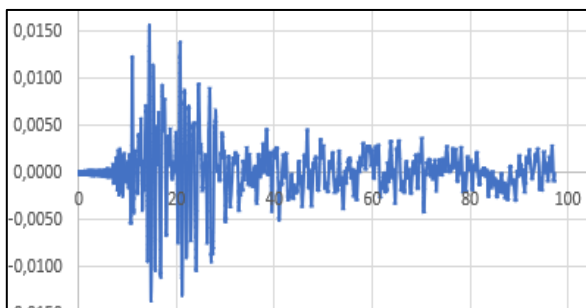


Figura 4.43: Drift piso 4

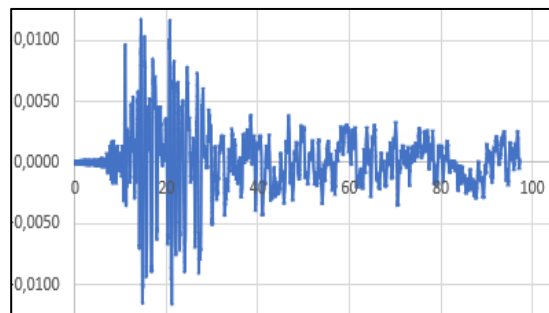


Figura 4.44: Drift piso 5

### 4.5.3 Resultados edificio de 5 pisos dirección corta elevación 1

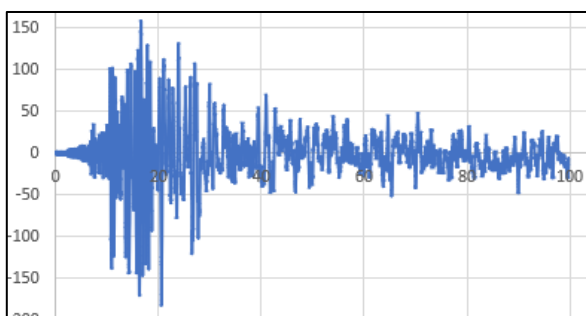


Figura 4.45: Momento columna piso 1

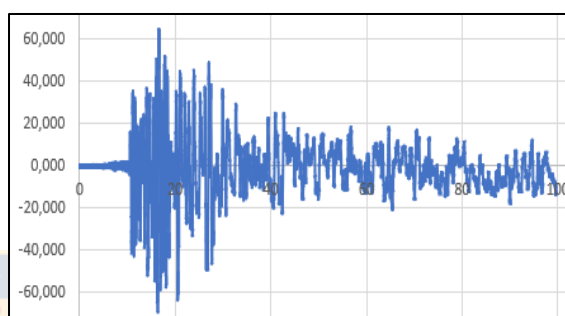


Figura 4.46: Momento columna piso 2

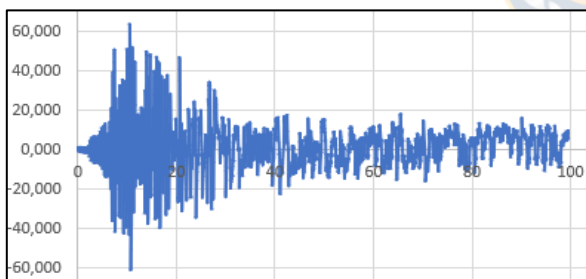


Figura 4.47: Momento viga piso 1

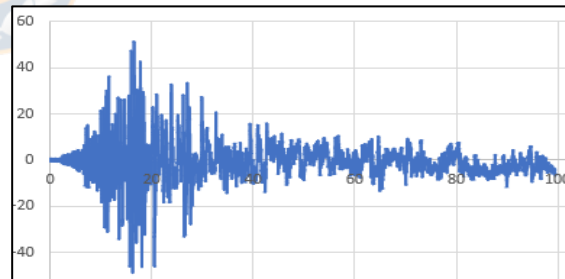


Figura 4.48: Momento viga piso 3

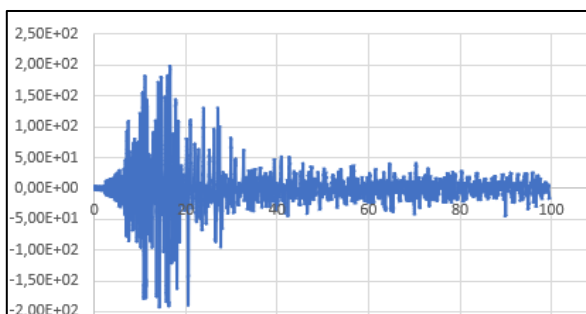


Figura 4.49: Carga axial diagonal piso 1

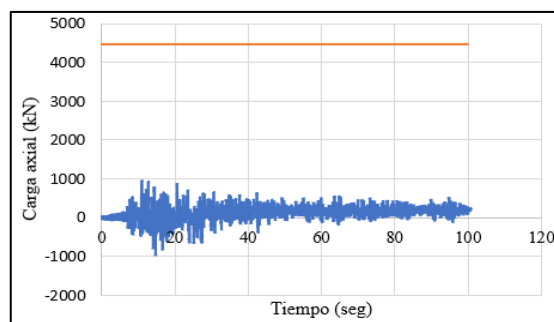


Figura 4.50: Carga axial columna piso 1 y capacidad de la sección

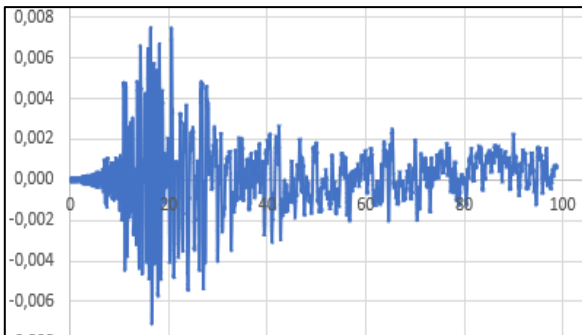


Figura 4.51: Drift máximo dirección corta

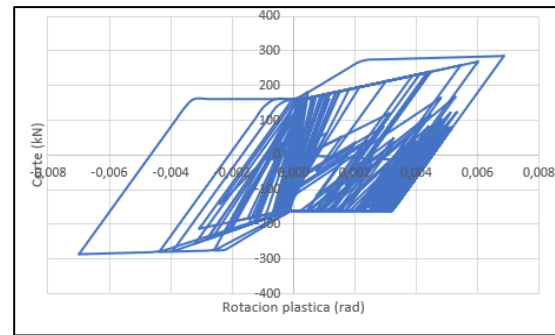


Figura 4.52: Rotación plástica enlace

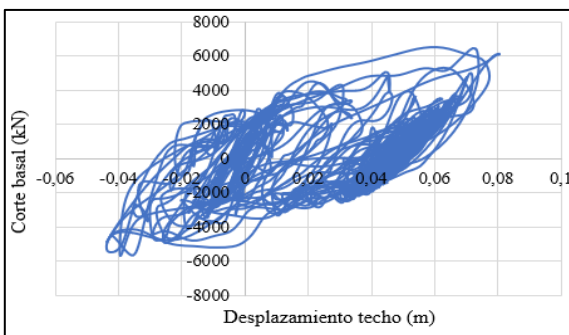


Figura 4.53: Histéresis global dir larga

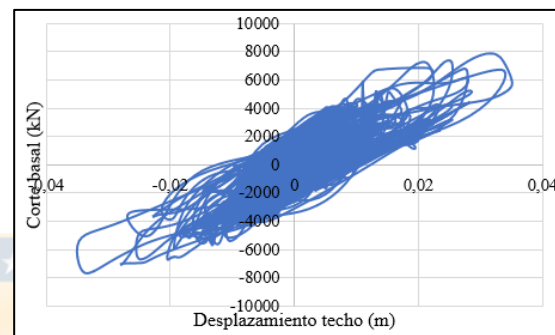


Figura 4.54: Histéresis global dir corta

#### 4.5.4 Resultados edificio de 11 pisos dirección larga elevación A

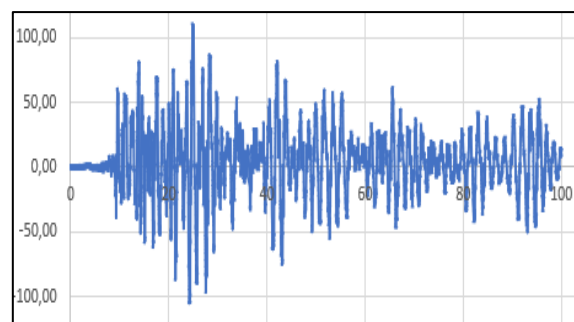
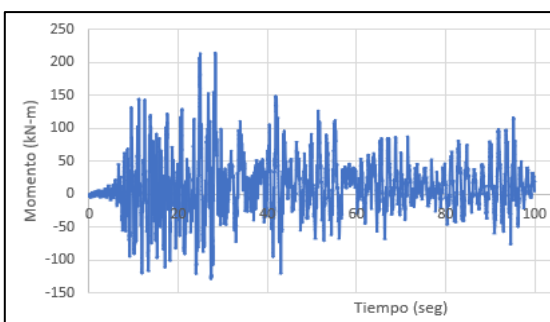


Figura 4.58: Momento columna piso 1

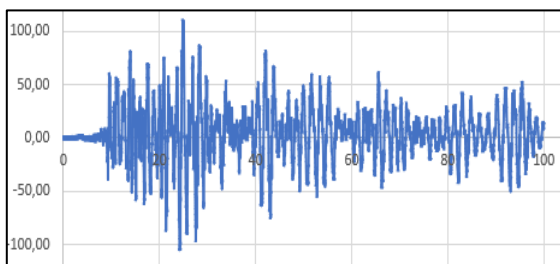


Figura 4.60: Momento columna piso 9

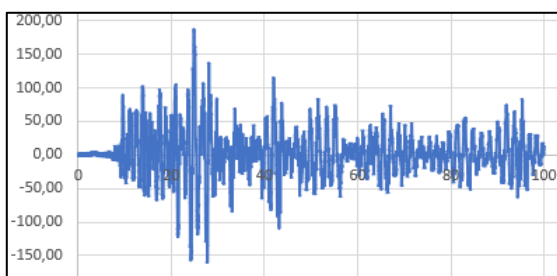


Figura 4.62: Momento viga piso 8

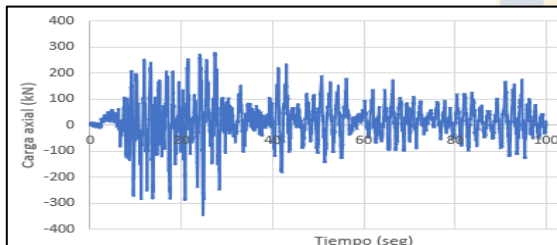


Figura 4.64: Carga axial diagonal piso 1

Figura 4.59: Momento columna piso 6

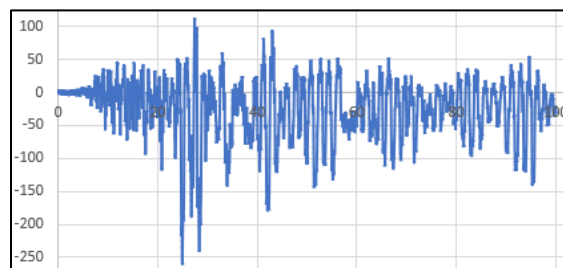


Figura 4.61: Momento viga piso 1

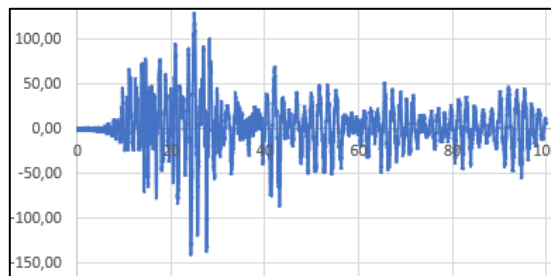


Figura 4.63: Momento viga piso 10

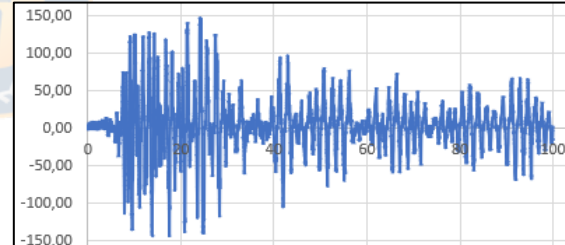


Figura 4.65: Carga axial diagonal piso 5

#### 4.5.4 Resultados edificio de 11 pisos dirección larga elevación D

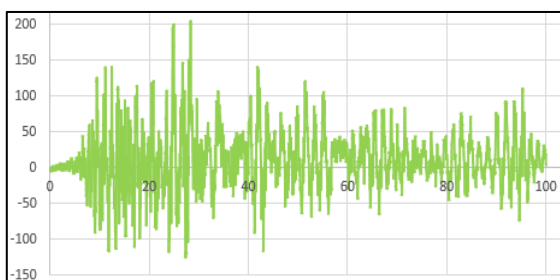


Figura 4.66: Momento columna piso 1

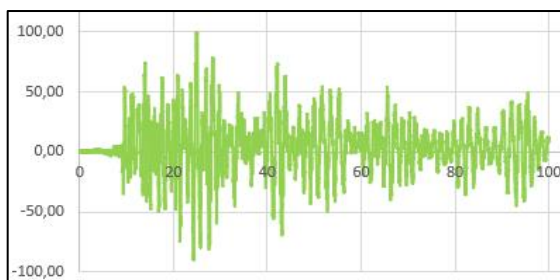


Figura 4.67: Momento columna piso 6

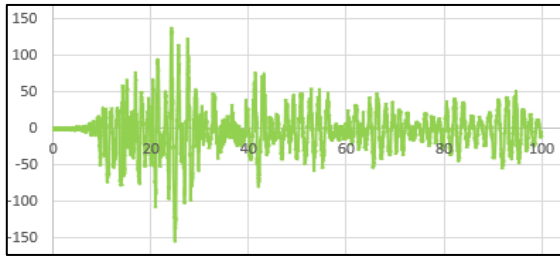


Figura 4.68: Momento columna piso 10

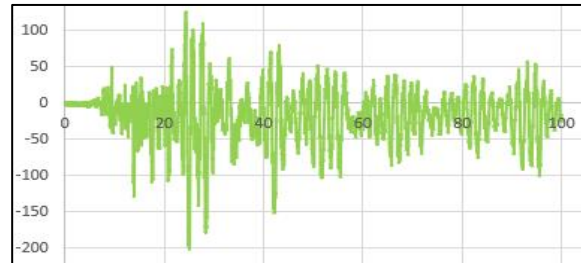


Figura 4.69: Momento viga piso 3

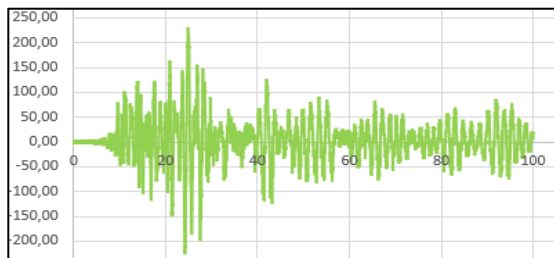


Figura 4.70: Momento viga piso 9

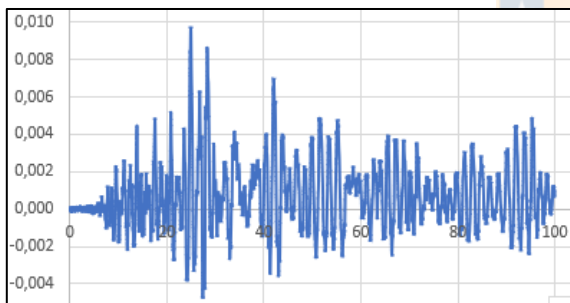


Figura 4.71: Drift piso 4

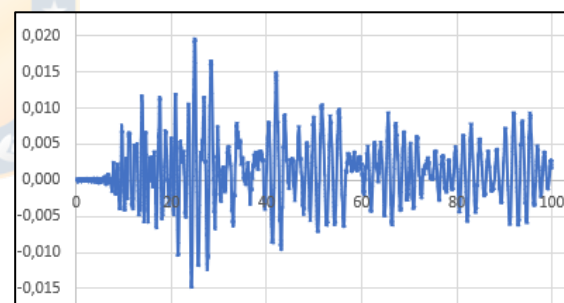


Figura 4.72: Drift piso 7

#### 4.5.5 Resultados edificio de 11 pisos dirección corta elevación 1

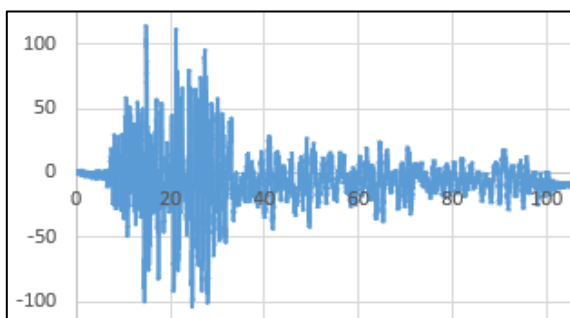


Figura 4.73: Momento columna piso 1

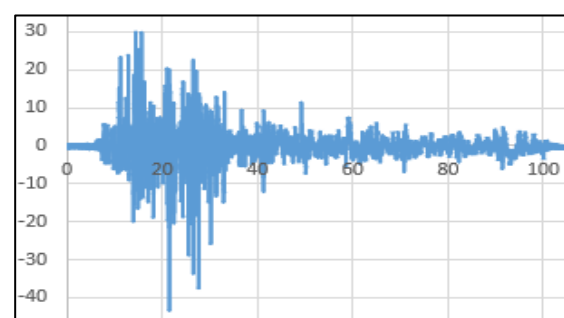


Figura 4.74: Momento columna piso 6

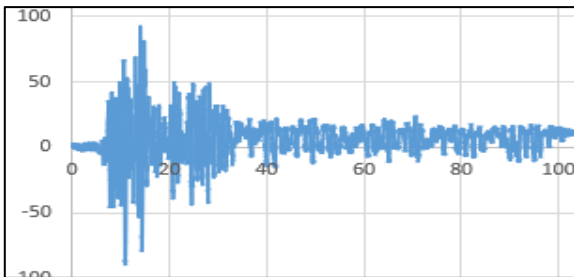


Figura 4.75: Momento viga piso 1

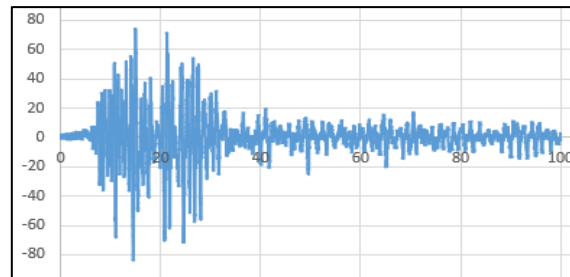


Figura 4.76: Momento viga piso 7

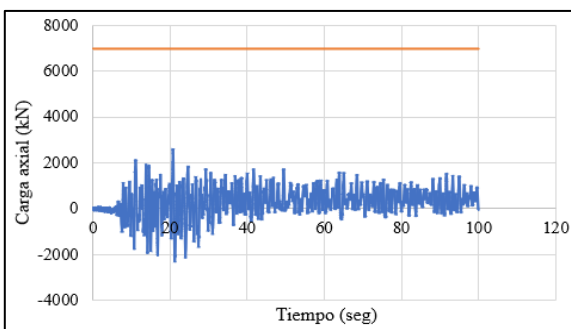
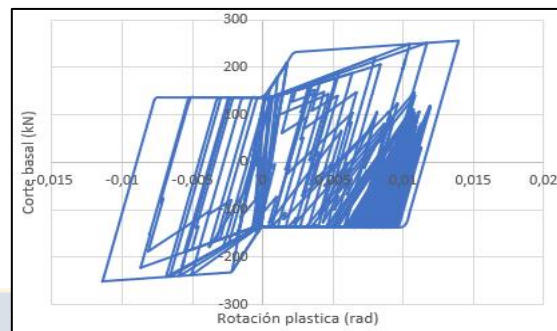
Figura 4.77: Carga axial columna piso 1  
y capacidad de la sección

Figura 4.78: Rotación plástica enlace



Figura 4.79: Drift piso 1

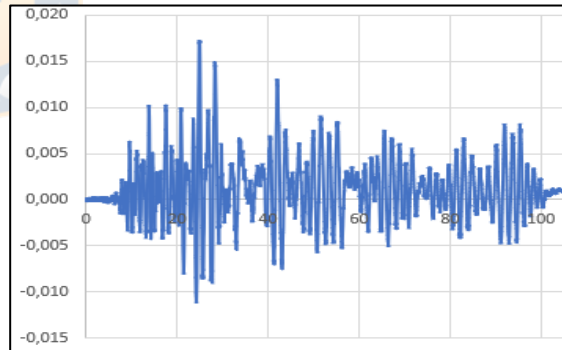


Figura 4.80: Drift piso 5

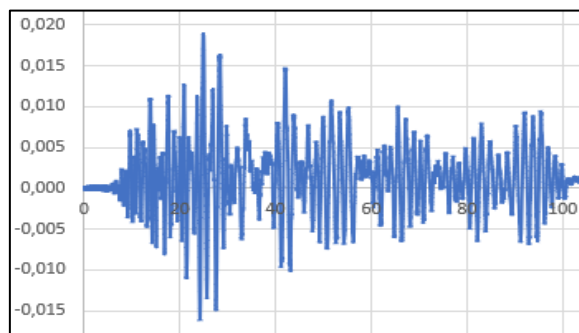


Figura 4.81: Drift piso 7

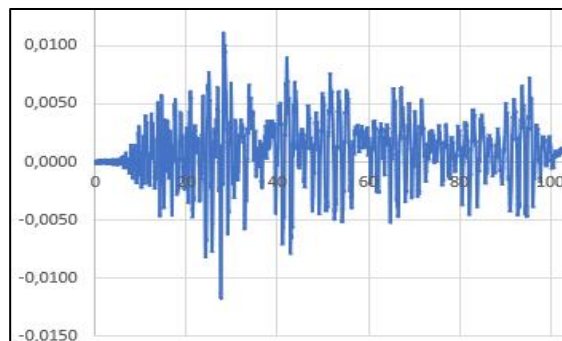


Figura 4.82: Drift piso 10

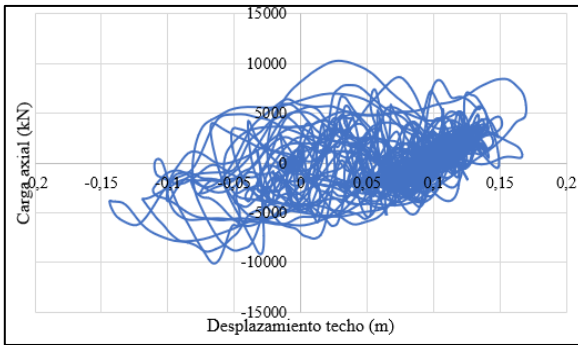


Figura 4.83: Histéresis global dir larga

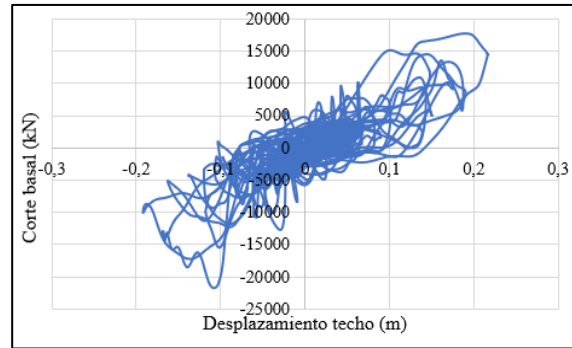


Figura 4.84: Histéresis global dir corta



#### 4.5.6 Resultados edificio de 16 pisos dirección larga elevación A

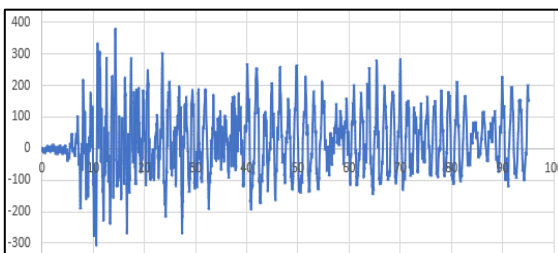


Figura 4.85: Momento columna piso 1

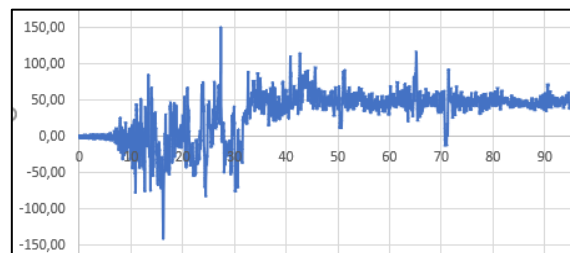


Figura 4.86: Momento columna piso 8

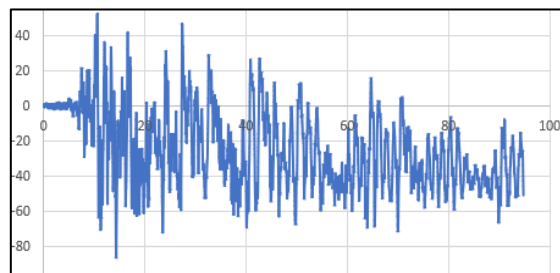
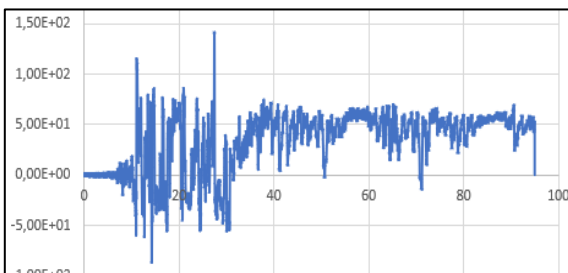


Figura 4.87: Momento columna piso 10

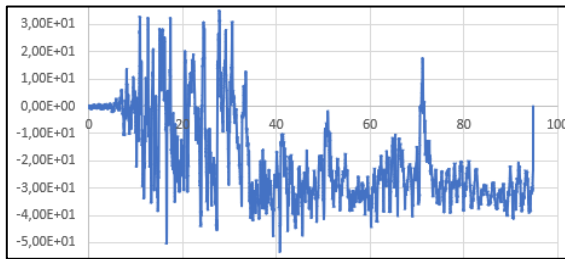


Figura 4.88: Momento viga piso 1

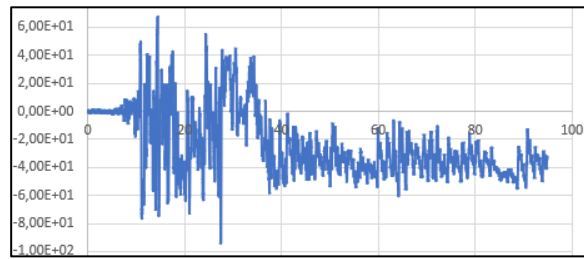


Figura 4.89: Momento viga piso 5

Figura 4.90: Momento viga piso 11



#### 4.5.7 Resultados edificio de 16 pisos dirección larga elevación B

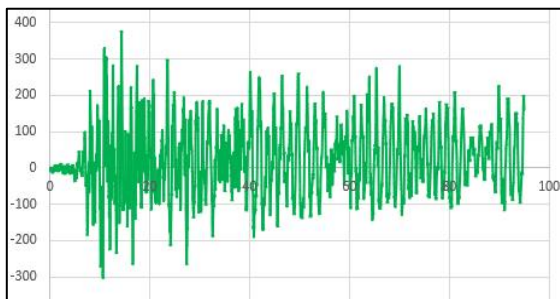


Figura 4.91: Momento columna piso 1

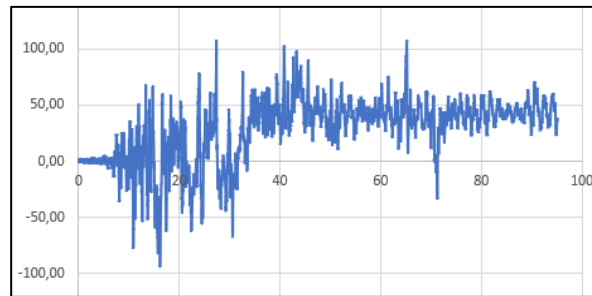


Figura 4.92: Momento columna piso 7



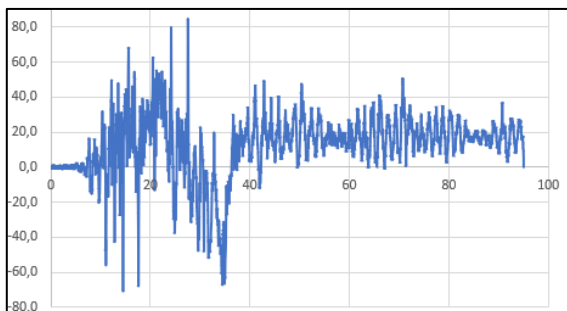


Figura 4.93: Momento columna piso 12

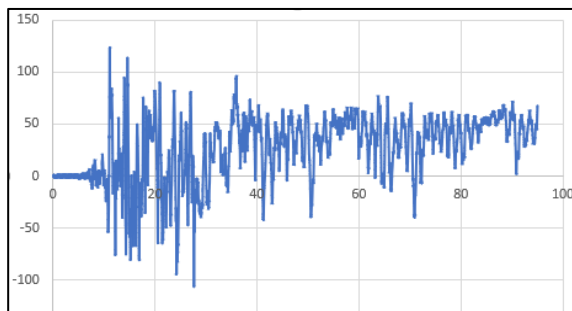


Figura 4.94: Momento columna piso 15

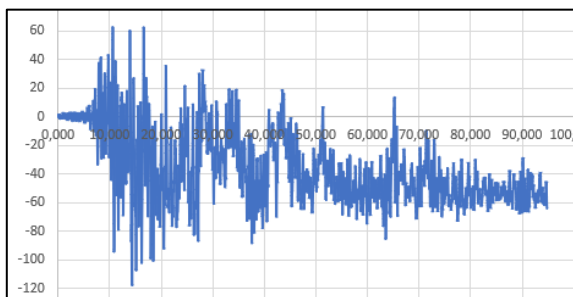


Figura 4.95: Momento viga piso 5

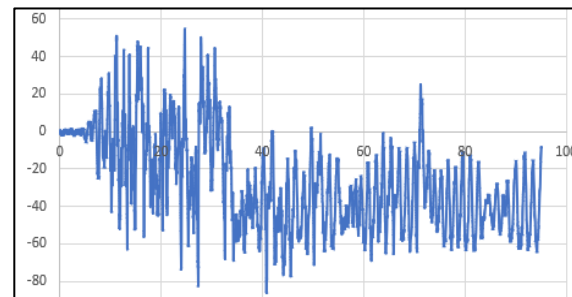


Figura 4.96: Momento viga piso 1

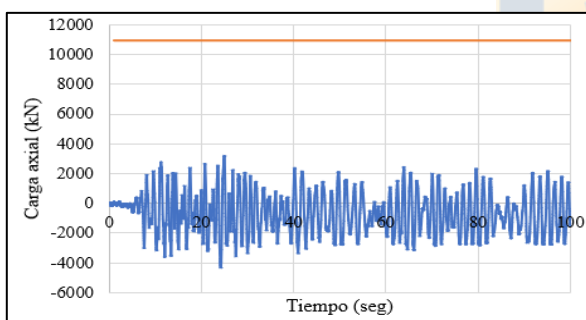
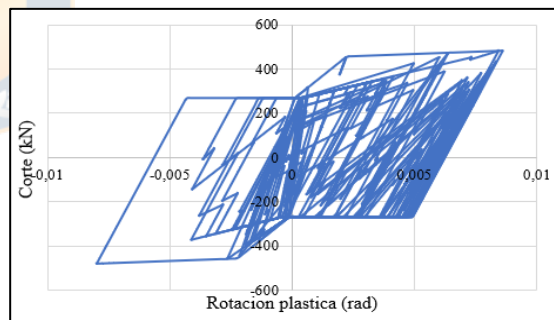
Figura 4.97: Carga axial columna piso 1  
y capacidad de la sección

Figura 4.98: Rotación plástica enlace

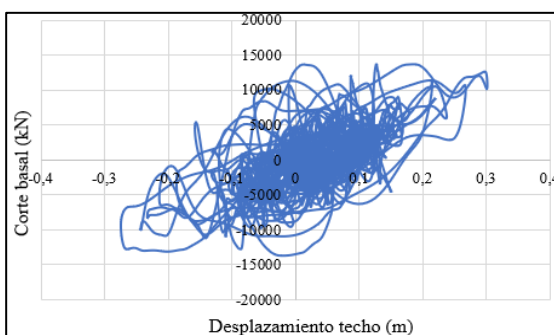
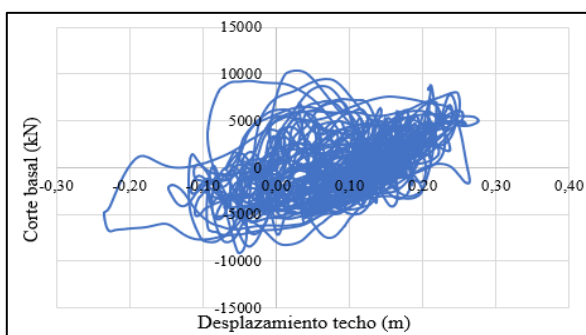


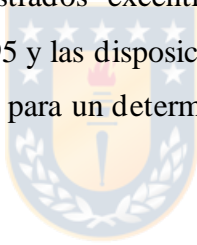
Figura 4.100: Histéresis global dir corta

Figura 4.99: Histéresis global dir larga

Revisando los gráficos anteriores, se puede decir en términos generales que los elementos estructurales que conforman los edificios a excepción de la viga enlace permanecen en el rango elástico ante la aplicación de un nivel de demanda sísmica correspondiente al sismo elástico. Además, se comprueba que los enlaces incursionan en el rango inelástico disipando energía y las rotaciones no superan en ningún caso el valor límite de 0,08 radianes, por lo tanto, la estructura estaría cumpliendo en este sentido con su objetivo fundamental.

#### **4.6 Conclusión**

En el presente capítulo se realizó la evaluación del desempeño de tres arquetipos estructurales basados en marcos de acero arriostrados excéntricamente utilizando la metodología contenida en la normativa FEMA P695 y las disposiciones del ATC-40. Además, se realizó una verificación del diseño estructural para un determinado nivel sísmico.



**CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES**

En el presente trabajo se evaluó el desempeño sísmico de un grupo de arquetipos estructurales de acero en base a marcos arriostrados excéntricamente como sistema resistente a cargas laterales, para lo cual se utilizó la metodología propuesta en la normativa FEMA P695 y las disposiciones del ATC-40.

Dentro de los hallazgos se puede afirmar que solo la estructura de 5 pisos cumplió con los requisitos mínimos expuestos en la normativa FEMA P695, por lo tanto, se puede decir que el factor de modificación de la respuesta  $R$  con que fue diseñada la estructura es adecuado y la estructura puede exhibir un buen desempeño sísmico.

Por otro lado, las estructuras de 11 y 16 pisos que fueron diseñadas con factores de modificación de la respuesta  $R$  mayor a 5 para las direcciones larga y corta no cumplieron con los requisitos de la normativa FEMA P695, sin embargo esto no implicaría que los factores de modificación  $R$  con la cual fueron diseñadas estas estructuras son inapropiados ya que probablemente si se consideraran factores de forma espectrales mayores a 1 las estructuras cumplirían con los requisitos de desempeño sísmico exigidos por FEMA P695.

En cuanto a los resultados obtenidos al aplicar el método del espectro de capacidad contenido en el documento ATC-40 se comprobó que todas las estructuras cumplen con los objetivos de desempeño para estructuras habitacionales según lo estipulado por el comité VISION 2000, ya que los drift alcanzados para cada nivel de demanda sísmica en el punto de desempeño resultaron ser menores que los valores límite.

La verificación del diseño de la estructura muestra que las estructuras cumplen el objetivo estructural esperado para marcos de acero excéntrico para un determinado nivel de demanda sísmica, ya que los elementos estructurales fuera del enlace tal como las columnas permanecen en el rango elástico debido a que la demanda de carga axial sobre estas no logra alcanzar la capacidad del perfil durante la acción sísmica aplicada y los enlaces incursionan

## Capítulo 5: Conclusiones

en el rango inelástico con rotaciones que no superan los 0,08 radianes concentrando el daño y disipando energía.

Estudios futuros deberían enfocarse en realizar los mismos análisis con diferentes condiciones de suelo, zonificación sísmica, diferentes longitudes de enlace y número de pisos considerados para cada estructura, de esta manera se tendrá más información y evidencia suficiente que respalde los resultados obtenidos y así poder evaluar la factibilidad de implementación de estos sistemas de resistencia a cargas sísmicas en nuestro país que aseguren un buen desempeño sísmico.



## Referencias

**REFERENCIAS**

AISC (2010a) **Seismic Provisions for Structural Steel Buildings**. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois. EEUU

ASCE (2010) **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**. American Society of Civil Engineers. Standard ASCE/SEI 7-10. New York. EE.UU.

ATC (1996) **Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings**. Applied technology council. Redwood City, California.

Bustos J. (2018) **Desempeño sísmico de marcos excéntricos con enlaces largos en edificaciones ubicadas en Chile**. Memoria de título Universidad de Chile

CINTAC (2010) **Manual Técnico Instadeck**. Instapanel CINTAC. Santiago.

CSI (2010) ETABS. Computer and structures, Inc. Berkeley, California.

FEMA (2009) **Quantification of building seismic performance factors**. Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.

Fuentealba, L. (2017) **Diseño estructural y térmico de un edificio habitacional de acero en base a marcos excéntricos**. Memoria de Título Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción.

Galvez, P. (2004) **Investigation of Factors Affecting Web Fractures in Shear Links**, MS Thesis, Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering, The University of Texas at Austin, Austin, TX.

Guendelman, T. (2002) **Análisis y Diseño Sísmico de Edificios de Hormigón Armado**. Memorias de Seminario dictado en Universidad de La Serena, compilado en CD, La Serena.

## Referencias

ICHA (2000) **Manual de Diseño para Estructuras de Acero**. Método de factores de carga y resistencia, Tomo 1. Instituto Chileno del Acero. Santiago. Chile.

ICHA (2006) **Edificio de Acero en Altura Media: Una Solución Eficiente**. Instituto Chileno del Acero. Santiago. Chile

INN (2009) **Diseño Estructural – Cargas Permanentes y Cargas de Uso. NCh1537.2009**. Instituto de Normalización Nacional. Santiago. Chile.

INN (2010) **Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Cargas. NCh3171.2010**. Instituto de Normalización Nacional. Santiago. Chile.

INN (1996) **Diseño Sísmico de Edificios. NCh433.1996 Mod 2009**. Instituto Nacional de Normalización. Santiago. Chile.

Kazemzadeh Z., Topkaya C. (2017). “**A review of research on steel eccentrically braced frames**”. **Journal of Constructional Steel Research**.

Okazaki, T., Arce G., Ryu H., Engelhardt M. (2005) **Experimental Study of Local Buckling, Overstrength, and Fracture of Links in Eccentrically Braced Frames**. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 131, pp. 1526 – 1535

OpenSees (2011). **Open System for Earthquake Engineering Simulation**. Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Oyarzun, J. (2012) **Evaluación de los parámetros de diseño para marco excéntrico en Chile**. Memoria de Título Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Chile. Santiago.

Ramadan, T., Ghobarah, A. (1995). **Analytical Model for Shear-Link Behavior**. *Journal of Structural Engineering*. Vol.121, pp.1574 - 1580.

## Referencias

Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1987). **Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames**, UCB/ERCC 87/07, Berkeley (CA, USA), Earthquake Engineering Research Center, University of California

Rozon, J., Kobojevic, S., Tremblay, R. (2008). **Study of Global Behavior of Eccentrically Braced Frames in Response to Seismic Loads**. 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.

Ruiz-García J., Bojorquéz., E., Corona E. (2018) **Seismic behavior of steel eccentrically braced frames under soft-soil seismic sequences**

Tanabashi, R.; Naneta, K.; Ishida, T. **On the rigidity and ductility of steel bracing assemblage**. In **Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering**, Rome, Italy, 25–29 June 1973; IAEE: Rome, Italy, 1974; pp. 834–840



Anexo 1: Curvas de fragilidad para diferentes estados limite

## ANEXO 1 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA DIFERENTES ESTADOS LIMITE

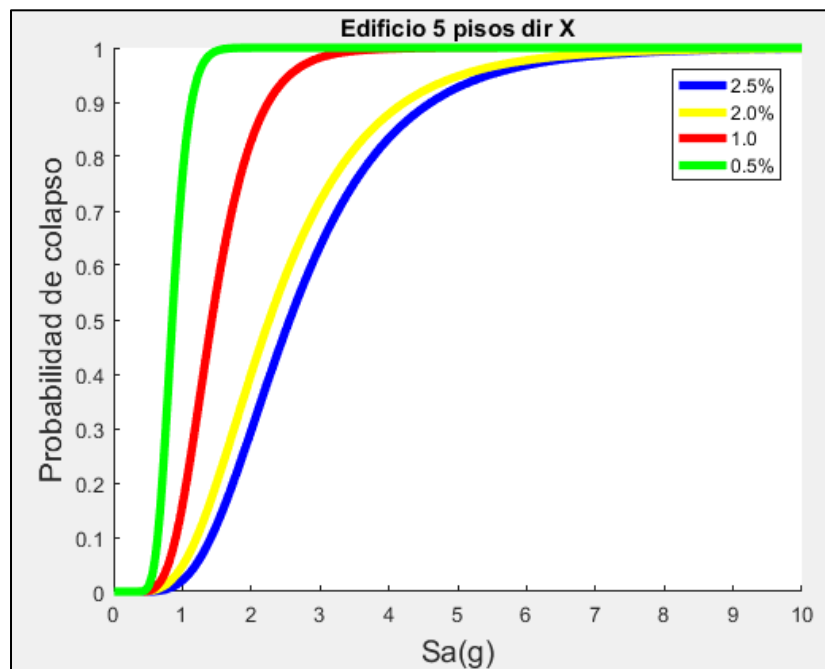


Figura A.1.1: Curvas de fragilidad edificio 5 pisos dirección larga

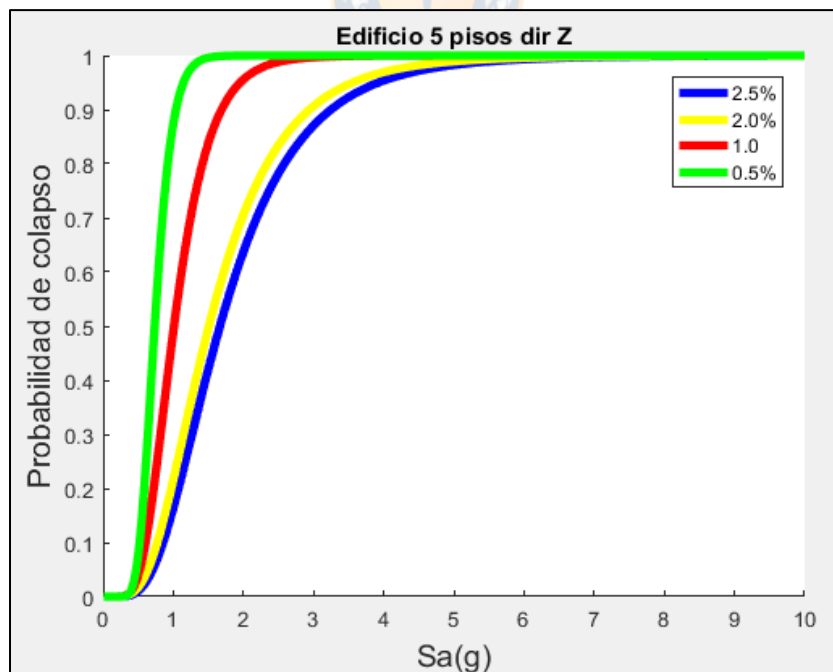


Figura A.1.2: Curvas de fragilidad edificio 5 pisos dirección corta



## Anexo 1: Curvas de fragilidad para diferentes estados limite

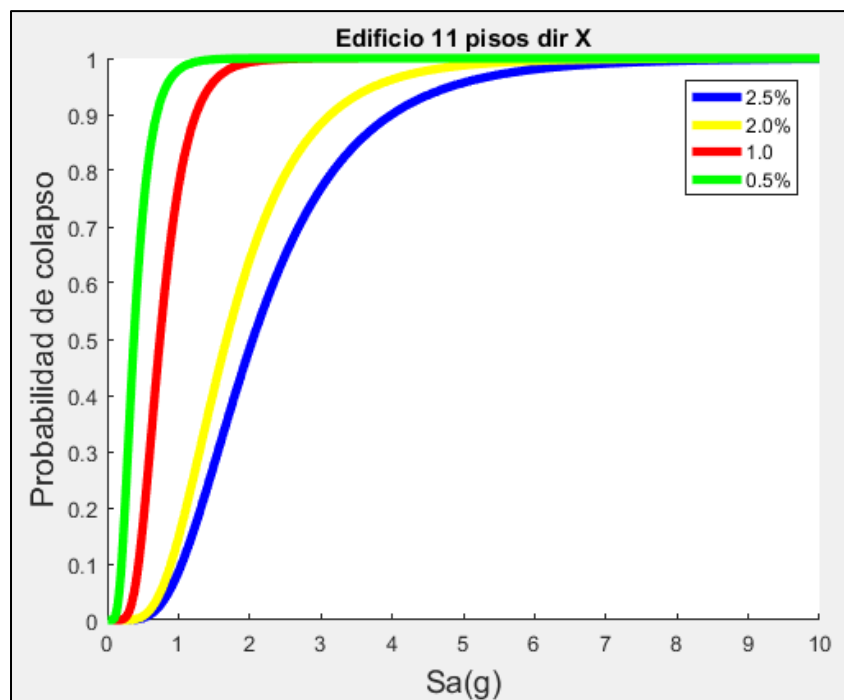


Figura A.1.3: Curvas de fragilidad edificio 11 pisos dirección larga

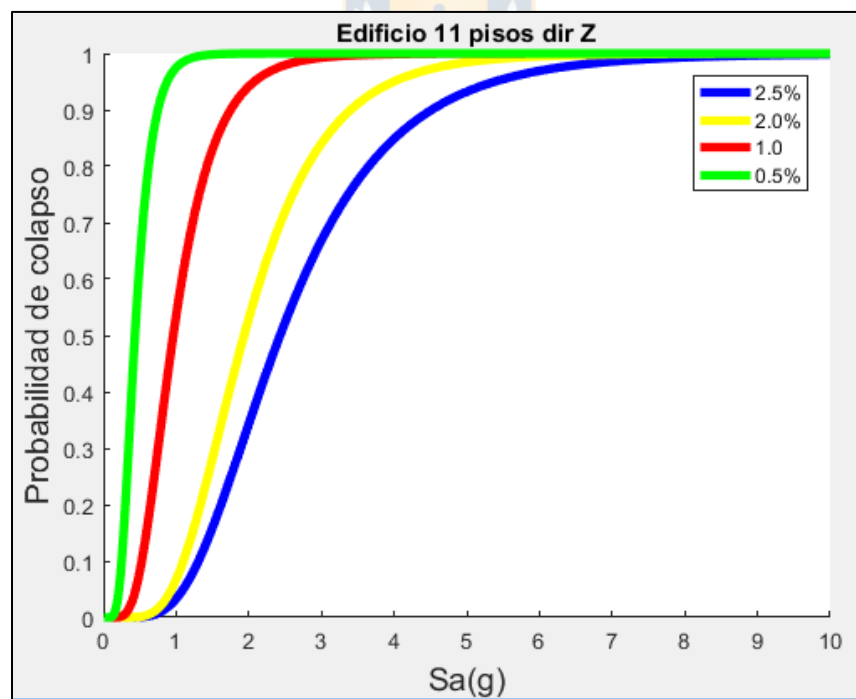


Figura A.1.4: Curvas de fragilidad edificio 11 pisos dirección corta

## Anexo 1: Curvas de fragilidad para diferentes estados limite

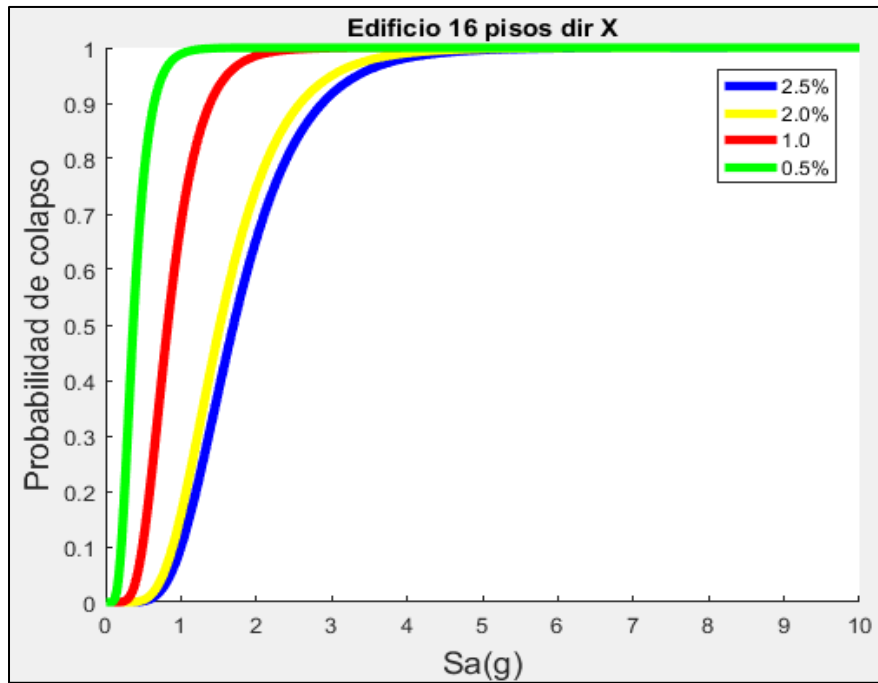


Figura A.1.5: Curvas de fragilidad edificio 16 pisos dirección larga

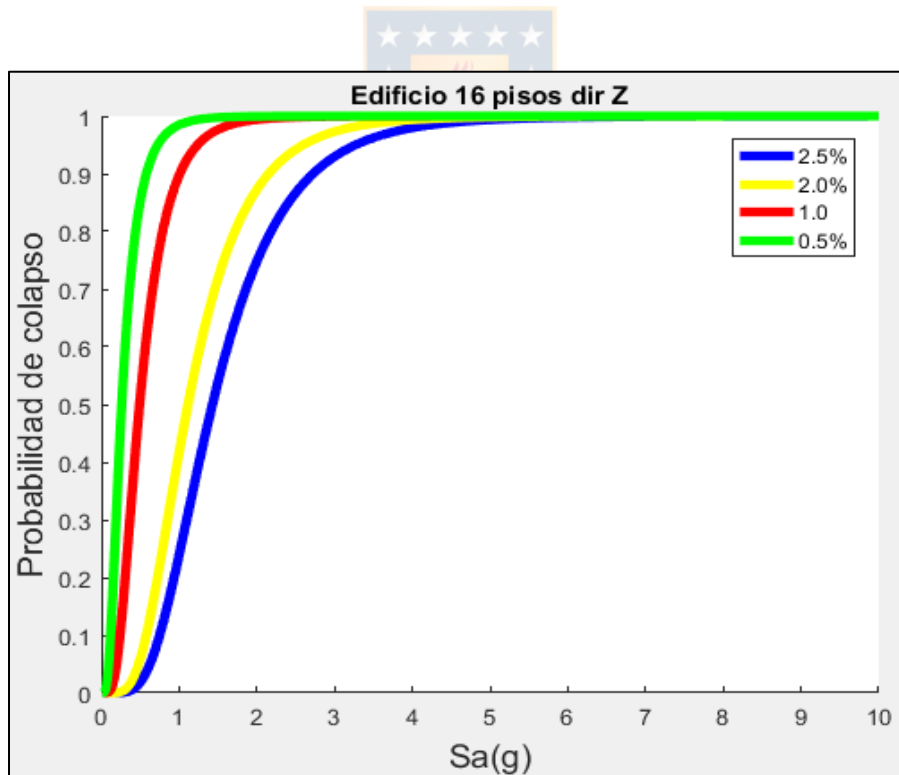


Figura A.1.6: Curvas de fragilidad edificio 16 pisos dirección corta

## ANEXO 2 DRIFT MÁXIMO REGISTROS ESCALADOS A NIVEL MCE

A continuación, se muestran los resultados de los drifts máximos para cada uno de los arquetipos sometidos a los diferentes registros sísmicos los cuales fueron escalados de tal manera que la mediana del conjunto (Grafico rojo) en el periodo fundamental de la estructura coincidiera con el espectro MCE.

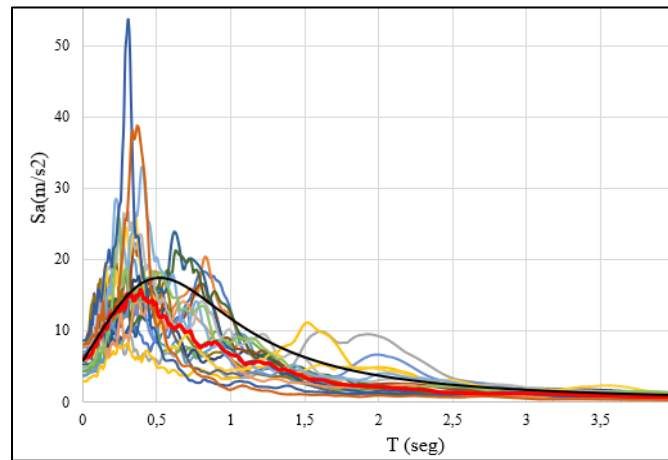


Figura A.2.1: Espectros registros escalados edificio 5 pisos dirección larga

Tabla 4.35: Drifts máximos edificio 5 pisos dirección larga

Registro	Drift máximo	Registro	Drift máximo
El Almendral L	0,0119	Viña E-W	0,018
El Almendral T	0,0149	Viña N-S	0,0165
Concepción L	0,005	Mejillones E-W	0,0066
Concepción T	0,0031	Mejillones N-S	0,012
Pozo almonte E-W	0,0094	Peñalolén E-W	0,0228
Pozo almonte N-S	0,0076	Peñalolén N-S	0,0136
Arica L	0,0066	Constitución L	0,0201
Arica T	0,0132	Constitución T	0,0122
Iquique L	0,0098	Papudo L	0,0077
Iquique T	0,0109	Papudo T	0,011

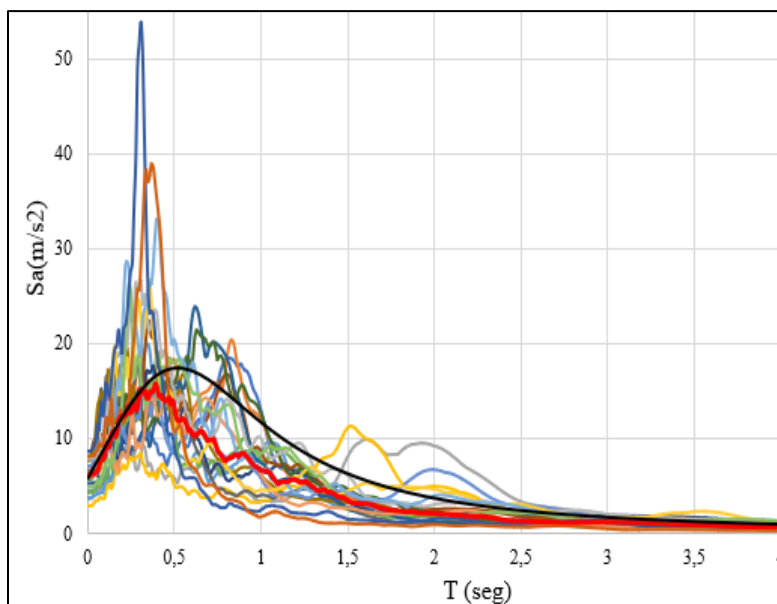


Figura A.2.2: Espectros registros escalados edificio 5 pisos dirección corta

Tabla 4.36: Drifts máximos edificio 5 pisos dirección corta

Registro	Drift máximo	Registro	Drift máximo
El Almendral L	0,0308	Viña E-W	0,0406
El Almendral T	0,0334	Viña N-S	0,0454
Concepción L	0,0048	Mejillones E-W	0,0210
Concepción T	0,0029	Mejillones N-S	0,0192
Pozo almonte E-W	0,0132	Peñalolén E-W	0,0497
Pozo almonte N-S	0,0142	Peñalolén N-S	0,0106
Arica L	0,0187	Constitución L	0,0295
Arica T	0,0349	Constitución T	0,0177
Iquique L	0,0146	Papudo L	0,0078
Iquique T	0,0147	Papudo T	0,0097

## Anexo 2: Drift máximo registros escalados a nivel MCE

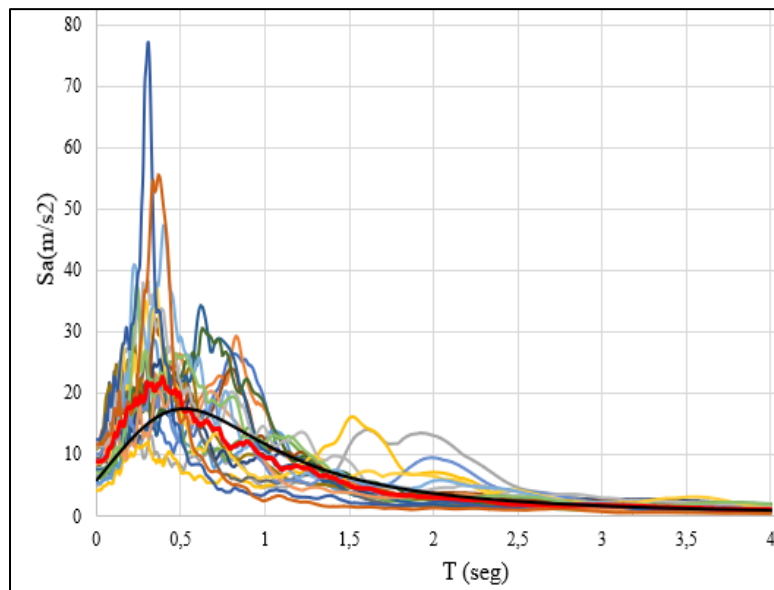


Figura A.2.3: Espectros registros escalados edificio 11 pisos dirección larga

Tabla 4.37: Drifts máximos edificio 11 pisos dirección larga

Registro	Drift máximo	Registro	Drift máximo
El Almendral L	0,0248	Viña E-W	0,0176
El Almendral T	0,0209	Viña N-S	0,0262
Concepción L	0,0393	Mejillones E-W	0,0229
Concepción T	0,0328	Mejillones N-S	0,0247
Pozo almonte E-W	0,0153	Peñalolén E-W	0,0323
Pozo almonte N-S	0,0166	Peñalolén N-S	0,0289
Arica L	0,0148	Constitución L	0,0279
Arica T	0,0179	Constitución T	0,0239
Iquique L	0,0156	Papudo L	0,0142
Iquique T	0,0193	Papudo T	0,0143

## Anexo 2: Drift máximo registros escalados a nivel MCE

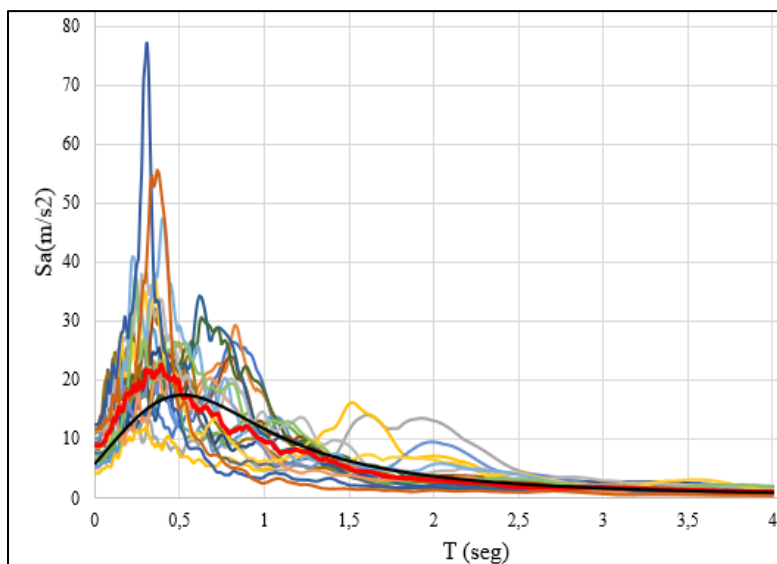


Figura A.2.4: Espectros registros escalados edificio 11 pisos dirección corta

Tabla 4.38: Drifts máximos edificio 11 pisos dirección corta

Registro	Drift máximo	Registro	Drift máximo
El Almendral L	0,0302	Viña E-W	0,0259
El Almendral T	0,0212	Viña N-S	0,0211
Concepción L	0,0143	Mejillones E-W	0,0196
Concepción T	0,0085	Mejillones N-S	0,0141
Pozo almonte E-W	0,020	Peñalolén E-W	0,0294
Pozo almonte N-S	0,0144	Peñalolén N-S	0,0171
Arica L	0,0158	Constitución L	0,0243
Arica T	0,0147	Constitución T	0,0192
Iquique L	0,0084	Papudo L	0,0165
Iquique T	0,0170	Papudo T	0,0157

## Anexo 2: Drift máximo registros escalados a nivel MCE

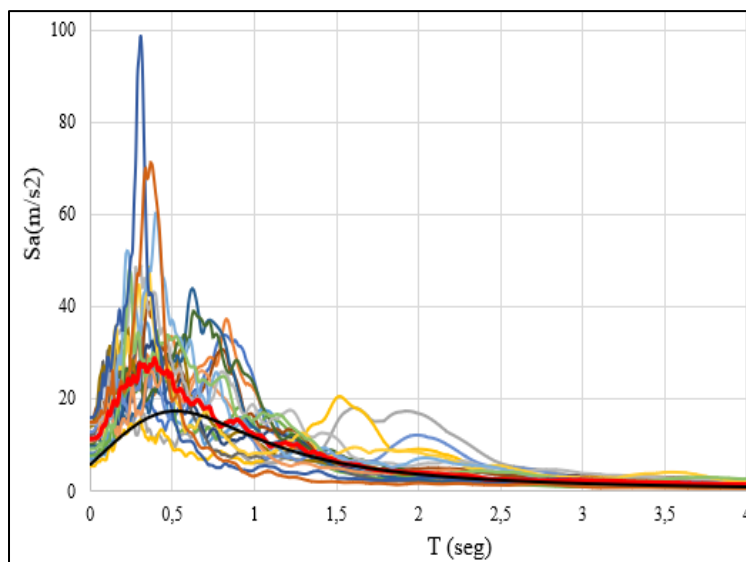


Figura A.2.5: Espectros registros escalados edificio 16 pisos dirección larga

Tabla 4.39: Drifts máximos edificio 16 pisos dirección larga

Registro	Drift máximo	Registro	Drift máximo
El Almendral L	0,0422	Viña E-W	0,0373
El Almendral T	0,0268	Viña N-S	0,0377
Concepción L	0,0306	Mejillones E-W	0,0236
Concepción T	0,0240	Mejillones N-S	0,0180
Pozo almonte E-W	0,0143	Peñalolén E-W	0,030
Pozo almonte N-S	0,020	Peñalolén N-S	0,0322
Arica L	0,0149	Constitución L	0,0659
Arica T	0,0208	Constitución T	0,0296
Iquique L	0,0161	Papudo L	0,0121
Iquique T	0,0138	Papudo T	0,0097

## Anexo 2: Drift máximo registros escalados a nivel MCE

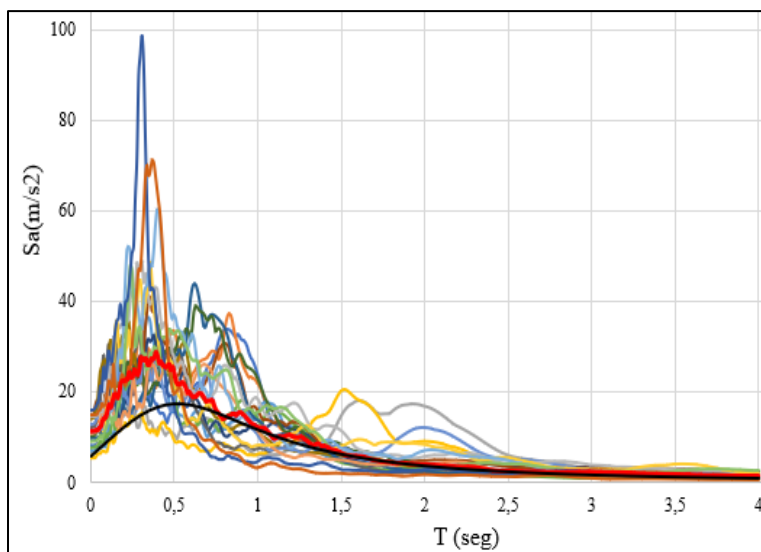


Figura A.2.6: Espectros registros escalados edificio 16 pisos dirección corta

Tabla 4.40: Drifts máximos edificio 16 pisos dirección corta

Registro	Drift máximo	Registro	Drift máximo
El Almendral L	0,0245	Viña E-W	0,0298
El Almendral T	0,024	Viña N-S	0,0305
Concepción L	0,0272	Mejillones E-W	0,0214
Concepción T	0,0205	Mejillones N-S	0,0282
Pozo almonte E-W	0,0209	Peñalolén E-W	0,0271
Pozo almonte N-S	0,0179	Peñalolén N-S	0,0204
Arica L	0,0154	Constitución L	0,0426
Arica T	0,0196	Constitución T	0,0230
Iquique L	0,0208	Papudo L	0,0141
Iquique T	0,0167	Papudo T	0,0109