



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE MARCOS DE ACERO CON
COLUMNAS TUBULARES Y VIGAS I CONECTADAS CON PLACAS APERNADAS Y
DIAFRAGMA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

ELIEZER IGNACIO MONDACA RUFF

PROFESOR GUÍA:
RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
EDUARDO NÚÑEZ CASTELLANOS
RAFAEL RUIZ GARCÍA

SANTIAGO DE CHILE
2017

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: ELIEZER IGNACIO MONDACA RUFF
FECHA: OCTUBRE 2017
PROF. GUÍA: RICARDO HERRERA MARDONES

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE MARCOS DE ACERO CON
COLUMNAS TUBULARES Y VIGAS I CONECTADAS CON PLACAS APERNADAS Y
DIAFRAGMA

Las estructuras de acero con columnas tubulares cuadradas presentan una ventaja en comparación a columnas con perfiles abiertos al no poseer un eje débil, característica de gran importancia para el comportamiento sísmico de una estructura. Dado que Chile es uno de los países con mayor sismicidad del mundo resulta conveniente el estudio de una edificación con estas características.

El presente trabajo es un estudio analítico del desempeño sísmico de una estructura con columnas tubulares conectadas a vigas I mediante placas apernadas y un diafragma con el uso de la metodología FEMA P695. La estructura se supone emplazada en la comuna de Las Condes, ciudad de Santiago, Chile donde la sismicidad se encuentra dominada por sismos de subducción. El diseño de la estructura queda controlado por el desplazamiento máximo entre pisos.

El diseño obtenido es modelado considerando la no linealidad de sus elementos por medio de la incorporación de rótulas plásticas en vigas y columnas, luego se analiza por medio de dos tipos de análisis no lineales: estático (*pushover*) y dinámico (*time-history*), para lo cual se utilizan 18 registros de aceleraciones de 5 sismos ocurridos en territorio Chileno durante los últimos doce años con el objetivo de determinar el factor de reducción de respuesta de la estructura.

Los resultados del análisis no lineal indican que la estructura posee una gran sobrerresistencia junto con una elevada ductilidad. Los factores de reducción de respuesta obtenidos son mayores que los establecidos por la norma sísmica chilena NCh433, con lo cual la NCh433 subestima la capacidad inelástica de la estructura.

*It is important to draw wisdom from different places.
if you take it from only one place
it becomes rigid and stale*

Iroh

Agradecimientos

A mis padres, por todo el cariño, confianza y apoyo que me han dado a lo largo de todos estos años, por todo los sacrificios que han hecho por mi y mis hermanos. A mis hermanos por ser como son y alegrarme cada día que pasa con sus locuras.

A mi profesor guía Ricardo Herrera, por estar siempre dispuesto y tener la paciencia para responder las dudas que tuve a lo largo de este proceso. Al profesor Eduardo, por toda la ayuda y consejos brindados.

A mis amigos de la sección 2, que compartimos tanto desde meches hasta los últimos años en la U, a los que conocí en civil por tanto tiempo que compartimos en la facultad, almuerzos, paseos, juntas, etc.

En especial quiero agradecer a Jefe, Josi, Pipon y López (en especial a ti) por soportar mis dictaduras en todos los trabajos que tuvimos en este último tiempo, sé que no fue fácil. A mis Geoamigos Diego, Meili, Mauro y Alo por adoptarme cuando divague por las tierras de la geotecnia.

A todos los que pasaron por Tras la viña FC, por apañar durante todos los años de civiliga a pesar de que los resultados nunca llegaron.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. General	2
1.2.2. Específicos	2
1.3. Alcance de cada capítulo	2
2. Antecedentes	4
2.1. Trabajos previos	4
2.1.1. Peña y Lillo (2010)	4
2.1.2. Nuñez (2016)	5
2.2. Disposiciones de diseño	7
2.2.1. Disposiciones según NCh433	7
2.2.1.1. Análisis Modal Espectral	8
2.2.2. Disposiciones según NCh3171	9
2.2.3. Disposiciones según AISC 341-10	9
2.3. Rótulas plásticas	11
2.4. Determinación de parámetros de diseño sísmico	12
2.4.1. Caracterización del comportamiento de la estructura	12
2.4.2. Desarrollo de modelo no lineal	12
2.4.3. Análisis no lineal	13
2.4.3.1. Análisis no lineal estático	13
2.4.3.2. Análisis no lineal dinámico	13
2.4.4. Evaluación del desempeño	14
3. Metodología	15
3.1. Desarrollo conceptual del sistema	15
3.2. Información requerida del sistema	15
3.3. Desarrollo de modelos no lineales	16
3.4. Análisis no lineales	17
3.4.1. Análisis no lineal estático	17
3.4.2. Análisis no lineal dinámico	19
3.4.2.1. Estimación de la razón del margen de colapso	19
3.4.2.2. Evaluación del desempeño	21
3.4.2.3. Margen de colapso ajustado	22

4. Diseño y Análisis Elástico de la Estructura	24
4.1. Descripción del Sistema Estructural	24
4.1.1. Geometría del proyecto	24
4.1.2. Cargas	25
4.1.3. Ubicación	25
4.1.4. Datos del Modelo	25
4.1.5. Torsión Accidental	26
4.2. Análisis de acuerdo a la normativa chilena NCh433	27
4.2.1. Esfuerzos	29
4.2.2. Deformación	32
4.2.3. Disposiciones AISC 341-10	33
5. Análisis Inelástico de la Estructura	35
5.1. Modelo de la Estructura	35
5.1.1. Cargas Iniciales	35
5.1.2. Definición de zonas de plastificación	36
5.2. Análisis Estático - <i>Pushover</i>	37
5.3. Análisis Dinámico - <i>Time-History</i>	39
5.3.1. Margen de Colapso	40
5.3.2. Evaluación de desempeño	50
6. Conclusiones	52
6.1. Líneas futuras de investigación	53
Bibliografía	53
Anexos	56
A. Configuraciones.	57
B. Registros de aceleración.	60

Índice de Tablas

2.1.	Resumen resultados obtenidos por Peña y Lillo (2010).	5
2.2.	Resumen de resultados numéricos y experimentales de Nuñez (2016)	6
3.1.	Índice de calidad de los Requerimientos de Diseño. (FEMA, 2009)	21
3.2.	Índice de calidad de los Datos Experimentales. (FEMA, 2009)	22
3.3.	Índice de calidad de los Datos Experimentales. (FEMA, 2009)	22
3.4.	Valores de aceptación para el margen de colapso ajustado ACMR (FEMA, 2009).	23
4.1.	Resumen Cargas utilizadas.	25
4.2.	Excentricidad accidental incorporada al modelo.	26
4.3.	Parámetros sísmicos de diseño, NCh433.	27
4.4.	Perfiles utilizados en el edificio.	28
4.5.	Resultados de corte basal máximo y mínimos según NCh433.	28
4.6.	Resultados del análisis modal.	28
4.7.	Verificación de los límites de compacidad	33
4.8.	Verificación del criterio de columna fuerte-viga débil.	34
5.1.	Parámetros para las rótulas plásticas, ASCE (2013).	36
5.2.	Factores de desempeño obtenidos del análisis <i>pushover</i>	39
5.3.	Registros sísmicos utilizados.	39
5.4.	Parámetros para definir el espectro MCE, (INN, 2013).	40
5.5.	Resumen del análisis IDA para el cálculo del CMR.	42
5.6.	Valores obtenidos para el corte máximo elástico e inelástico, factor de ductilidad y factor de reducción de respuesta.	49

Índice de Figuras

2.1. Modelo 3D Edificio República Popular China. (Peña y Lillo, 2010)	4
2.2. Detalle conexión a momento EP-columna tubular. (Nuñez, 2016)	5
2.3. Resultados Numéricos obtenidos por Nuñez (2016).	6
2.4. Resultados Experimentales obtenidos por Nuñez (2016).	7
2.5. Modos de Falla.	9
2.6. Definición de rótulas (ASCE, 2013).	11
2.7. Resumen metodología para evaluación de desempeño sísmico.	12
2.8. Curva Capacidad.	13
2.9. Cálculo de parámetros sísmicos a partir de la curva de capacidad.	14
3.1. Curva idealizada de un análisis pushover.	18
3.2. Espectro MCE para un amortiguamiento efectivo de 5 % según NCh2745.	20
4.1. Configuración del edificio en estudio.	24
4.2. Configuración losa colaborante.	26
4.3. Espectros de diseño según NCh433.	27
4.4. Corte por piso.	29
4.5. Factor de utilización de los elementos.	30
4.6. F.U. Planta Piso 3.	31
4.7. F.U. Elevación eje 2-2.	31
4.8. Deriva del centro de masa de la estructura producto de la acción de un sismo en la dirección x.	32
4.9. Deriva del centro de masa de la estructura producto de la acción de un sismo en la dirección y.	33
4.10. Secciones analizadas para el criterio de columna fuerte-viga débil.	34
5.1. Tributación de cargas para marco en estudio.	35
5.2. Configuración de rótulas incorporadas al edificio en estudio.	36
5.3. Curva Capacidad.	37
5.4. Patrón de aparición de rótulas.	38
5.5. Espectro de aceleración de los registros utilizados.	40
5.6. Espectro de aceleración del máximo sismo considerado y los registros utilizados.	41
5.7. Ajuste entre porcentaje de registros que generan el colapso y factor de escala.	41
5.8. Desplazamiento de techo para distintas escalas de intensidad.	43
5.9. Desplazamiento de techo para distintas escalas de intensidad (Continuación).	44
5.10. Desplazamiento máximo de piso para distintas escalas de intensidad.	46
5.11. Distorsión máxima entre piso para distintas escalas de intensidad.	47

5.12. Corte máximo por piso para distintas escalas de intensidad.	48
5.13. Histograma de factores de reducción obtenidos.	50
A.1. Configuración 1: Pisos 1 a 5.	57
A.2. Configuración 2: Piso 5 a 6.	58
A.3. Configuración 3: Pisos 6 a 9.	59
B.1. Registro de Cobquecura 2010, estación de Curicó.	60
B.2. Registro de Cobquecura 2010, estación de Florida.	60
B.3. Registro de Cobquecura 2010, estación de Puente Alto.	61
B.4. Registro de Tarapacá 2005, estación de Iquique.	61
B.5. Registro de Tarapacá 2005, estación de Pica.	61
B.6. Registro de Tarapacá 2014, estación de Iquique.	62
B.7. Registro de Tarapacá 2005, estación de Pica.	62
B.8. Registro de Tocopilla 2007, estación de Mejillones.	62
B.9. Registro de Illapel 2015, estación de Monte Patria.	63

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

Dado que Chile es un país con una alta amenaza sísmica, es necesario disponer de estructuras que posean un comportamiento sísmico óptimo. Es por esto que resulta interesante verificar el desempeño sísmico de un sistema estructural de marcos rígidos especiales de acero compuesto por columnas tubulares cuadradas y vigas I diseñado bajo la actual normativa sísmica chilena como una alternativa para edificación.

El acero estructural posee ventajas sobre otros materiales estructurales, por ejemplo posee una alta resistencia y elasticidad, además de una secuencia constructiva con una velocidad muy superior al resto de los materiales comúnmente utilizados. En Chile, es utilizado principalmente en el sector industrial, mientras que en el sector habitacional su aplicación es limitada. Por lo tanto, cualquier estudio que permita comprender el funcionamiento de este material en rubros ajenos al industrial es interesante.

Los marcos rígidos o marcos no arriostrados son uno de los sistemas estructurales de acero más antiguos y comunes debido a su simplicidad y buen desempeño. Son utilizados en sistemas sismorresistentes para tolerar terremotos mediante grandes disipaciones de energía por incursiones en el rango inelástico de sus elementos.

Por lo general, se definen tres tipos de marcos rígidos según el nivel de ductilidad o grado de incursión inelástica esperada en su diseño. Estos son los marcos especiales o SMF (Special Moment Frames), marcos intermedios o IMF (Intermediate Moment Frames) y, por último, marcos ordinarios o OMF (Ordinary Moment Frame). Donde el primero es el que presenta una mayor ductilidad y, por ende, posee más restricciones al momento de diseñar.

Las columnas tubulares o columnas cajón son frecuentemente utilizadas en áreas con alta demanda sísmica por las ventajas que presentan frente a las secciones abiertas (I, H, canales, ángulos), tales como diseñarse para no presentar un eje débil significativo. Por otro lado, presentar una sección cerrada permite tener una mayor rigidez torsional. (Gholami et al., 2013).

La estructura en estudio corresponde a un edificio de oficinas de 9 pisos con sistema estructural SMF compuesto por columnas tubulares y vigas I conectadas con placas apernadas y diafragmas, cuyo diseño se fundamenta en la normativa sísmica chilena NCh433 y las normas americanas para diseño en acero AISC 360-10 y AISC 341-10.

Del presente trabajo se obtienen los parámetros de desempeño sísmico, sobrerresistencia Ω , factor de reducción de respuesta R , ductilidad en base al periodo de la estructura μ_T , el factor de ductilidad de la estructura R_μ y el margen de colapso CMR , los cuales permiten entender el comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Evaluar el desempeño sísmico de un edificio en base a marcos de acero con columnas tubulares y vigas I conectadas con placas apernadas y diafragma.

1.2.2. Específicos

Para lograr el objetivo general del trabajo se definen los siguientes objetivos específicos:

1. Diseñar un edificio de marcos de acero con columnas tubulares y vigas I conectadas con placas apernadas y diafragma según la actual normativa sísmica chilena NCh433.
2. Evaluar el comportamiento elástico del sistema estructural diseñado.
3. Evaluar el comportamiento no lineal estático del sistema estructural diseñado.
4. Evaluar el comportamiento no lineal dinámico del sistema estructural diseñado.
5. Comparar los parámetros de diseño sísmico que propone la actual normativa sísmica chilena con las obtenidas en el presente trabajo.

1.3. Alcance de cada capítulo

Capítulo 1: Introducción

Expone una breve introducción y la motivación del tema a tratar. Además, presenta los objetivos del trabajo de título.

Capítulo 2: Antecedentes

Presenta los antecedentes que permiten una mejor comprensión del sistema estructural en estudio, los procedimientos de diseño utilizados y posterior evaluación del desempeño sísmico de la estructura mediante la metodología de FEMA (2009).

Capítulo 3: Metodología

Presenta un resumen de la secuencia de trabajo implementada, criterios utilizados, normas empleadas para el desarrollo y posterior análisis lineal y no lineal efectuado para determinar el desempeño sísmico del sistema estructural propuesto.

Capítulo 4: Análisis Elástico

Describe el prototipo, especificando su geometría, ubicación y consideraciones necesarias para su compresión. Por otro lado, se presentan los resultados del análisis del modelo lineal elástico según la actual normativa sísmica chilena NCh433.

Capítulo 5: Análisis Inelástico

Describe el modelo utilizado para el análisis no lineal del prototipo, incorporando todos los criterios utilizados. Se presentan los resultados del análisis estático no lineal o *pushover* y del análisis dinámico no lineal o *time-history*. Para finalizar, se presenta el análisis del desempeño sísmico de la estructura.

Capítulo 6: Conclusiones

Presenta las principales conclusiones del estudio en base a los resultados obtenidos. Se evalúa la efectividad del sistema estructural propuesto, comparando los parámetros sísmicos obtenidos con los propuestos por la norma sísmica chilena NCh433. Para finalizar se proponen líneas de investigación para futuros trabajos.

Capítulo 2

Antecedentes

2.1. Trabajos previos

2.1.1. Peña y Lillo (2010)

Peña y Lillo (2010) en su memoria de título estudió el desempeño sísmico del edificio República Popular China, el cual se encuentra ubicado en Viña del Mar, Chile. Este edificio es una estructura en base a marcos acero de 4 pisos con perfiles tubulares cuadrados para las columnas y vigas con perfil I (Figura 2.1). Además, realizó 3 modelos adicionales que constan de la misma estructuración cambiando la altura a 6, 8 y 10 pisos.

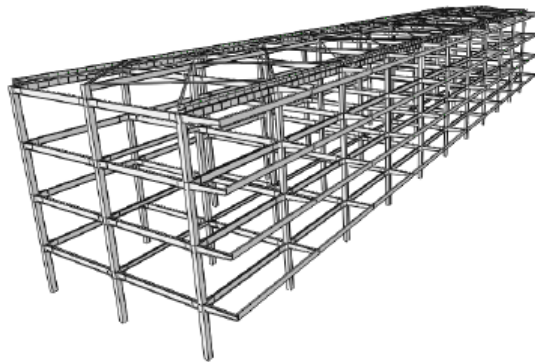


Figura 2.1: Modelo 3D Edificio República Popular China. (Peña y Lillo, 2010)

Los resultados obtenidos indican, en primer lugar, que el edificio República Popular China cumple con la normativa sísmica chilena actual, quedando su diseño gobernado por el corte mínimo establecido por la norma. Por otro lado, no cumple con el criterio de columna fuerte-viga débil establecido por la norma americana AISC 341-10, pero los modelos de 6, 8 y 10 pisos realizados cumplen con ambos criterios. En segundo lugar, el factor de modificación de respuesta (R) de la estructura está, en gran parte, influenciado por la sobrerresistencia que posee la estructura y en menor medida por su ductilidad, ver Tabla 2.1.

Los valores obtenidos para el factor de modificación de respuesta resultaron ser mayores que los propuestos por la normativa sísmica chilena NCh433 luego de aplicar la corrección por corte mínimo.

Tabla 2.1: Resumen resultados obtenidos por Peña y Lillo (2010).

Edificio	Factor de sobrerresistencia (Ω)	Factor de ductilidad (R_μ)	Factor de modificación de respuesta (R)
4	5,41	1,18	6,41
6	9,36	1,28	11,98
8	8,68	1,19	10,35
10	8,53	1,18	10,07

2.1.2. Nuñez (2016)

El documento americano que regula el diseño, detalles y fabricación de conexiones para estructuras de acero es el AISC 358-16, el cual posee nueve conexiones calificadas para ser utilizadas en sistemas de marcos rígidos especiales o SMF, de las cuales sólo una es posible utilizarla con columnas tubulares, pero considera su uso como columna tubular rellena de hormigón. Es por esto que Nuñez (2016) realiza un estudio numérico y experimental de una conexión para perfiles tubulares huecos. La conexión consta de *end-plates* (EP) o placas unidas con pernos de alta resistencia y conectados a diafragmas externos en la columna como se señala en la Figura 2.2.

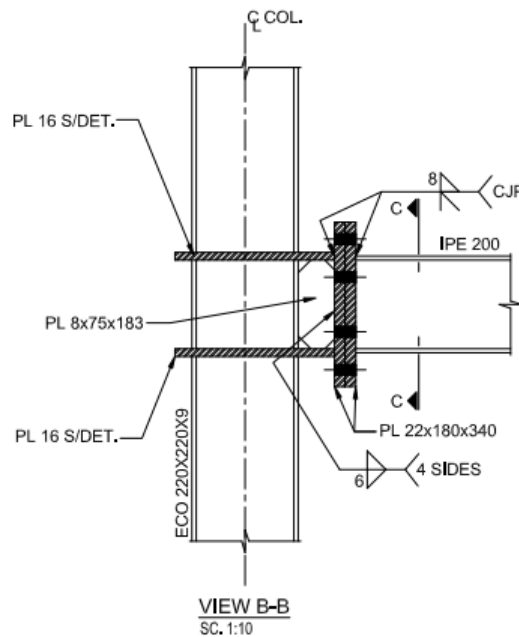


Figura 2.2: Detalle conexión a momento EP-columna tubular. (Nuñez, 2016)

Los resultados obtenidos por Nuñez (2016) se resumen en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Resumen de resultados numéricos y experimentales de Nuñez (2016)

Tipo de Conexión	Carga Máxima [kN]	Desplazamiento Máximo [mm]	Rigidez Inicial [kN/mm]	Energía Disipada [kN-mm]	Momento Máximo [kN m]	Rotación Máxima [rad]
EP-HSS (1)	66,14	76	4979	40532	99,2	0,05
EP-HSS (2)	66,46	76	4844	36171	99,69	0,05
Test 1	65,26	90	6933	58140	97,89	0,06
Test 2	71,9	75	7451	44126	107,85	0,05
Test 3	70,7	75	6519	53543	106,05	0,05

En la Figura 2.3 y Figura 2.4 se presentan las curvas de Momento-Rotación de la conexión, tanto para los modelos numéricos como para las probetas experimentales donde se observa una similitud entre los resultados obtenidos.

Además, la conexión cumple con los criterios establecidos por la AISC 358-16 para ser utilizada en sistemas SMF al presentar resistencia ($\frac{M_{max}}{M_p} > 0,8$ para una rotación de 0,04 radianes, junto con una capacidad de rotación mayor a 0,04 radianes. Por último, las fallas observadas en los modelos y experimentos se concentran en las vigas, siguiendo la filosofía de diseño de los marcos rígidos especiales o SMF, los cuales mantienen la acción inelástica fuera de la columna.

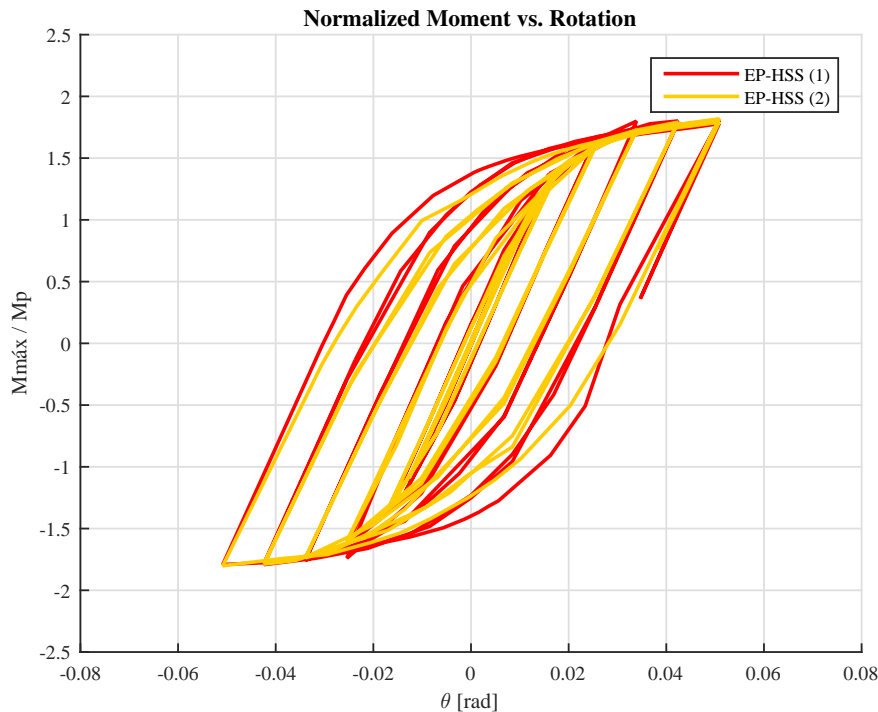


Figura 2.3: Resultados Numéricos obtenidos por Nuñez (2016).

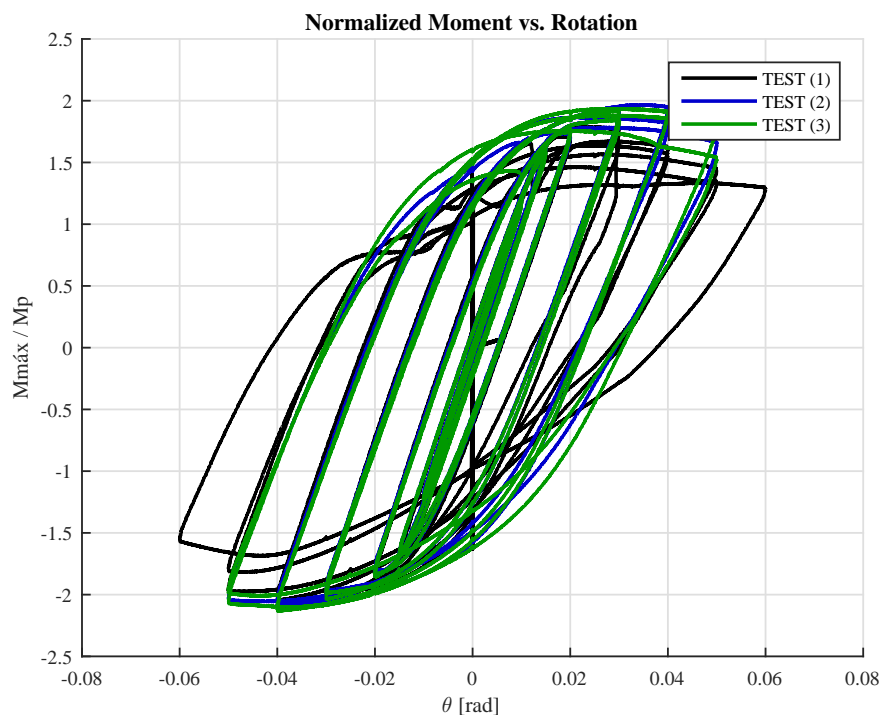


Figura 2.4: Resultados Experimentales obtenidos por Nuñez (2016).

El estudio realizado por Peña y Lillo (2010) permite exponer el análisis de una estructura con una configuración similar a la implementada para este trabajo, las principales diferencias radican en la zona sísmica donde está emplazada y la conexión utilizada para la unión de vigas y columnas, en este estudio se utiliza la conexión propuesta por Nuñez (2016). En la siguiente sección se presentan los criterios de diseño utilizados para la materialización del edificio.

2.2. Disposiciones de diseño

2.2.1. Disposiciones según NCh433

La normativa sísmica chilena NCh433 es la que rige el diseño de estructuras para uso habitacional o de oficinas, es por esto que es la que se utiliza para este trabajo.

La NCh433 presenta 2 métodos de análisis: estático y modal espectral. El método estático puede ser utilizado en edificaciones de no más de 5 pisos y una altura total igual o inferior a 20 metros. Bajo condiciones particulares, éste puede ser extendido a edificaciones de 15 pisos. Para el resto de las estructuras se debe realizar un análisis modal espectral, el cual se detalla a continuación.

2.2.1.1. Análisis Modal Espectral

Esta metodología es aplicable a estructuras que presenten modos de vibración, con amortiguamiento del orden de 5 % del amortiguamiento crítico.

Se debe incluir en el análisis los modos de vibración necesarios, ordenados de forma creciente para las frecuencias, tal que la suma de las masas equivalentes de cada modo pueda completar un equivalente mínimo del 90 % de la masa total del edificio para cada una de las direcciones de análisis.

El método modal espectral de la NCh433 considera el efecto de torsión accidental. Se entiende por torsión accidental a los esfuerzos inducidos a la estructura producto de excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez de cada piso por tolerancias de construcción.

La NCh433 presenta dos alternativas para incorporar el efecto de torsión accidental. Una opción es aplicar momentos torsionales estáticos en cada nivel producto de la variación de corte entre pisos. La segunda alternativa consiste en desplazar la ubicación del centro de masas del modelo en un 5 % del ancho del piso perpendicular a la acción del sismo.

La solicitación sísmica de la estructura se determina utilizando un espectro de diseño S_a , definido a continuación:

$$S_a = \frac{SA_o\alpha}{R^*/I} \quad (2.1)$$

donde α y R^* se obtienen de

$$\alpha = \frac{1 + 4,5\left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (2.2)$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (2.3)$$

A_o corresponde a la aceleración efectiva máxima del suelo, I es el factor de importancia de la estructura, α factor de amplificación, R^* factor de reducción y S , T_o , p son parámetros que dependen del tipo de suelo, T_n es el periodo del modo n y, por último, T^* es el periodo del modo fundamental de la edificación.

La normativa limita las deformaciones sísmicas en un $0,002 \cdot h_{piso}$ medido con respecto al centro de masas para cada dirección, donde h_{piso} es la altura del piso, mientras que para el desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos el máximo queda restringido a $0,001 \cdot h_{piso}$ más el desplazamiento del centro de masas.

Para obtener los desplazamientos y solicitaciones es necesario considerar la contribución de cada uno de los modos a través de una combinación modal, que para el caso de la norma sísmica chilena es CQC (combinación cuadrática completa).

Por último, se debe considerar las limitaciones para el valor del corte basal mínimo que es independiente del sistema estructural y el corte basal máximo, el cual depende del sistema estructural a utilizar según disposiciones de la NCh433.

2.2.2. Disposiciones según NCh3171

Según el diseño por resistencia última o LRFD, los edificios son diseñados para resistir las condiciones de cargas señaladas a continuación, sin sobrepasar la resistencia admisible de los elementos estructurales.

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

donde D es la carga permanente, L carga de uso, L_r carga de uso de techo, S carga de nieve según INN (2010b), R carga de lluvia según ASCE (2010), W carga de viento según INN (2010c) y E carga sísmica según INN (2009) o INN (2003).

2.2.3. Disposiciones según AISC 341-10

Se exponen los requerimientos impuestos al diseño de marcos especiales o SMF según el código americano AISC (2010a).

En la Figura 2.5 (a) se observa un modo de falla denominado *piso blando*, el cual las filosofías de diseño actuales buscan evitar debido a que los efectos no lineales se concentran en un solo piso, generando grandes efectos P-delta y falla de las columnas. Por otro lado en la Figura 2.5 (b) se presenta un modo de falla dúctil el cual se origina del criterio de columna fuerte-viga débil, el cual genera un falla *multi-piso* dominada por la aparición de rótulas en las vigas.

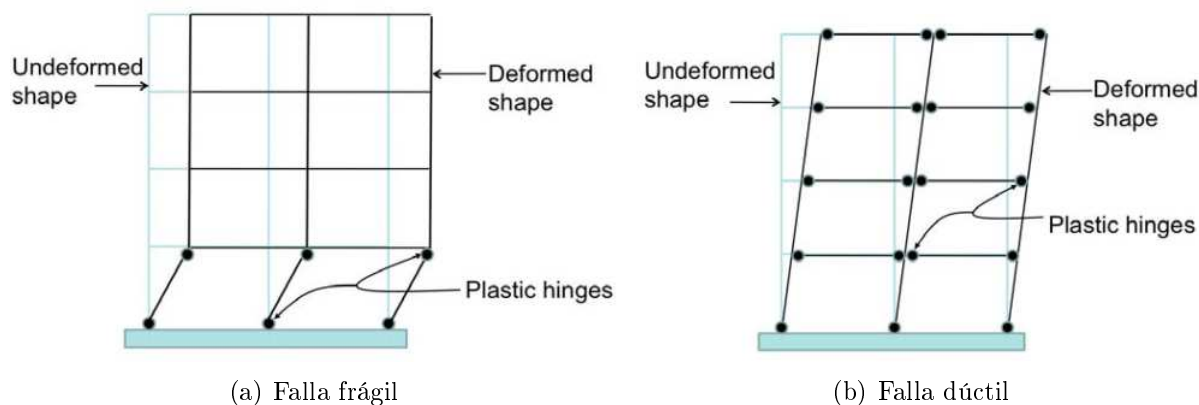


Figura 2.5: Modos de Falla.

Un sistema que cumpla con la relación de columna fuerte-viga débil, asegura que durante las deformaciones en el rango no lineal de la estructura las vigas sean siempre capaces de

transmitir los momentos a las columnas y que cuando deban transmitir un momento que exceda la capacidad de la estructura, la falla por fluencia se produzca en las vigas y no en las columnas o en las conexiones, de tal manera de asegurar la estabilidad estructural global y su ductilidad.

El diseño de SMF contempla una significativa capacidad de disipar energía en las estructuras en función de las deformaciones que estas sean capaces de desarrollar antes de la falla o fluencia de alguno de sus elementos. Esta capacidad de deformarse y disipar energía corresponde a la ductilidad de la estructura y depende directamente de los materiales utilizados, conexiones, entre otras variables.

El criterio columna fuerte-viga débil se verifica por medio de la Ecuación 2.4,

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1,0 \quad (2.4)$$

$\sum M_{pc}^*$ corresponde a la suma de las proyecciones de momentos en las columnas que llegan a un nodo y la reducción debido a la carga axial a la que se encuentran, como se expone en la Ecuación 2.5.

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (2.5)$$

Con Z_c módulo plástico de la columna, F_{yc} tensión de fluencia de la columna, P_{uc} carga de compresión presente y A_g área gruesa de la columna.

A su vez, $\sum M_{pb}^*$ es la suma de momentos esperados en la rótula plástica de la viga y los producto del corte presente en la viga que llega al nodo en análisis, Ecuación 2.6.

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1,1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}) \quad (2.6)$$

donde M_{uv} se obtiene de

$$M_{uv} = V_{rp} \left(\frac{d_c}{2} + s \right) \quad (2.7)$$

R_y factor de ajuste para la resistencia esperada, F_{yb} tensión de fluencia para la viga, Z_b módulo plástico de la viga, V_{rp} corte en la rótula plástica, d_c altura de la columna y s distancia desde la cara de la columna a la rótula plástica.

Así mismo, los elementos constituyentes del sistema estructural deben cumplir con los requerimientos de ser altamente dúctiles, entre los que destacan las limitaciones a la relación de forma en la Tabla D1.1 de AISC (2010a) y largo libres de pandeo para vigas, entre otros.

Además, las conexiones a utilizar en el sistema sismorresistente deben satisfacer los siguientes requisitos:

1. Proveer una capacidad de deformación angular de al menos 0.04 rad.
2. La resistencia a flexión medida en la conexión, obtenida en la cara de la columna debe ser al menos $0,8M_p$ de la viga conectada bajo una deformación de 0.04 rad.

Existen 2 formas de verificar que la conexión cumpla con estos requisitos señalados anteriormente: la primera consiste en utilizar alguna de las conexiones pre-calificadas en el código AISC 358-16. El segundo método consta de implementar otro tipo de conexión si se demuestra por medio de ensayos de laboratorio el correcto funcionamiento de la conexión.

2.3. Rótulas plásticas

La incorporación del efecto no lineal se realiza mediante la adición de rótulas plásticas a los elementos estructurales (vigas, columnas), para esto se utilizan las curvas de carga-deformación establecidas por ASCE (2013), la cual establece diferentes curvas según el tipo de elemento estructural y su clasificación (primarios o secundarios), estas diferencias se expresan en los parámetros “*a*”, “*b*” y “*c*” presentados en la Figura 2.6 (a).

El parámetro “*a*” representa el rango de endurecimiento del material o rango plástico, “*b*” indica el punto en que el elemento ya no toma más carga y se genera su falla. Por último, el parámetro “*c*” simboliza la capacidad residual de material una vez superada su capacidad última. La Figura 2.6 (b) indica los niveles de desempeño establecidos para curva de carga-deformación, donde:

- *IO* (Immediate Occupancy): El edificio es seguro de habitar y las reparaciones necesarias son menores.
- *LS* (Life Safety): La estructura se mantiene estable y posee una reserva de resistencia.
- *CP* (Collapse Prevention): La estructura se mantiene estable, pero presenta severos daños.

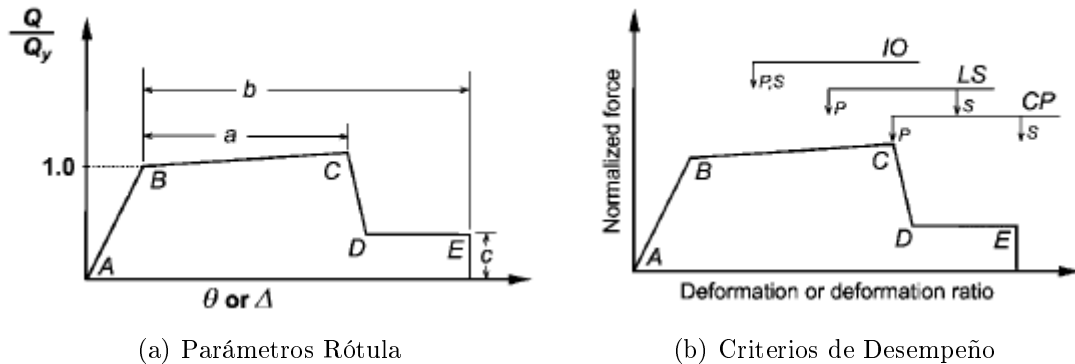


Figura 2.6: Definición de rótulas (ASCE, 2013).

2.4. Determinación de parámetros de diseño sísmico

Para determinar los parámetros de diseño sísmico (Ω , μ , R y CMR) se utiliza la metodología propuesta por FEMA (2009) “*Quantification of Building Seismic Performance Factors*”.

Esta metodología nos permite evaluar el desempeño sísmico de un sistema estructural por medio de la evaluación probabilística del riesgo de colapso que presenta con respecto al Máximo Sismo Considerado (MCE por sus siglas en inglés). En la Figura 2.7 se presenta un resumen de la metodología.

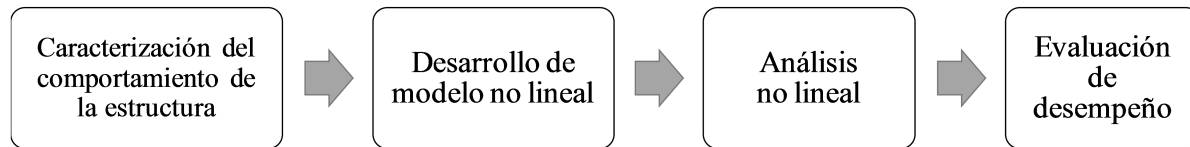


Figura 2.7: Resumen metodología para evaluación de desempeño sísmico.

2.4.1. Caracterización del comportamiento de la estructura

Este ítem busca definir sistema estructural sismorresistente a utilizar, los materiales seleccionados para su elaboración, los mecanismos de disipación inelásticos implementados, rango de aplicaciones o uso de la estructura y la documentación necesaria para desarrollar el modelo o prototipo. Es decir, busca definir el tipo y las características del edificio que se analizará.

Una vez caracterizado el edificio se procede con el diseño de la estructura y los elementos según las normativas correspondiente, con esto se pretende verificar el correcto funcionamiento de la estructura según la normativa del país en donde se emplaza.

2.4.2. Desarrollo de modelo no lineal

A partir de las consideraciones tomadas en el punto anterior, se desarrolla un modelo computacional que considere las diferentes no linealidades (geométricas o del material) de los distintos elementos estructurales. El modelo debe ser capaz de reproducir los distintos modos de falla que pueden desencadenar el colapso de la estructura.

Si existen modos de falla que no sean posibles simular en el modelo, se puede elaborar métodos alternativos de detección de estos, a partir de los resultados obtenidos del análisis, estos se conocen como modos de falla no simulados.

2.4.3. Análisis no lineal

En este punto se pretende realizar dos tipos de análisis no lineal para determinar el desempeño sísmico de la estructura en estudio. En primer lugar, se realiza un análisis no lineal estático o *pushover*, para luego continuar con un análisis no lineal dinámico o *time-history*.

2.4.3.1. Análisis no lineal estático

El análisis no lineal estático o *pushover* consiste en empujar la estructura mediante fuerzas estáticas aplicadas en cada piso, las cuales aumentan de forma monotónica y proporcionalmente, es decir, siempre apuntan en un mismo sentido y se mantiene la relación entre ellas.

Desde el análisis *pushover* es posible obtener la curva de capacidad fuerza-deformación, la cual permite obtener los parámetros de sobrerresistencia Ω y ductilidad en base al periodo de la estructura μ_T . La curva de capacidad puede ser simplificada a una curva bilineal como se ejemplifica en la Figura 2.8.

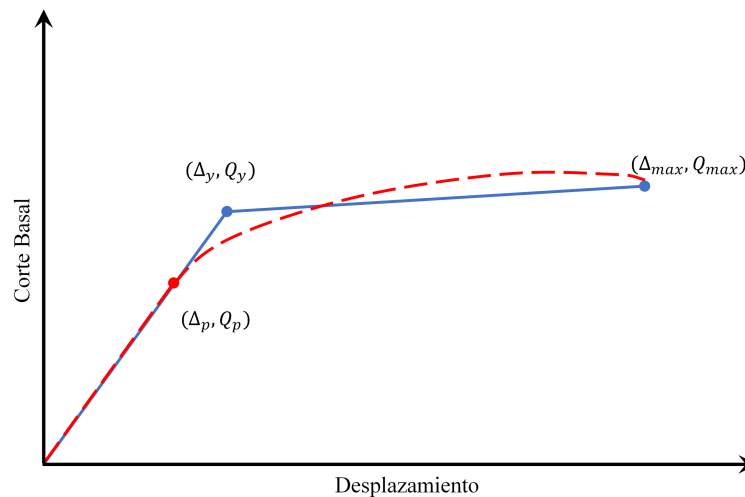


Figura 2.8: Curva Capacidad.

El primer tramo de la curva se define como la recta entre el origen y la primera fluencia significativa (Δ_p, Q_p) , el cual corresponde al cortante y desplazamiento de diseño. El segundo tramo queda definido por el tramo inelástico, cuyo final está dado por el desplazamiento y cortante máximo (Δ_{max}, Q_{max}) . Por último, la intersección de ambas rectas da origen al punto de fluencia efectiva, que cumple con poseer la misma área para la curva idealizada y la curva original.

2.4.3.2. Análisis no lineal dinámico

El análisis no lineal dinámico o *time-history* trata en aplicar al prototipo un set de registros de aceleración procedentes de registros sísmicos, los cuales buscan representar la sismicidad de la zona. El objetivo es obtener el comportamiento del prototipo ante distintos sismos.

2.4.4. Evaluación del desempeño

Las estructuras al incursionar en el rango inelástico o no lineal pueden disminuir su demanda de resistencia por medio de elementos fusibles, los cuales son elementos estructurales diseñados para presentar daños controlados y disipar energía por medio de deformaciones. Distintas normas de diseño recomiendan valores para penalizar la resistencia real de la estructura si incursionara en el rango inelástico, de modo de garantizar un comportamiento estable y dúctil. Estos factores de ajuste se conocen como factores de modificación de la respuesta estructural o factores R .

Para obtener los parámetros de desempeño sísmico se utilizan en conjunto la metodología propuesta por FEMA (2009) y Uang (1991), esta última permite obtener el factor R a través de 2 parámetros: el factor de sobrerresistencia Ω y factor de ductilidad R_μ .

En la Figura 2.9 se presenta como obtener estos valores a partir de una curva de capacidad, además es posible extraer los valores de ductilidad y el factor de amplificación de desplazamientos.

$$R = R_\mu \Omega \quad (2.8)$$

$$R_\mu = \frac{Q_e}{Q_{max}} \quad \Omega = \frac{Q_{max}}{Q_d} \quad (2.9)$$

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_f} \quad C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_d} \quad (2.10)$$

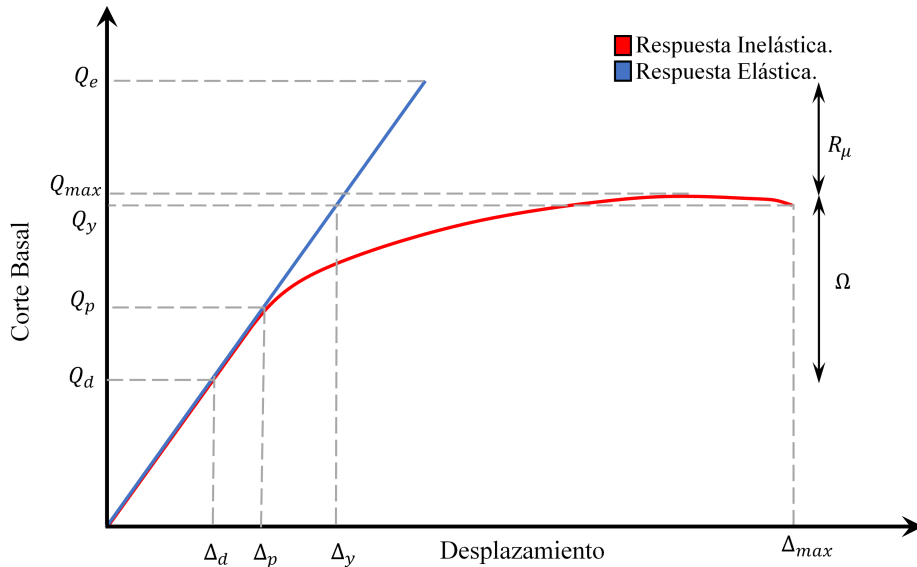


Figura 2.9: Cálculo de parámetros sísmicos a partir de la curva de capacidad.

Capítulo 3

Metodología

Para determinar los parámetros de desempeño sísmico se implementa la metodología expuesta por FEMA (2009), la cual se detalla a continuación y aplica a los capítulos 4 y 5.

3.1. Desarrollo conceptual del sistema

La normativa sísmica nacional que rige el diseño de estructuras de edificación es la NCh433, que tiene por objetivo que las estructuras resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada, limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad y evitar el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

Para lograr esto establece distintas restricciones tanto para solicitaciones basales como deformaciones laterales para la estructura. La NCh433 no presenta restricciones en cuanto a la configuración geométrica de las estructuras, sin embargo la práctica nacional busca, dentro de lo posible, estructuras simples.

3.2. Información requerida del sistema

Una vez definido el sistema es necesario especificar los materiales, estados de cargas, combinación de cargas y calibraciones utilizadas para el desarrollo del modelo.

El acero utilizado en los perfiles de viga se clasifica, según la “American Society for Testing and Materials” o ASTM como A36, mientras que para las columnas se especifica un acero A500 Gr.B. Ambos materiales cumplen con los requisitos expuestos por las normas NCh433, AISC 341 o AISC 360.

Los estados de cargas se extraen varias normas chilenas “Diseño estructural - Cargas permanentes y sobrecargas de uso” o NCh1537, mientras que las solicitaciones sísmicas se extraen de “Diseño sísmico de edificios” o NCh433. Para la combinación de cargas se utilizan

las combinaciones establecidas en el capítulo de Antecedentes, Sección 2.2.2, originarias de la NCh3171.

Así mismo, para el dimensionamiento de las estructuras se utilizan en conjunto las especificaciones de la norma nacional NCh433 junto con las normas americanas AISC (2010a) y AISC (2010b). Esta última nos permite determinar la capacidad de los elementos estructurales de acero.

Los datos experimentales utilizados para la calibración de los modelos no lineales de las rótulas plásticas son los establecidos por el documento de la *American Society of Civil Engineers*, ASCE (2013). El documento establece una curva de carga-deformación para los distintos elementos estructurales según su geometría y uso.

3.3. Desarrollo de modelos no lineales

Las no linealidades en este trabajo se concentran en vigas y columnas mediante la formación de rótulas plásticas. Estos modelos no lineales se desarrollan en el software SAP2000 versión 18.1.1, las rótulas se incorporan mediante el uso de *Hinges*, estos elementos definen su respuesta por medio de curva de carga-deformación, en conjunto con una curva histerética para casos de carga y descarga del elemento.

Se definen 2 grupos de rótulas en base a las disposiciones de la ASCE (2013), el primero corresponde a columnas que incorporan el efecto de la interacción entre momento y carga axial según como se especifica en la Ecuación 3.1.

$$M_{CE} = 1,18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq ZF_{ye} = M_p \quad (3.1)$$

donde M_{CE} es el esfuerzo de flexión esperado, Z módulo plástico, F_{ye} esfuerzo de fluencia esperado, P fuerza axial en el elemento para un desplazamiento determinado, P_{ye} fuerza de fluencia esperada y M_p momento plástico de la sección.

Por otro lado, el segundo grupo corresponde a las rótulas de las vigas las cuales consideran solo el esfuerzo de flexión según la Ecuación 3.2

$$M_{CE} = ZF_{ye} \quad (3.2)$$

Una vez definidas las rótulas es necesario definir la distancia a la cual se formarán las rótulas plásticas. Según el estudio realizado por Nuñez (2016), la conexión posee un comportamiento similar a una conexión *End-Plate E4*, la cual propicia la aparición de rótulas en las vigas a una distancia:

$$\min \left(\frac{d}{2} ; 3b_{bf} \right) \quad (3.3)$$

donde d es la altura de la viga y b_{bf} es el ancho de viga.

Para las columnas se estima que la aparición de las rótulas se origina a una distancia h , equivalente a la altura del perfil de la columna, medida desde la base o nodo.

El modelo de degradación histerético de resistencia y rigidez utilizado corresponde a un modelo Isotrópico, el cual SAP2000 v18.1.1 ya trae incorporado y no requiere de parámetros adicionales para definirlo.

Cuando un elemento ve disminuida su capacidad de tomar carga el modelo debe redistribuir las cargas excedentes que se encuentran en el elemento al resto de la estructura. Estas descargas ocurren cuando la rótula pasa de estado último a residual o del residual al colapso total (punto C a D o E a F respectivamente en la Figura 2.6). El método utilizado corresponde al de “reinicio por rigidez secante”, dado que es el método existente en SAP2000 v18.1.1 que mejor identifica grandes pérdidas de resistencia de las rótulas en pequeños cambios de deformación (CSI, 2015).

3.4. Análisis no lineales

Para evaluar los parámetros como la sobrerresistencia del sistema, factor de reducción de respuesta, margen de colapso, se desarrollan análisis no lineales estáticos (*pushover*) y dinámicos o (*time-history*). El análisis no lineal estático se realiza primero para obtener estimaciones de la sobrerresistencia (Ω) y la ductilidad del sistema (μ_T). El análisis no lineal dinámico se ejecuta posteriormente para obtener el factor de reducción de respuesta (R), factor de ductilidad (R_μ), la capacidad media de colapso (S_{MT}) y la razón de margen de colapso (CMR).

Cualquier tipo de análisis no lineal que se ejecute, los parámetros utilizados en la modelación, como masa sísmica y cargas gravitacionales deben representar los valores medios experimentados por la estructura. Producto de lo anterior, la combinación de cargas verticales que recomienda FEMA (2009) para los análisis no lineales se presenta a continuación:

$$1,05D + 0,25L \tag{3.4}$$

3.4.1. Análisis no lineal estático

La distribución de fuerzas laterales a utilizar F_x , aplicada en cada piso x deben emular la respuesta del modo fundamental del prototipo, esto se logra multiplicando la matriz de masa (m_x) con el vector de respuesta modal ($\phi_{n,x}$), como se expone en la Ecuación 3.5.

$$F_x \propto m_x \phi_{n,x} \tag{3.5}$$

El análisis *pushover* se realiza aplicando gradualmente las cargas gravitacionales definidas con la combinación de cargas de la ecuación 3.4, posteriormente se aplica de manera gradual

la carga lateral establecida controlando la deformación observada en un punto de control, para este estudio se utiliza la esquina superior derecha del edificio.

En la Figura 3.1 se presenta una curva idealizada de un *pushover*, donde se define el corte máximo (Q_{max}) como el máximo corte basal experimentado por la estructura. El desplazamiento último (Δ_{max}) se define como el desplazamiento tal que se presenta un perdida del 20% del máximo corte basal observado ($0,8 \cdot Q_{max}$) u ocurre un modo de falla no simulado.

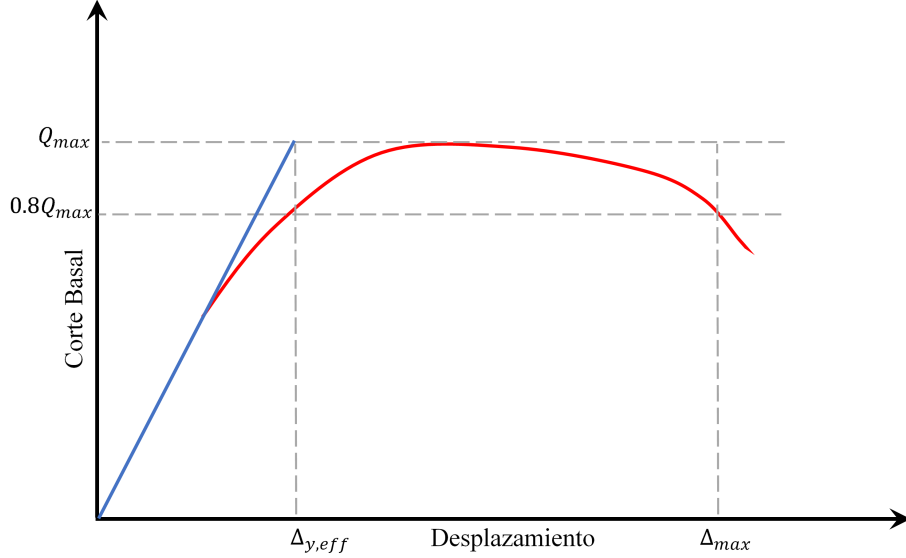


Figura 3.1: Curva idealizada de un análisis pushover.

El factor de sobrerresistencia (Ω) se define como la razón entre la máxima resistencia al corte basal (Q_{max}) y el corte basal de diseño (Q_d)

$$\Omega = \frac{Q_{max}}{Q_d} \quad (3.6)$$

La ductilidad basada en el periodo (μ_T) se define como el cociente entre el desplazamiento último (Δ_{max}) y el desplazamiento de fluencia ($\Delta_{y,eff}$).

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{y,eff}} \quad (3.7)$$

donde $\Delta_{y,eff}$ corresponde al punto de fluencia efectivo calculado de

$$\Delta_{y,eff} = C_o \frac{Q_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] T^2 \quad (3.8)$$

Q_{max} es el máximo corte alcanzado, W el peso de la estructura, g aceleración de gravedad, T el periodo de la estructura y C_o factor que relaciona los desplazamientos del modo fundamental con los desplazamientos de techo y se obtiene de:

$$C_o = \phi_{n,r} \frac{\sum_{i=1}^N m_z \phi_{n,z}}{\sum_{i=1}^N m_z \phi_{n,z}^2} \quad (3.9)$$

m_z es la masa a la altura z , $\phi_{n,z}$ es el valor de la forma modal fundamental en la altura z , $\phi_{n,r}$ es el valor de la forma fundamenta a nivel de techo y N corresponde al número de pisos.

3.4.2. Análisis no lineal dinámico

Los resultados obtenidos de este análisis (CMR, R, R_{μ}, S_{MT}) se utilizan para determinar la aceptabilidad del desempeño sísmico de la estructura considerada. Para esto, se aplica un análisis incremental dinámico (o IDA por sus siglas en inglés), en el cual un modelo es sometido al análisis de un set registros sísmicos escalados a distintos niveles de intensidad. En la metodología de FEMA (2009) se indica que no es necesario realizar el análisis IDA por completo, basta con determinar el parámetro determinado “Capacidad mediana de colapso” o S_{CT} , el cual corresponde a la aceleración mediana que produce el colapso de la estructura en la mitad de los registros considerados.

3.4.2.1. Estimación de la razón del margen de colapso

La razón del margen de colapso o CMR por sus siglas en inglés, se define como la razón entre la intensidad mediana de colapso (S_{CT}) y la Intensidad del máximo sismo considerado (S_{MT}).

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (3.10)$$

La intensidad (S_{MT}) se define como la aceleración espectral a nivel del máximo sismo considerado (MCE) para un periodo igual al fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

La intensidad mediana de colapso (S_{CT}) se obtiene de escalar el valor de la aceleración espectral mediana para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, por un factor de escalamiento (SF) que genera el colapso de la estructura en el 50% de los registros utilizados para el análisis dinámico no lineal.

Con lo anterior el cálculo del CMR está dado por

$$CMR = \frac{S_{MTmedian} \cdot SF}{S_{MT}} \quad (3.11)$$

donde $S_{MTmedian}$ corresponde a la aceleración espectral mediana de los registros amplificada por el factor de ajuste.

Dado que la NCh433 no define un espectro a nivel de MCE se hará uso de la norma NCh2745 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica”; donde el espectro MCE se define como la sismicidad del territorio nacional cuya intensidad presenta una probabilidad de excedencia de 10% en 100 años. El espectro MCE, para un amortiguamiento de 5% se presenta en la Figura 3.2.

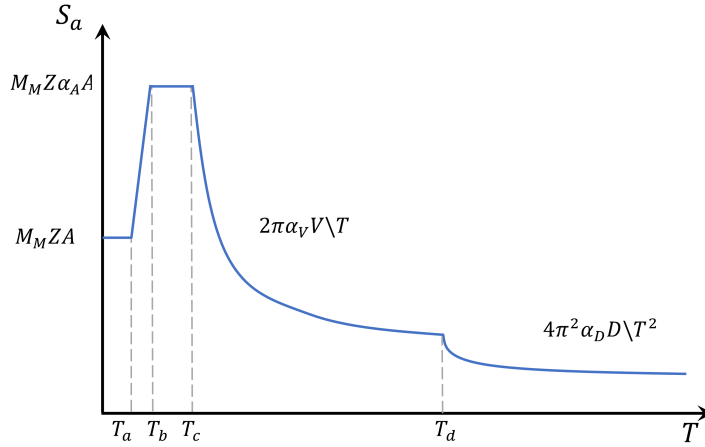


Figura 3.2: Espectro MCE para un amortiguamiento efectivo de 5% según NCh2745.

donde, de los parámetros indicados, M_m es la relación entre sismo MCE y sismo de diseño (DE por sus siglas en inglés), Z es la amplificación por zona sísmica, A es la aceleración máxima del suelo, $\alpha_A A$ es la aceleración máxima, $\alpha_D D$ y $\alpha_v V$ parámetros de velocidad y desplazamiento, T_a , T_b , T_c y T_d los periodos característicos del espectro de la norma sísmica NCh2745.

Para incorporar lo anterior al modelo SAP2000, como el sistema sismorresistente consiste en marcos de momento, se debe utilizar el método de integración directa, debido a que el sistema depende directamente de la plasticidad de las vigas y columnas. Para asegurar la convergencia del sistema, se utiliza el método Hilber, Hughes & Taylor (HHT) con un valor de alfa pequeño y negativo ($\alpha = -0,3$) (CSI, 2015)

Una vez generado el espectro MCE se procede a obtener el factor de ajuste que permite determinar el valor de S_{MT} , es importante mencionar que el ajuste se realiza entre la mediana de la aceleración espectral de los registros y el valor del espectro MCE para el periodo fundamental de la estructura.

Ya ajustados los registros, es decir una vez multiplicado los registros por el factor de ajuste obtenido, se procede a realizar el análisis IDA, aplicando un factor de escala (SF), el cual aumenta hasta lograr que la mitad de los registros utilizados generen el colapso de la estructura.

Los criterios de colapso implementados son los siguientes: En primer lugar, se utiliza el criterio de deformación lateral de techo de un 4% de la altura del edificio. El siguiente criterio corresponde a superar el punto de capacidad última de las rótulas o punto de prevención de colapso de la Figura 2.6 (b).

Para determinar el valor del factor de reducción de respuesta la FEMA (2009) utiliza la siguiente expresión:

$$R = \frac{S_{MT}}{C_s} \quad (3.12)$$

donde C_s corresponde al coeficiente sísmico de la estructura.

Sin embargo, se aplicará el método de Uang (1991) especificado en el capítulo de Antecedentes para determinar el valor del factor de modificación de la respuesta estructural. Para ello se identifica el punto de colapso de la estructura para alguno de los registros y se calcula el corte máximo no lineal y el corte máximo elástico obteniendo el factor de ductilidad R_μ . El corte máximo elástico se tiene de reproducir el mismo caso de análisis no lineal que genera el colapso de la estructura, sin considerar las no linealidades del problema.

Es así que factor de modificación de la respuesta estructural se obtiene como

$$R = R_\mu \Omega \quad (3.13)$$

3.4.2.2. Evaluación del desempeño

En este paso se evalúa el valor del factor de modificación de la respuesta estructural obtenido (R) obtenido basándose en la aceptación de margen de colapso obtenido para el modelo realizado. Para esto es necesario determinar la incertidumbre total estimada de la estructura en estudio, la cual está dada por:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (3.14)$$

donde, β_{TOT} es la incertidumbre total al colapso del sistema, β_{RTR} corresponde a la incertidumbre asociada a la variabilidad registro a registro, β_{DR} corresponde a la incertidumbre asociada a los criterios de diseño establecidos para la confección del modelo y se obtiene de la Tabla 3.1, β_{TD} incertidumbre asociada la base de datos utilizados para calibrar el modelo, ver Tabla 3.2. Por último, β_{MDL} se encuentra asociado a la incertidumbre del modelo computacional, es decir, la capacidad de simular los distintos modos de falla que se pueden desencadenar en la estructura y sus valores se encuentran en la Tabla 3.3.

Tabla 3.1: Índice de calidad de los Requerimientos de Diseño. (FEMA, 2009)

Grado de completitud y robustez	Nivel de Confianza en las Bases de los requerimientos de diseño		
	Alto	Medio	Bajo
Alto	(A) Superior $\beta_{DR} = 0,1$	(B) Buena $\beta_{DR} = 0,2$	(C) Razonable $\beta_{DR} = 0,35$
Medio	(B) Buena $\beta_{DR} = 0,2$	(C) Razonable $\beta_{DR} = 0,35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0,5$
Bajo	(C) Razonable $\beta_{DR} = 0,35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0,5$	-

Tabla 3.2: Índice de calidad de los Datos Experimentales. (FEMA, 2009)

Grado de completitud y robustez	Nivel de Confianza en los resultados de los ensayos		
	Alto	Medio	Bajo
Alto	(A) Superior $\beta_{TD} = 0,1$	(B) Buena $\beta_{TD} = 0,2$	(C) Razonable $\beta_{TD} = 0,35$
Medio	(B) Buena $\beta_{TD} = 0,2$	(C) Razonable $\beta_{TD} = 0,35$	(D) Pobre $\beta_{TD} = 0,5$
Bajo	(C) Razonable $\beta_{TD} = 0,35$	(D) Pobre $\beta_{TD} = 0,5$	-

Tabla 3.3: Índice de calidad de los Datos Experimentales. (FEMA, 2009)

Representación de características de colapso	Exactitud y robustez de los modelos		
	Alto	Medio	Bajo
Alto	(A) Superior $\beta_{MDL} = 0,1$	(B) Buena $\beta_{MDL} = 0,2$	(C) Razonable $\beta_{MDL} = 0,35$
Medio	(B) Buena $\beta_{MDL} = 0,2$	(C) Razonable $\beta_{MDL} = 0,35$	(D) Pobre $\beta_{MDL} = 0,5$
Bajo	(C) Razonable $\beta_{MDL} = 0,35$	(D) Pobre $\beta_{MDL} = 0,5$	-

3.4.2.3. Margen de colapso ajustado

Para evaluar el desempeño de estructuras individuales se utiliza el apéndice F de FEMA (2009), éste impone una probabilidad máxima de colapso de un 10 %, esto sumado a la incertidumbre total calculada y la Tabla 3.4 extraída de FEMA (2009) permiten tener un criterio de aceptación para el margen de colapso ajustado o ACMR.

El ACMR corresponde al CMR ajustado por el factor de forma espectral (SFF por sus siglas en inglés) que representa la variabilidad del origen sísmico de los eventos involucrados en el análisis.

$$ACMR = SFF \cdot CMR \quad (3.15)$$

La Tabla 3.4 se utiliza definiendo una probabilidad de colapso $i\%$, la cual según la incertidumbre total del sistema (β_{TOT}) entrega un valor para el ACMR ($ACMR_{i\%}$), el cual se contrasta con el obtenido del análisis no lineal.

Tabla 3.4: Valores de aceptación para el margen de colapso ajustado ACMR (FEMA, 2009).

Incertidumbre total de colapso del sistema (β_{TOT})	Probabilidad de colapso				
	5 %	10 % ($ACMR_{10\%}$)	15 %	20 % ($ACMR_{20\%}$)	25 %
0.275	1.57	1.42	1.33	1.26	1.20
0.300	1.64	1.47	1.36	1.29	1.22
0.325	1.71	1.52	1.40	1.31	1.25
0.350	1.78	1.57	1.44	1.34	1.27
0.375	1.85	1.62	1.48	1.37	1.29
0.400	1.93	1.67	1.51	1.40	1.31
0.425	2.01	1.72	1.55	1.43	1.33
0.450	2.10	1.78	1.59	1.46	1.35
0.475	2.18	1.84	1.64	1.49	1.38
0.500	2.28	1.90	1.68	1.52	1.40
0.525	2.37	1.96	1.72	1.56	1.42
0.550	2.47	2.02	1.77	1.59	1.45
0.575	2.57	2.09	1.81	1.62	1.47
0.600	2.68	2.16	1.86	1.66	1.50
0.625	2.80	2.23	1.91	1.69	1.52
0.650	2.91	2.30	1.96	1.73	1.55
0.675	3.04	2.38	2.01	1.76	1.58
0.700	3.16	2.45	2.07	1.80	1.60
0.725	3.30	2.53	2.12	1.84	1.63
0.750	3.43	2.61	2.18	1.88	1.66
0.775	3.58	2.70	2.23	1.92	1.69
0.800	3.73	2.79	2.29	1.96	1.72
0.825	3.88	2.88	2.35	2.00	1.74
0.850	4.05	2.97	2.41	2.04	1.77
0.875	4.22	3.07	2.48	2.09	1.80
0.900	4.39	3.17	2.54	2.13	1.83
0.925	4.58	3.27	2.61	2.18	1.87
0.950	4.77	3.38	2.68	2.22	1.90

Capítulo 4

Diseño y Análisis Elástico de la Estructura

4.1. Descripción del Sistema Estructural

4.1.1. Geometría del proyecto

El prototipo en estudio corresponde a un edificio de oficinas compuesto por seis marcos especiales de acero en cada dirección, los cuales conforman una estructura de 9 pisos. En la Figura 4.1 se detalla la configuración del edificio en planta y elevación.

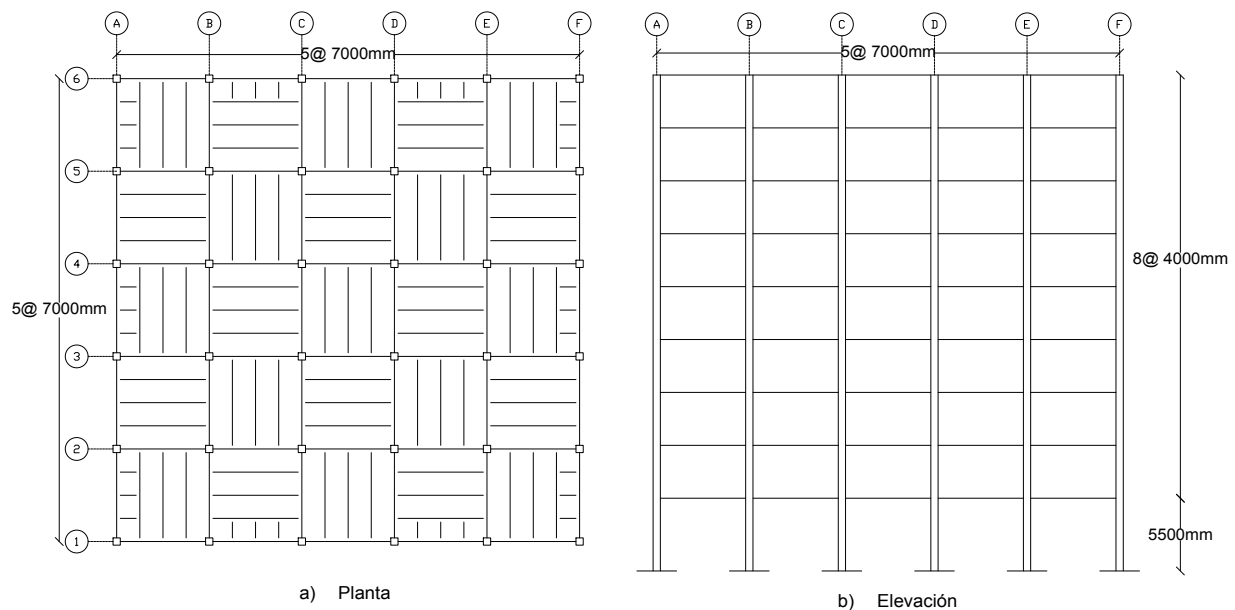


Figura 4.1: Configuración del edificio en estudio.

El edificio posee una planta 35[m] x 35[m], con cinco vanos de 7[m] de luz. Estos se complementan con un sistema de vigas secundarias ubicadas a cada cuarto de la viga principal que tiene por objetivo reducir los largos de pandeo de las vigas principales y apoyar la placa de acero de la losa de piso. El perfil de elevación está compuesto por un primer piso de 5.5[m] de altura y posteriormente un piso tipo con una altura de 4[m].

4.1.2. Cargas

Las cargas implementadas en el modelo se resumen en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Resumen Cargas utilizadas.

Cargas	Tipo	Valor	Total
Peso de Tabiques	D	50 $[\frac{kg}{m^2}]$	
Terminaciones Techo	D	20 $[\frac{kg}{m^2}]$	300 $[\frac{kg}{m^2}]$
Terminaciones Cielo	D	20 $[\frac{kg}{m^2}]$	
Losa Colaborante	D	210 $[\frac{kg}{m^2}]$	
Sobrecarga Piso	L	250 $[\frac{kg}{m^2}]$	250 $[\frac{kg}{m^2}]$
Sobrecarga Techo	L_r	100 $[\frac{kg}{m^2}]$	100 $[\frac{kg}{m^2}]$

4.1.3. Ubicación

El edificio se supone localizado la comuna de Las Condes, ciudad de Santiago, región Metropolitana, Chile. Esto corresponde, según NCh433, a una estructura localizada en Zona sísmica dos, donde la aceleración máxima efectiva A_o es igual a 0,3 [g]. Además, se supone emplazada sobre un suelo de fundación tipo B.

4.1.4. Datos del Modelo

Las columnas corresponden a perfiles HSS (*Hollow Structural Sections*) cuadrados, fabricadas con acero ASTM A500Gr.B, que poseen una tensión de fluencia $F_y = 315$ [MPa] y un factor de ajuste para resistencia esperada $R_y = 1,4$ según AISC 341-10.

Las vigas, primarias y secundarias son perfiles I de acero ASTM A36, con una tensión de fluencia $F_y = 250$ [MPa] y factor de ajuste de resistencia esperada $R_y = 1,5$ según AISC 341-10.

La losa del edificio corresponde a un placa de acero colaborante donde las principales características se resumen en la Figura 4.2.

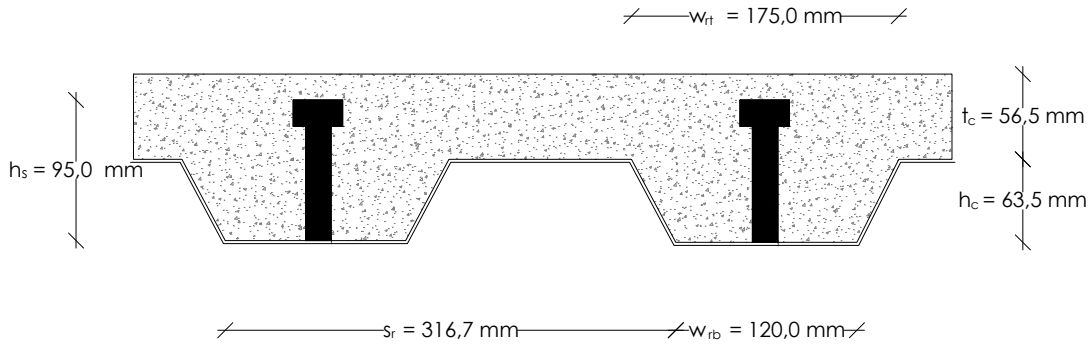


Figura 4.2: Configuración losa colaborante.

Se considera que los marcos poseen conexiones a momento entre vigas y columnas, en particular, se utiliza la conexión de Nuñez (2016). Las vigas principales se encuentran arriostadas horizontalmente en su eje débil en cada cuarto de su largo por vigas secundarias.

4.1.5. Torsión Accidental

La torsión accidental incorporada al modelo corresponde al método de momentos torsionales estáticos producto de la diferencia de cortes entre pisos. En la Tabla 4.2 se especifican las excentricidades accidentales incorporadas.

Tabla 4.2: Excentricidad accidental incorporada al modelo.

Piso	e_x [m]	e_y [m]
9	3,50	3,50
8	3,13	3,13
7	2,75	2,75
6	2,38	2,38
5	2,01	2,01
4	1,63	1,63
3	1,26	1,26
2	0,89	0,89
1	0,51	0,51

donde e_x y e_y corresponden a las excentricidades que se incorporan al modelo para considerar el efecto antes mencionado.

4.2. Análisis de acuerdo a la normativa chilena NCh433

Dado que el edificio bajo estudio posee 9 pisos se procede a implementar el método modal espectral para evaluar la respuesta sísmica del edificio. En la Tabla 4.3 se presentan los parámetros sísmicos utilizados dadas las condiciones de ocupación, estructuración y localización según las disposiciones de la NCh433.

Tabla 4.3: Parámetros sísmicos de diseño, NCh433.

Parámetro	Valor	Comentario
I	1	Categoría II
R_o	11	Marcos especiales de acero
A_o [g]	0,3	Zona Sísmica 2
T_o [s]	0,3	
T' [s]	0,35	
n	1,33	Suelo Tipo B
p	1,5	
s	1	

Con los parámetros de la Tabla 4.3 y las expresiones 2.1 y 2.2 es posible determinar el espectro de pseudo-aceleraciones de diseño utilizado en la estructura, el cual se presenta en la Figura 4.3.

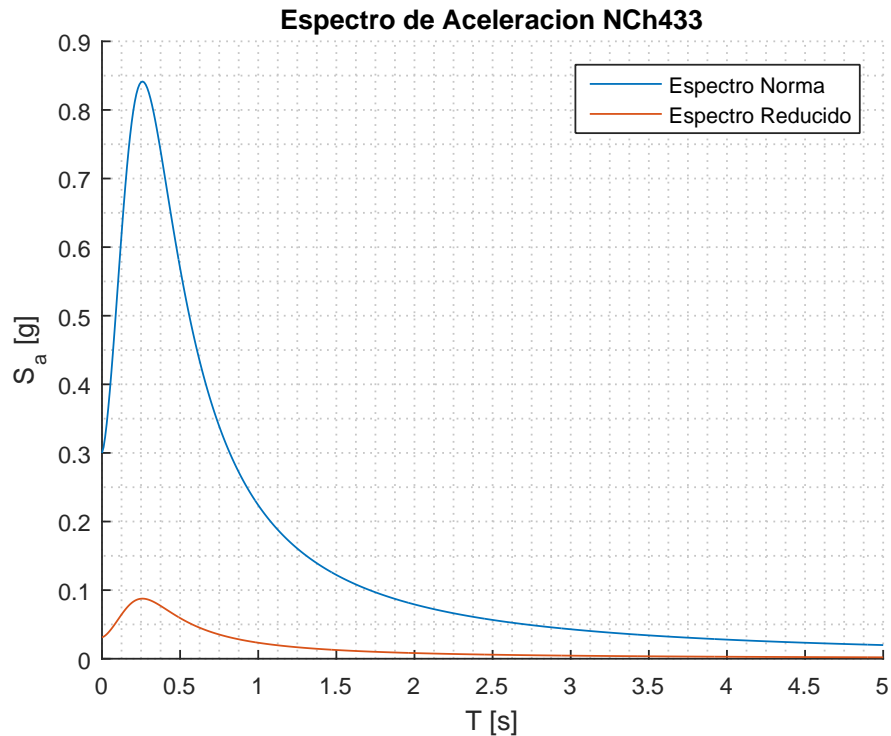


Figura 4.3: Espectros de diseño según NCh433.

El peso sísmico señalado en la Tabla 4.5 corresponde al obtenido de considerar las cargas mencionadas en la Tabla 4.1 y utilizar los perfiles indicados en la Tabla 4.4, donde se definen 2 grupos de diseño para columnas y vigas principales, mientras que las vigas secundarias serán las mismas a lo largo de todo el edificio.

Tabla 4.4: Perfiles utilizados en el edificio.

Piso	Elemento	Sección
1-5	Columna	BOX 25"
6-9		BOX 24"
1-5	Viga	W27x94
6-9	Principal	W21x62
1-5	Viga	W12x30
6-9	Secundaria	W12x30

Otros resultados importantes para el análisis sísmico de la estructura son las limitaciones para el valor corte basal máximo y mínimo. Estos valores se presentan en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5: Resultados de corte basal máximo y mínimos según NCh433.

Parámetro	Valor
Peso sísmico	80250 [kN]
Corte mínimo	4014 [kN]
Corte máximo	8464 [kN]

En la Tabla 4.6 se presentan los resultados del análisis modal, donde se verifica que para el sexto modo de la estructura se obtiene el 90% de participación de la masa requerido por la NCh433 en las 3 direcciones principales. Además, se observa que el periodo fundamental de la estructura es $T_n = 1,185[s]$, presentando un acoplamiento de modos traslacionales (x e y) debido a la simetría de la estructura.

Tabla 4.6: Resultados del análisis modal.

Modo	Periodo [s]	Sum UX [%]	Sum UY [%]	Sum RZ [%]
1	1,185	0	77,98	0
2	1,185	78,02	77,98	0
3	1,03	78,02	77,98	78,28
4	0,423	78,02	91,39	78,28
5	0,422	91,39	91,39	78,28
6	0,368	91,39	91,39	91,43

4.2.1. Esfuerzos

En esta sección se busca determinar los distintos esfuerzos inducidos a la estructura, así también determinar el nivel de utilización de los elementos seleccionados para materializar la estructura.

Para determinar los esfuerzos es necesario reducir el espectro de diseño por el factor de reducción de respuesta ajustado por el periodo de la estructura (R^*), utilizando la expresión 2.3 y los periodos con mayor masa traslacional de la estructura en ambas direcciones (x e y) se obtiene un factor de reducción $R^* = 9,604$ para ambas direcciones.

En la Figura 4.4 se exponen los valores de corte de diseño obtenidos para el edificio. Los valores presentados (Q_x, Q_y) corresponden al máximo esfuerzo en la dirección de análisis dada la acción de un sismo en la misma dirección. Se observa que el corte basal obtenido se encuentra dentro de los límites establecidos por la NCh433, los cuales están especificados en la Tabla 4.5, con lo cual no es necesario establecer factores de modificación efectivos que corrijan los esfuerzos o deformaciones obtenidos para alguna de las direcciones. Por último, los valores obtenidos para el corte basal en ambas direcciones poseen muy poca diferencia $Q_x = 6568 [kN]$ vs $Q_y = 6565 [kN]$ lo cual representa una diferencia de 0,05 %.

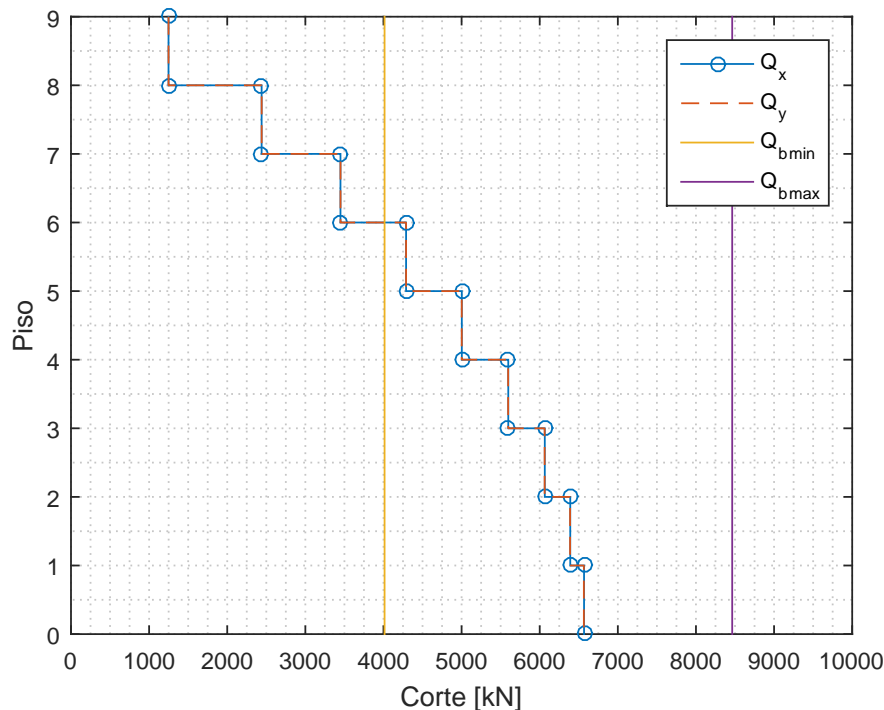


Figura 4.4: Corte por piso.

El factor de utilización o FU es un parámetro que define cuanta capacidad del elemento se está ocupando debido a las solicitaciones presentes en los elementos, con lo cual el parámetro varía entre 0 y 1, donde 1 corresponde a que la solicitación es igual a la capacidad del elemento.

La Figura 4.5 presenta los factores de utilización (FU) obtenidos para los diferentes elementos del sistema estructural sismorresistente. El color indica el rango en que se encuentra el factor de utilización, el celeste indica un $FU = [0; 0,5]$, el verde $FU = [0,5; 0,7]$. De lo anterior se desprende que la estructura está sobre dimensionada en términos de resistencia, debido a que el diseño está controlado por las deformaciones laterales o *drift* como se detallará más adelante.

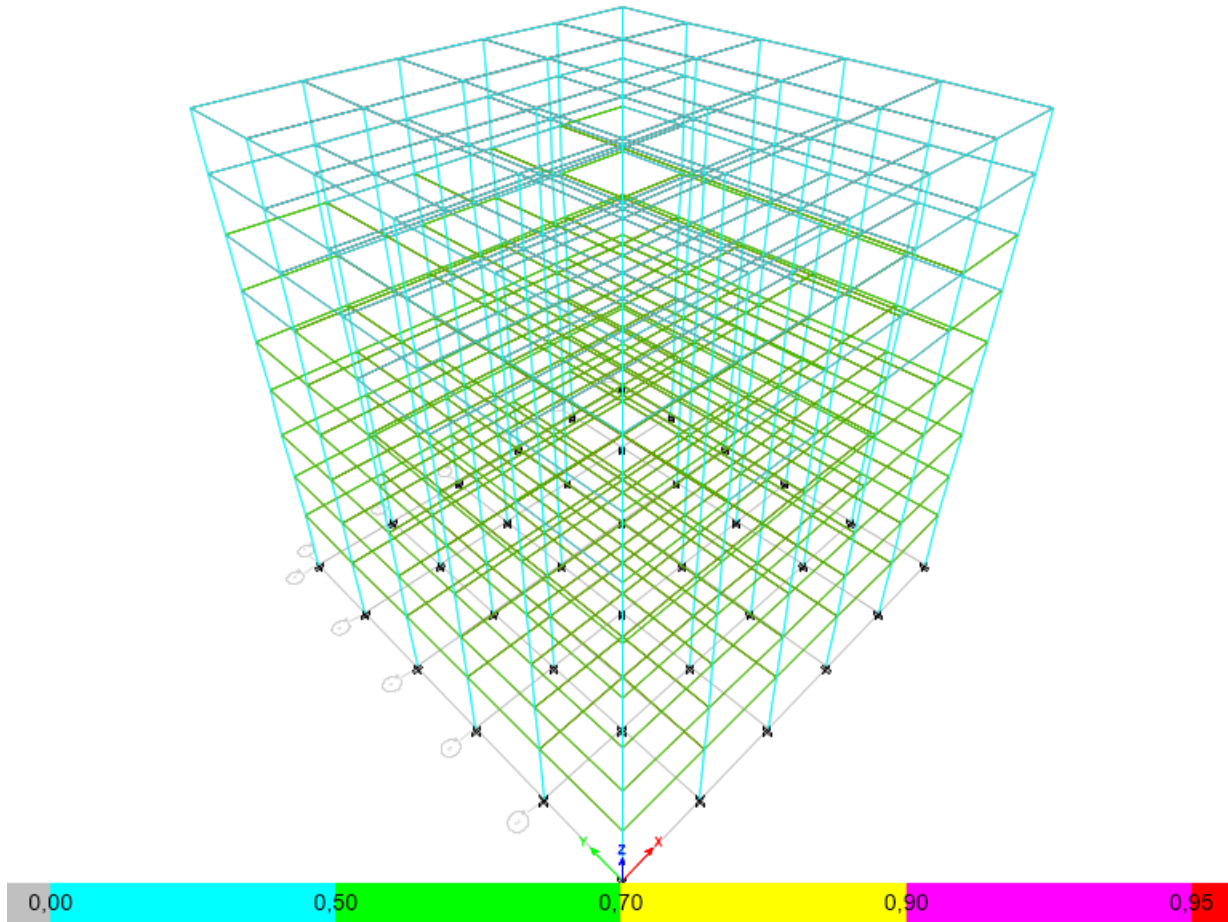


Figura 4.5: Factor de utilización de los elementos.

En las Figuras 4.6 y 4.7 se observan los valores del factor de utilización para la planta y elevación más solicitada, se observa en la Figura 4.6 que para las vigas ningún elemento supera un 70% de sollicitación, mientras que para la Figura 4.7 las columnas de la base se observan un nivel de utilización aún menor, presentando un valor máximo aproximado de un 25% de su capacidad para las combinaciones utilizadas.

Otro punto a destacar es la simetría en los esfuerzos inducidos en la estructura, se observa que los marcos presentan sollicitaciones equivalentes para los pares opuestos en vigas y en columnas.

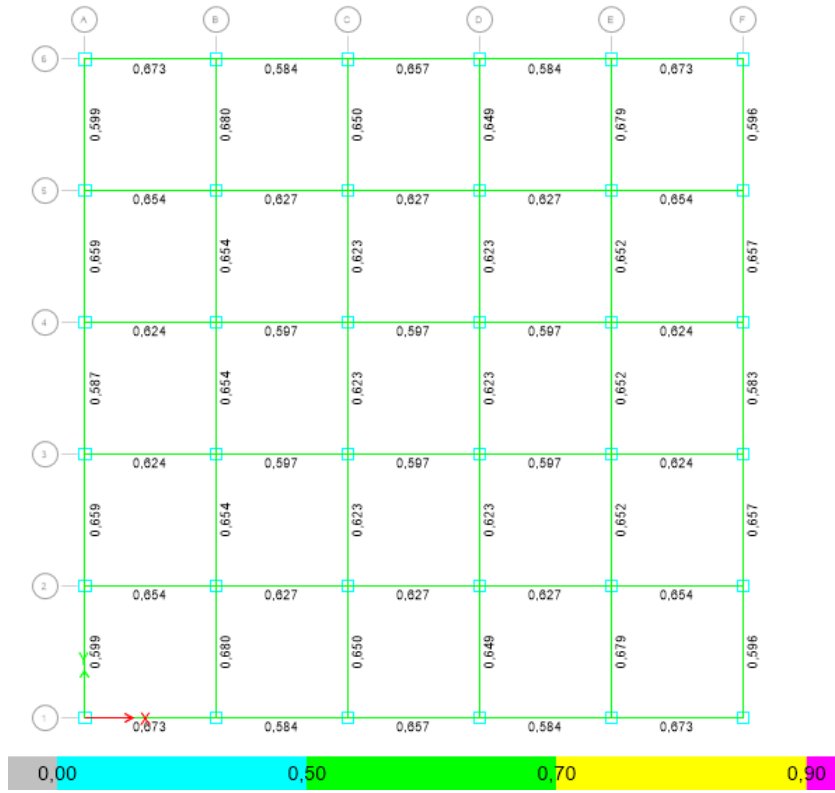


Figura 4.6: F.U. Planta Piso 3.

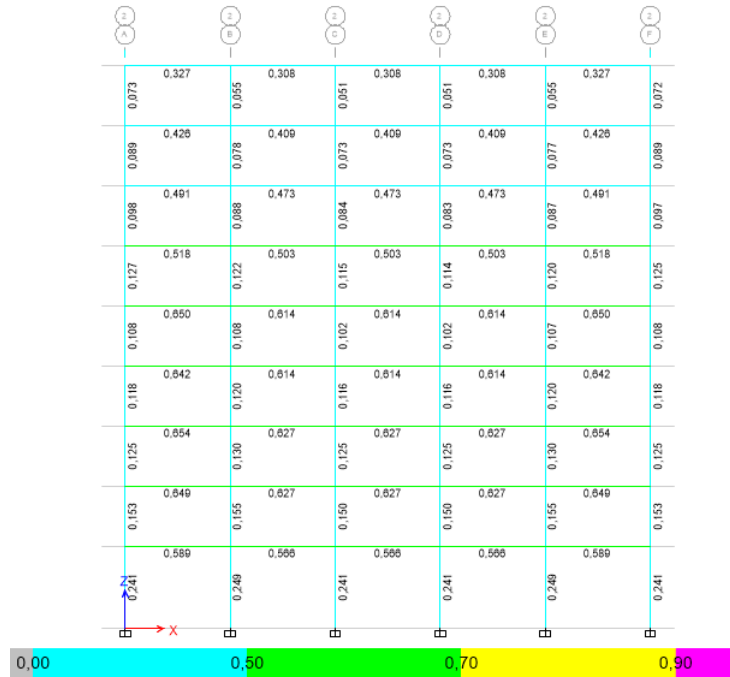


Figura 4.7: F.U. Elevación eje 2-2.

4.2.2. Deformación

En la Figura 4.8 y Figura 4.9 se presentan el control de deformaciones del edificio en las direcciones de análisis x e y respectivamente incluyendo los efectos de torsión accidental. Se observa que para ambos casos cumplen con la limitación del 2 [‰] de *drift* con respecto al centro de masa impuesta por la NCh433 de manera satisfactoria, alcanzando valores máximos de $\theta_x = 1,91[‰]$ y $\theta_y = 1,93[‰]$.

En la Figura 4.8 y Figura 4.9 se presenta el control de deformaciones del edificio ante la acción de un sismo en la dirección x o y respectivamente, incluyendo los efectos de torsión accidental. La respuesta obtenida en ambos casos es similar y se explica en la simetría de la estructuración y del comportamiento de las columnas.

Se observa que para ambos casos cumplen con la limitación del 2 [‰] de *drift* con respecto al centro de masa impuesta por la NCh433 de manera satisfactoria, alcanzando valores máximos de $\theta_x = 1,91[‰]$ y $\theta_y = 1,93[‰]$.

El patrón de deformaciones observado en la Figura 4.8 y Figura 4.9 presenta 2 zonas de interés, la primera corresponde a la interacción entre el suelo y la base de la estructura, mientras que la segunda trata del sector de cambio de sección en los perfiles utilizados (Pisos 5-6). En estas zonas presenta las mayores variaciones en cuanto a distorsión entre pisos.

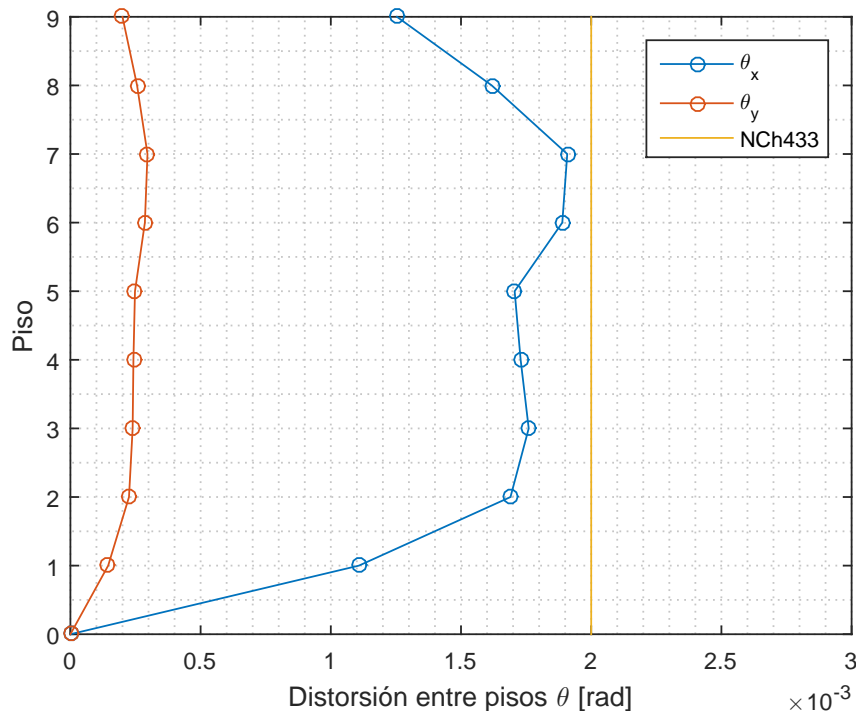


Figura 4.8: Deriva del centro de masa de la estructura producto de la acción de un sismo en la dirección x .

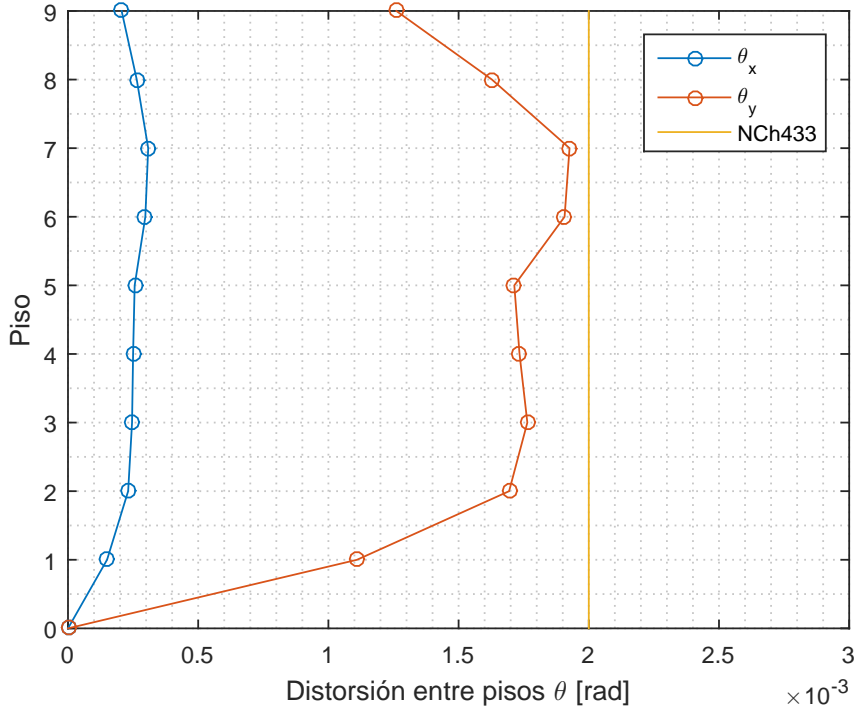


Figura 4.9: Deriva del centro de masa de la estructura producto de la acción de un sismo en la dirección y.

4.2.3. Disposiciones AISC 341-10

En la Tabla 4.7 se verifica que los perfiles cumplan con los límites de compacidad impuestos por AISC (2010a) para elementos altamente dúctiles, donde λ corresponde al factor de forma del perfil, mientras que λ_{HD} es el límite establecido para el perfil respectivo.

Tabla 4.7: Verificación de los límites de compacidad

Perfil	Miembro	b [mm]	t [mm]	λ [-]	λ_{HD} [-]
BOX 25"	Alma	635	22,2	12,5	37,4
	Ala	635	22,2	12,5	13,8
BOX 24"	Alma	610	22,2	12,0	37,4
	Ala	610	22,2	12,0	13,8
W27x94	Alma	533	10,2	49,4	52,0
	Ala	209	15,6	6,7	7,5
W21x62	Alma	683	12,5	51,8	52,0
	Ala	254	18,9	6,7	7,5

En la Tabla 4.8 se presentan los resultados para el criterio de columna fuerte-viga débil para las distintas configuraciones presentes en el sistema estructural. La configuración 1

corresponde a la utilizada en los primeros 4 pisos, la configuración 2 corresponde a la utilizada en el piso 5 y la configuración 3 corresponde a la implementada en el resto de los pisos, como se expone en la Figura 4.10. Para las configuraciones se evalúa el peor caso de estados de carga en los elementos (carga axial, corte o momento) que se presente en los nodos que posean la configuración estudiada. Cada configuración se detalla en el Anexo A.

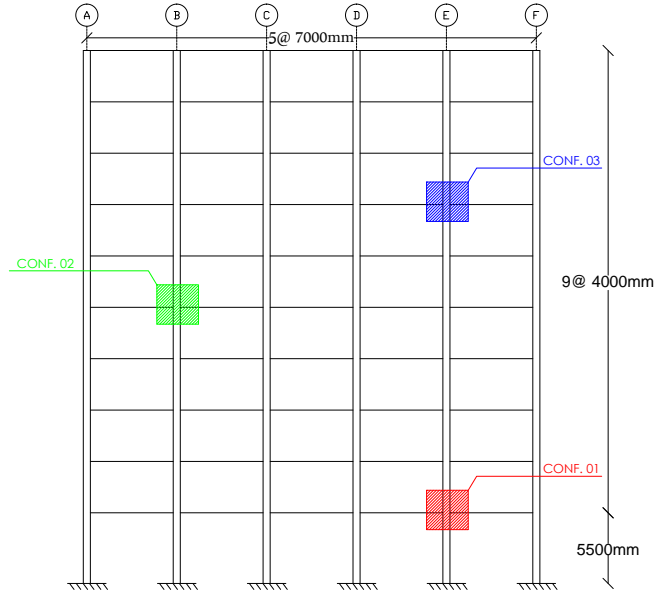


Figura 4.10: Secciones analizadas para el criterio de columna fuerte-viga débil.

Utilizando las Ecuaciones 2.5 y 2.6 se obtienen los valores del criterio de columna fuerte-viga débil para las configuraciones señaladas, los cuales cumplen con el criterio establecido en 2.4, con lo cual se espera que la estructura presente un patrón de falla dúctil.

Tabla 4.8: Verificación del criterio de columna fuerte-viga débil.

Configuración	Elemento	Perfil	C.F-V.D
1	Viga Izq	W27x94	2,14
	Viga Der	W27x94	
	Col Sup	Box 25"	
	Col Inf	Box 25"	
2	Viga Izq	W27x94	1,53
	Viga Der	W27x94	
	Col Sup	Box 24"	
	Col Inf	Box 25"	
3	Viga Izq	W21x62	1,76
	Viga Der	W21x62	
	Col Sup	Box 24"	
	Col Inf	Box 24"	

Capítulo 5

Análisis Inelástico de la Estructura

5.1. Modelo de la Estructura

En este trabajo se implementa un modelo no lineal en el plano que concentra el comportamiento no lineal en rótulas plásticas en vigas y columnas. El modelo no lineal se desarrolla en el software SAP2000 versión 18.1.1 y consta de un marco central extraído del modelo desarrollado en el capítulo anterior.

5.1.1. Cargas Iniciales

La distribución de cargas para el marco en análisis se presenta en la Figura 5.1, donde se tributan las cargas señaladas en el capítulo anterior hasta la mitad del largo total de los vanos en ambos sentidos. Esta distribución da origen a un corte de diseño aproximado $Q_d = 1250 [kN]$ que corresponde a una quinta parte del corte de diseño del modelo 3D, con lo cual representa la totalidad de cargas del modelo original.

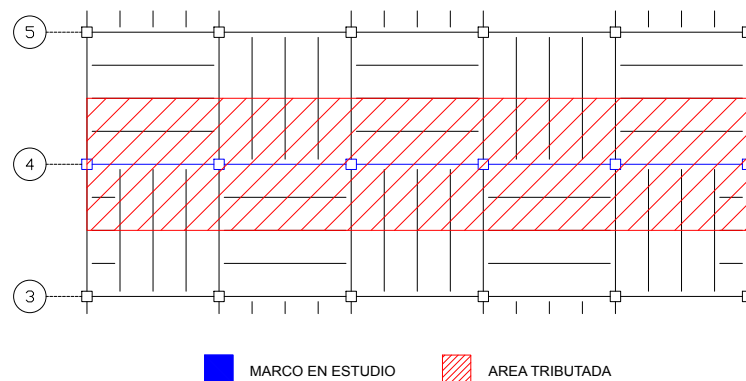


Figura 5.1: Tributación de cargas para marco en estudio.

5.1.2. Definición de zonas de plastificación

En el presente trabajo de título se incorporan las rótulas pertenecientes a los elementos primarios, que son aquellos encargados de proveer la resistencia sísmica a la estructura. Dado que se trata de un marco a momento se consideran las vigas y columnas como elementos primarios. Los parámetros obtenidos se resumen en la Tabla 5.1, donde los parámetros $\theta_{y,c}$ y $\theta_{y,b}$ corresponden a la rotación de fluencia para la columna y la viga respectivamente.

Tabla 5.1: Parámetros para las rótulas plásticas, ASCE (2013).

Componente	Caso	Parámetros del modelo			Criterios de Desempeño		
		a	b	c	IO	LS	CP
BOX 25"	a	$9\theta_{y,c}$	$11\theta_{y,c}$	0,6	$\theta_{y,c}$	$9\theta_{y,c}$	$11\theta_{y,c}$
BOX 24"	a	$9\theta_{y,c}$	$11\theta_{y,c}$	0,6	$\theta_{y,c}$	$9\theta_{y,c}$	$11\theta_{y,c}$
W27x94	a	$9\theta_{y,b}$	$11\theta_{y,b}$	0,6	$\theta_{y,b}$	$9\theta_{y,b}$	$11\theta_{y,b}$
W21x62	a	$9\theta_{y,b}$	$11\theta_{y,b}$	0,6	$\theta_{y,b}$	$9\theta_{y,b}$	$11\theta_{y,b}$

En la Figura 5.2 se observa el modelo con el patrón de rótulas asignado en forma de puntos de color verde, donde las rótulas de las columnas consideran el efecto de carga axial y flexión, mientras que para las vigas solo se considera el efecto de flexión.

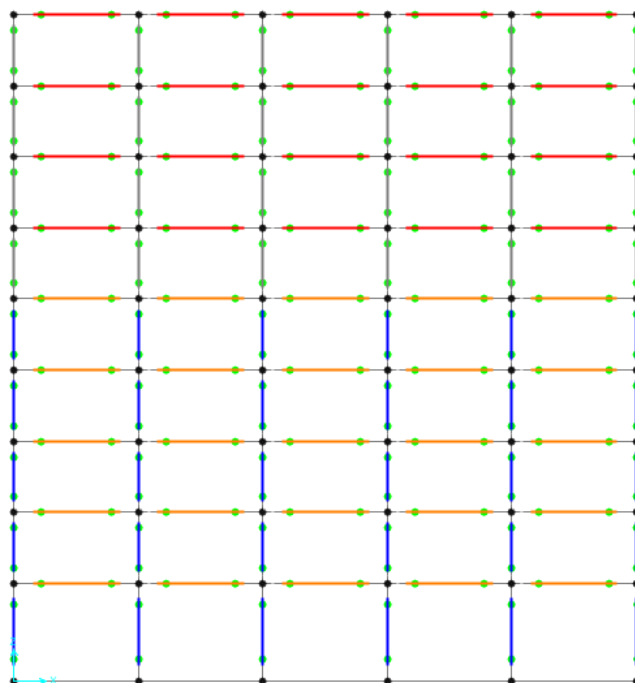


Figura 5.2: Configuración de rótulas incorporadas al edificio en estudio.

5.2. Análisis Estático - *Pushover*

Para realizar este análisis se siguen las recomendaciones de FEMA (2009), la cual indica tomar en cuenta la distribución de carga laterales en función al comportamiento del primer modo de la estructura, cuyo fundamento recae en que la respuesta de la estructura está controlada por su modo fundamental y no varía al incursionar en el rango no lineal. Se presentan la curva de capacidad, corte máximo y ductilidad obtenida para el sistema estructural.

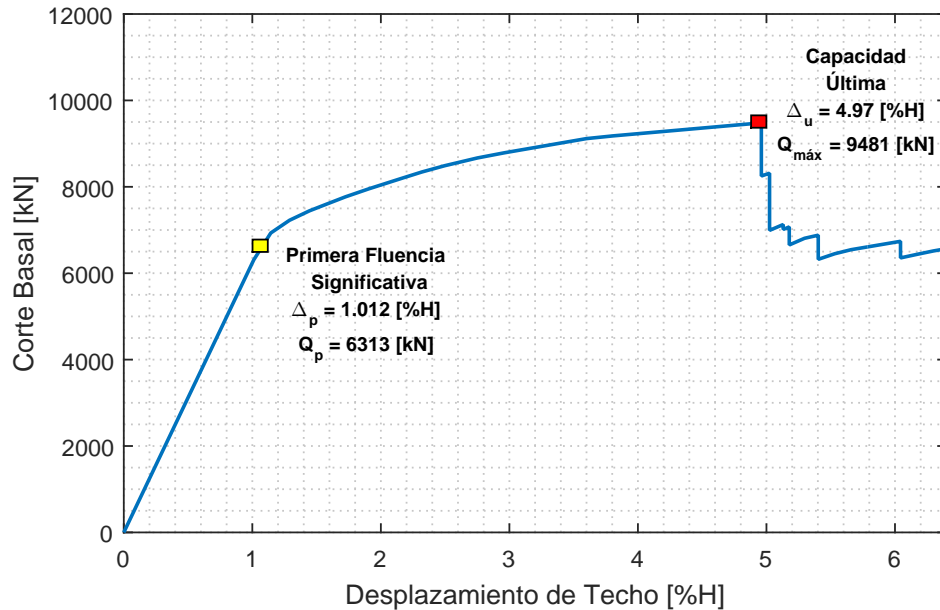


Figura 5.3: Curva Capacidad.

En la Figura 5.3 se observa un corte máximo de $Q_{max} = 9481 [kN]$, la metodología de FEMA (2009) indica que el desplazamiento último se obtiene cuando se presenta una degradación del 20% de Q_{max} , el cual se logra en un desplazamiento de techo aproximado de $\Delta_u = 5 [%H] = 1,85 [m]$ de la altura del edificio. El patrón de pérdida de capacidad irregular observado es producto del paso de estado último a residual en las vigas pertenecientes al sistema estructural.

La estructura posee un comportamiento elástico hasta un corte aproximado de $Q_y = 6300 [kN]$, valor que equivale a 5 veces el de diseño, este se alcanza cuando se presenta una *drift* de techo aproximado de 1%. Por último, la sobrerresistencia (Ω) se obtiene con la ecuación 2.9, alcanzando un valor de $\Omega = 7,3$. La gran sobrerresistencia obtenida se explica en las restricciones al desplazamiento de la NCh433 junto con las restricciones de la AISC (2010a) para la relación de ancho-espesor para perfiles tubulares en sistemas SMF.

La secuencia de aparición de rótulas se presenta en la Figura 5.4, se observa la aparición de rótulas en las vigas, en primer lugar, en el tercio central de la estructura para luego propagarse al resto de la estructura. A continuación se produce la fluencia en las columnas de la base para luego finalizar con el fallo de las vigas. Con esto el patrón de falla obtenido es el esperado de los criterios de diseño y corresponde a un modo dúctil de falla.

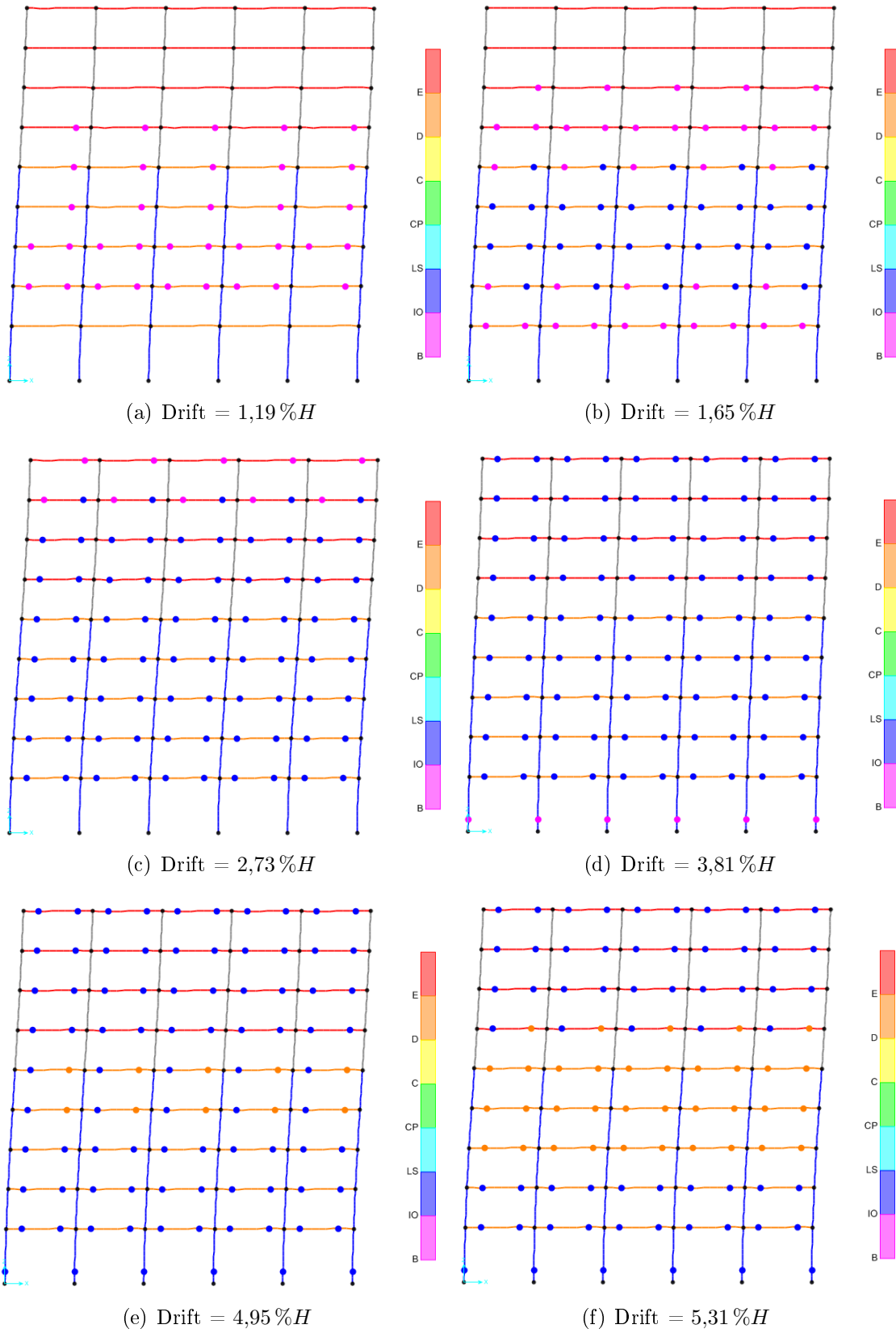


Figura 5.4: Patrón de aparición de rótulas.

Los resultados del análisis *pushover* se resumen en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Factores de desempeño obtenidos del análisis *pushover*.

Parámetro	Simbología	Valor
Corte máximo	Q_{max}	9481 [kN]
Sobrerresistencia	Ω	7,31
Desplazamiento efectivo de fluencia	$\Delta_{y,eff}$	30,39 [cm]
Desplazamiento último	Δ_u	1,85 [m]
Dúctilidad	μ_T	6,12

5.3. Análisis Dinámico - *Time-History*

Para realizar este estudio se utilizan 5 eventos sísmicos, con un total de 18 registros a implementar. Los sismos corresponden a eventos Chilenos ocurridos entre los años 2005 y 2015. En la Tabla 5.3 se observan algunas características de los sismos utilizados.

Tabla 5.3: Registros sísmicos utilizados.

Epicentro	Fecha	Estación	Duración [s]	Mw	PGA [g]	Simbología
Cobquecura	27-02-2010	Curicó	180	8,8	0,414	CuriEW
	27-02-2010	Curicó	180		CuriNS	
	27-02-2010	Florida	208		FloEW	
	27-02-2010	Florida	208		FloNS	
	27-02-2010	Puente Alto	147		PAEW	
	27-02-2010	Puente Alto	147		PANS	
Tarapacá	13-06-2005	Iquique	196	7,8	0,227	Iqq05EW
	13-06-2005	Iquique	196		Iqq05NS	
	13-06-2005	Pica	252		PICA05EW	
	13-06-2005	Pica	252		PICA05NS	
	01-04-2014	Iquique	297	8,2	0,316	Iqq14EW
	01-04-2014	Iquique	297		Iqq14NS	
	01-04-2014	Pica	286		PICA14EW	
	01-04-2014	Pica	286		PICA14NS	
Tocopilla	14-11-2007	Mejillones	218	7,7	0,141	MejEW
	14-11-2007	Mejillones	218		MejNS	
Illapel	16-09-2015	Monte Patria	470	8,4	0,831	MPEW
	16-09-2015	Monte Patria	470		MPNS	

En la Figura 5.5 se presentan los espectros de aceleración correspondientes a los registros utilizados, el método utilizado para obtener los espectros de aceleración corresponde a Nigam

& Jennings (1969). Se observa que el espectro de diseño de la norma sísmica chilena NCh433 está por sobre la mediana de los registros aplicados para el periodo de la estructura en estudio, con lo cual no representa a la totalidad de los sismos, subestimando la demanda que pueden generar. La diferencia entre la zona sísmica de diseño y la zona sísmica de los registros puede explicar el fenómeno observado.

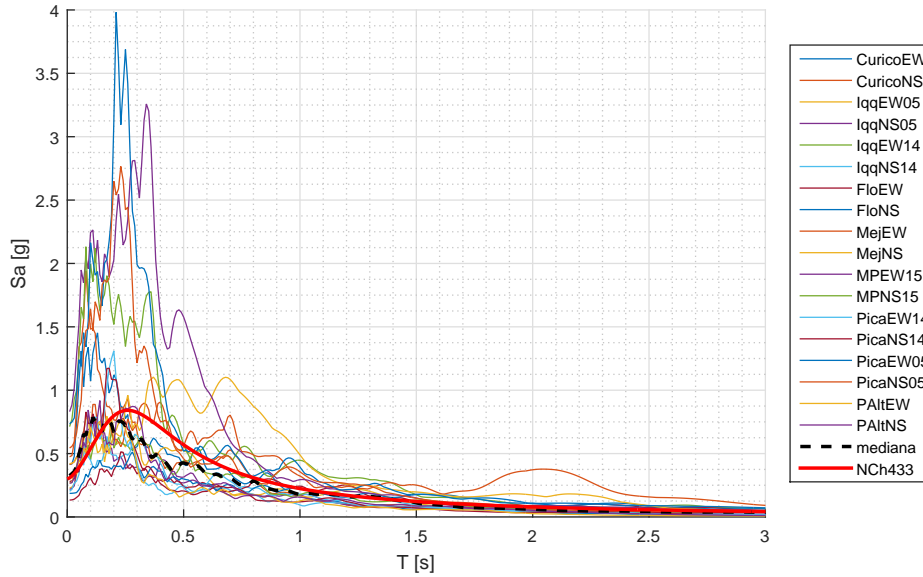


Figura 5.5: Espectro de aceleración de los registros utilizados.

5.3.1. Margen de Colapso

Una vez definido el set de registros sísmicos a utilizar se procede a elaborar el espectro para el máximo sismo considerado o MCE por sus siglas en inglés, a partir de la norma chilena NCh2745 utilizando los parámetros expuestos en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4: Parámetros para definir el espectro MCE, (INN, 2013).

Parámetro	M_m	Z	T_a [s]	T_b [s]	T_c [s]	T_d [s]	α_{AA} [cm/s^2]	$\alpha_V V$ [cm/s]	$a_D D$ [cm]
Valor	1,2	1	0,03	0,2	0,54	2	1085	94	30

Se presenta en la Figura 5.6 el espectro mencionado junto con los espectros de aceleración de los registros utilizados, se observa que para periodos superiores a 0,5 [s] el espectro MCE envuelve a la totalidad de las aceleraciones espectrales de los registros utilizados. Además, el espectro MCE está por sobre la mediana de los espectros.

Para el periodo fundamental de la estructura $T_n = 1,185$ [s] la mediana de los registros posee un valor de $Sa_{median} = 0,1695$ [g] para la aceleración espectral, mientras que el valor para el espectro MCE corresponde a $Sa_{MCE} = 0,609$ [g], con lo cual se obtiene un factor de ajuste $FA = 3,59$ ($FA = Sa_{MCE}/Sa_{median}$).

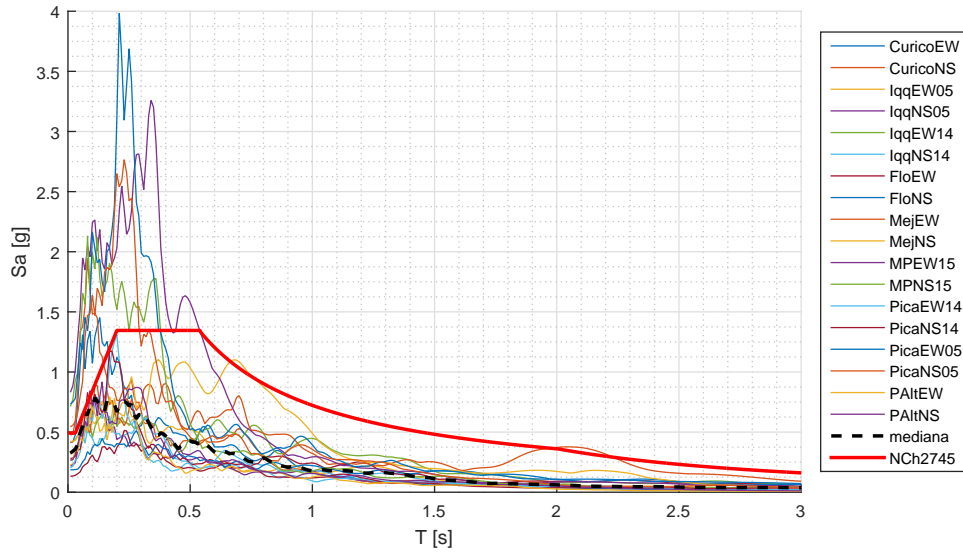


Figura 5.6: Espectro de aceleración del máximo sismo considerado y los registros utilizados.

Una vez definido el espectro MCE y ajustados los registros como se indican en la metodología se procede a implementar el análisis IDA, utilizando los factores de escala (SF) indicados en la Tabla 5.5, a su vez se presenta el patrón de colapso obtenido para los distintos registros.

El primer registro que logra gatillar el colapso de la estructura es el registro de Mejillones para ambas componentes, con lo cual el PGA del registros o la magnitud de momento pueden no ser buenos indicadores de potencial de colapso de una estructura. Por otro lado, se observa en la Figura 5.6 que el registro de Mejillones presentan una mayor aceleración espectral para el periodo de la estructura.

El factor de escala $SF = 5,5$ logra el colapso de la estructura en 10 de los 18 registros utilizados lo que equivale a un 55,6 %. A partir de un ajuste cuadrático, Figura 5.7, se obtiene que para un factor de escala $SF = 5,2$ se logra el colapso en la mitad de los registros.

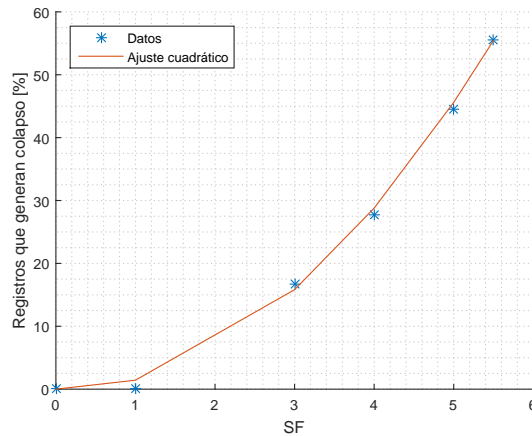


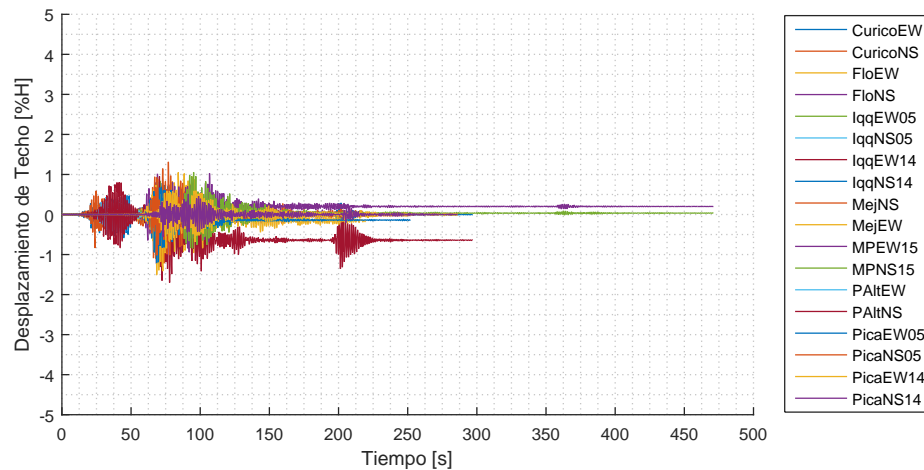
Figura 5.7: Ajuste entre porcentaje de registros que generan el colapso y factor de escala.

Tabla 5.5: Resumen del análisis IDA para el cálculo del CMR.

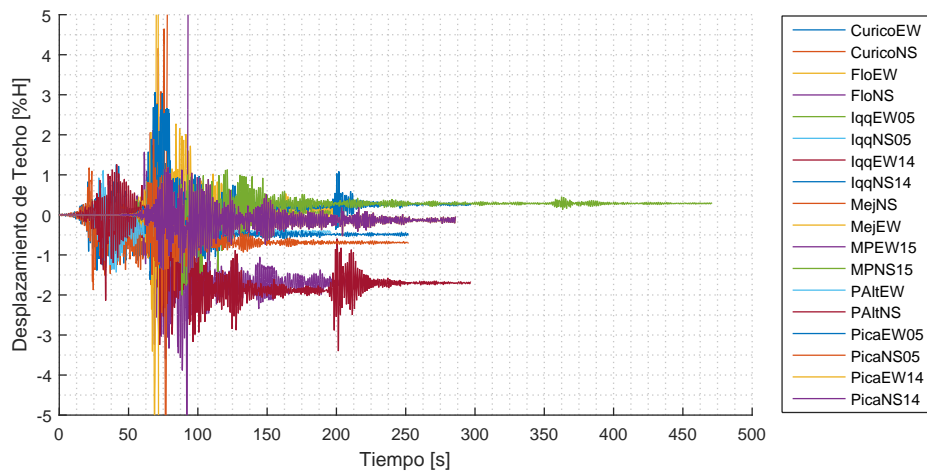
Epicentro	Registros			Factor de Escala				
	Fecha	Estación	Componente	SF = 1	SF = 3	SF = 4	SF = 5	SF =5.5
Cobquecura	27-02-2010	Curicó	EW	-	-	-	-	-
	27-02-2010	Curicó	NS	-	-	-	-	-
	27-02-2010	Florida	EW	-	-	-	-	-
Cobquecura	27-02-2010	Florida	NS	-	-	Colapso	Colapso	Colapso
	27-02-2010	Puente Alto	EW	-	-	-	-	-
	27-02-2010	Puente Alto	NS	-	-	-	-	-
Tarapacá	13-06-2005	Iquique	EW	-	-	-	-	-
	13-06-2005	Iquique	NS	-	-	-	-	-
	13-06-2005	Pica	EW	-	-	-	-	Colapso
	13-06-2005	Pica	NS	-	-	-	-	-
Tarapacá	01-04-2014	Iquique	EW	-	-	Colapso	Colapso	Colapso
	01-04-2014	Iquique	NS	-	-	-	-	-
	01-04-2014	Pica	EW	-	-	-	Colapso	Colapso
Tocopilla	01-04-2014	Pica	NS	-	-	-	Colapso	Colapso
	14-11-2007	Mejillones	EW	-	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
	14-11-2007	Mejillones	NS	-	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
Illapel	16-09-2015	Monte Patria	EW	-	Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
	16-09-2015	Monte Patria	NS	-	-	-	-	Colapso

En las Figura 5.8 y 5.9 se presentan los desplazamientos de techos obtenidos para los distintos eventos utilizados y factores de escala aplicados. En la Figura 5.8 (a) se aprecia que los desplazamientos de techo son menores al 1 [%H] y presentan un comportamiento lineal para la mayoría de los registros. Es importante notar que de los resultados del pushover se obtuvo que la estructura comienza a incursionar en el rango no lineal a partir de deformaciones mayores a un 1% de desplazamiento de techo. Además, se observa que la estructura presenta deformaciones remanentes para algunos registros siendo el mayor de estos para “IqqEW14” con un valor de 0,6 [%H], el cual resulta ser mayor para algunos valores propuestos para desplome admisible en altura por temas constructivos.

Para los siguientes factores de escala se observa que el comportamiento de la estructura es similar al primer caso Figura 5.8 (a) salvo que sus valores se ven amplificados, con lo cual la estructura comienza a incursionar en el rango no lineal para la mayoría de los registros. En las Figuras 5.8 (b) y Figura 5.9 para cada nivel de escala se excluyen los resultados de registros que logran el colapso de la estructura en la iteración anterior.

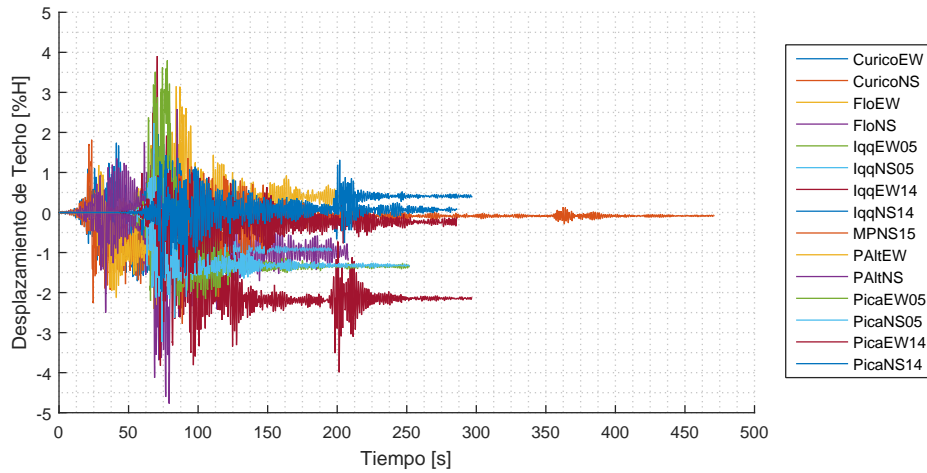


(a) SF = 1

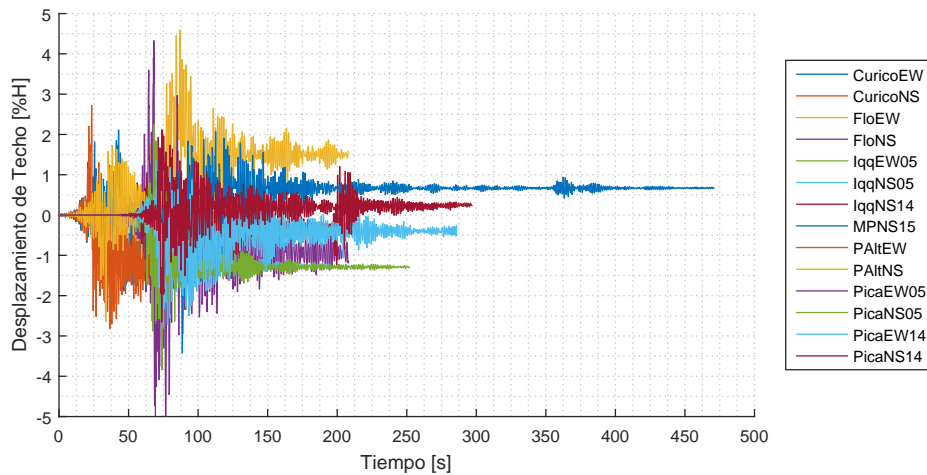


(b) SF = 3

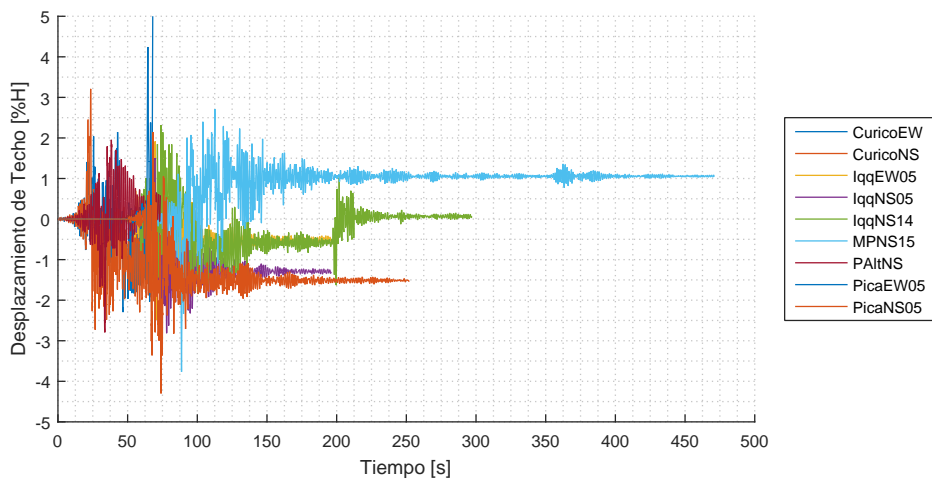
Figura 5.8: Desplazamiento de techo para distintas escalas de intensidad.



(a) SF = 4



(b) SF = 5



(c) SF = 5.5

Figura 5.9: Desplazamiento de techo para distintas escalas de intensidad (Continuación).

En la Figura 5.10(a) se observa un pequeño cambio de pendiente en los desplazamientos a partir del quinto piso, la cual se explica en el cambio de sección que conlleva un cambio de rigidez del edificio para los pisos superiores. Además del cambio de pendiente antes mencionado no se observa otro cambio en el comportamiento de la estructura, esto respalda el hecho que la estructura permanece en estado elástico para la mayoría de los registros para el caso de $SF = 1$.

En la Figura 5.10 (b), (c), (d) y (e) se observa como el patrón de deformaciones varía para los distintos registros. Lo que genera que incurriere en el rango no lineal de distintas formas para los distintos registros. Además, es posible establecer que la respuesta de la estructura esta gobernada por el primer modo. Sin embargo se puede notar la influencia de modos superiores para algunos registros.

De acuerdo a la distorsión entre pisos expuestos en la Figura 5.11, el edificio supera el valor límite de diseño establecido por la norma para todos los niveles de escala, también se observa que la distorsión entre pisos es mayor en los pisos superiores que en la base. Se aprecia en el nivel central de la estructura (entre 4 y 5 piso) una disminución en el patrón de distorsión el cual vuelve a crecer a partir del sexto piso, lo que coincide con el cambio de sección implementado en la estructura, finalmente el patrón de distorsión vuelve a aumentar para los pisos superiores restantes.

El comportamiento estructural representado en la distorsión entre pisos muestra una respuesta similar para los distintos registros sísmicos utilizados.

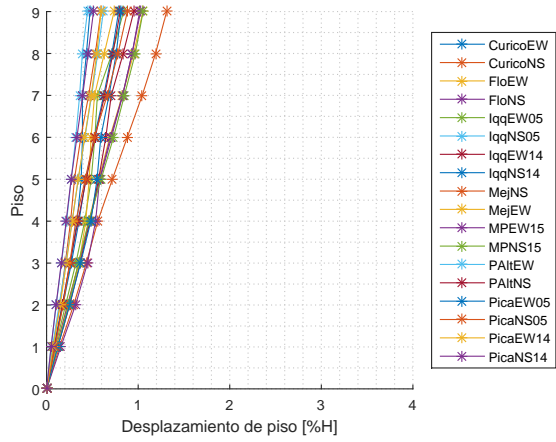
El corte por piso (Figura 5.12) presenta el comportamiento esperado, aumentando a medida que se acerca a la base. Para el caso (b) de la misma figura se observa un aumento importante en el corte que toman el piso 3 o 4 para algunos sismo, llegando a presentar incrementos del orden de un 20% con respecto al nivel inmediatamente inferior, mientras que para el caso (c) se observa el mismo comportamiento para los pisos 5 y 6, estos casos están relacionados a sismos que generaron el colapso en la estructura.

Los resultados anteriores verifican un comportamiento lineal para la mayoría de los registros implementados para el factor de escala $SF = 1$, el cual corresponde a un sismo MCE como se mencionó anteriormente, esto respalda el hecho que la presente un sobre dimensionamiento considerable de sus elementos.

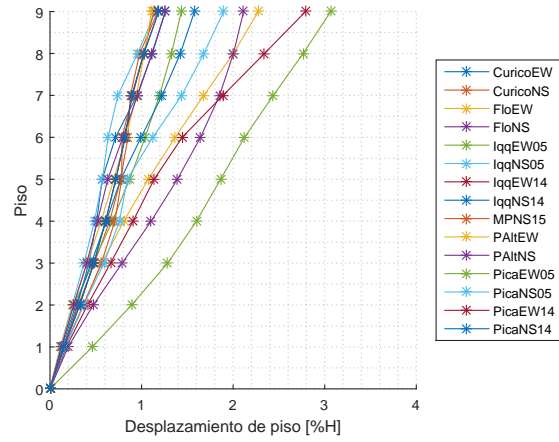
Con esto el CMR queda determinado por:

$$CMR = \frac{SF \cdot S_{MTmedian}}{S_{MT}} = \frac{5,2 * 0,601}{0,609} = 5,18 \quad (5.1)$$

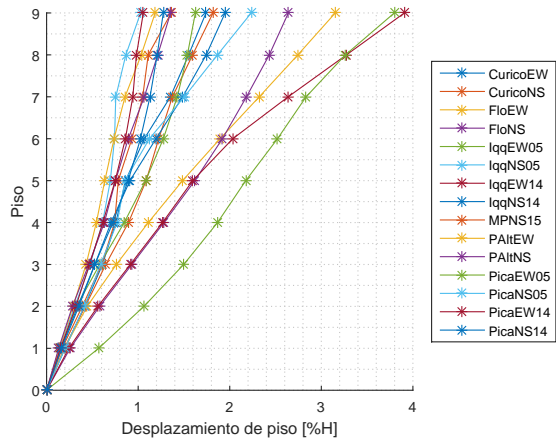
El valor obtenido para el CMR resulta ser bastante elevando indicando que la estructura posee capacidad de soportar sismos mayores al MCE.



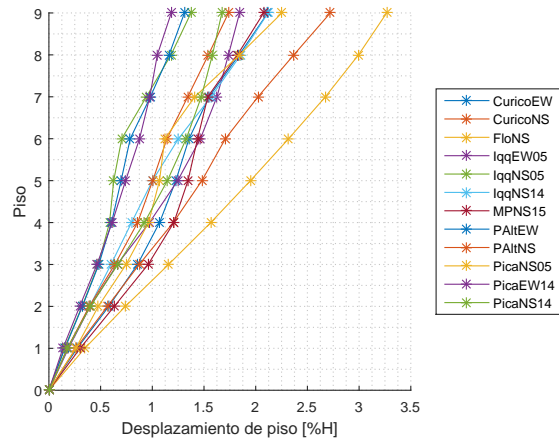
(a) SF = 1



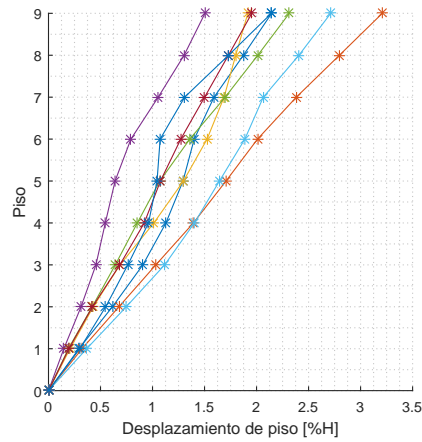
(b) SF = 3



(c) SF = 4

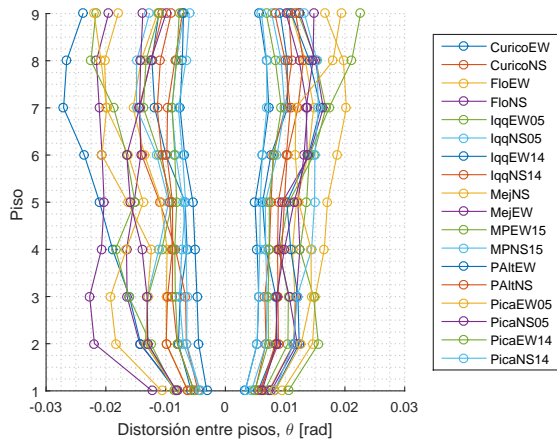


(d) SF = 5

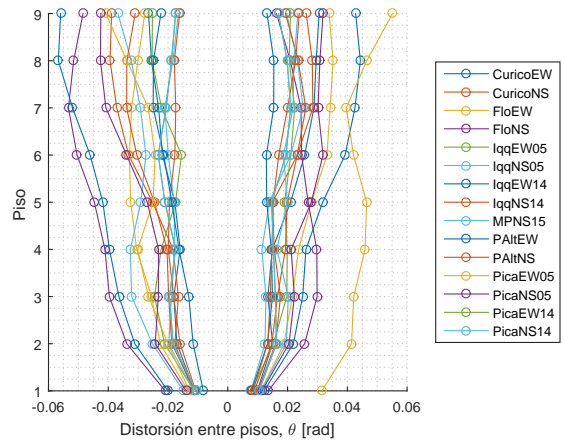


(e) SF = 5.5

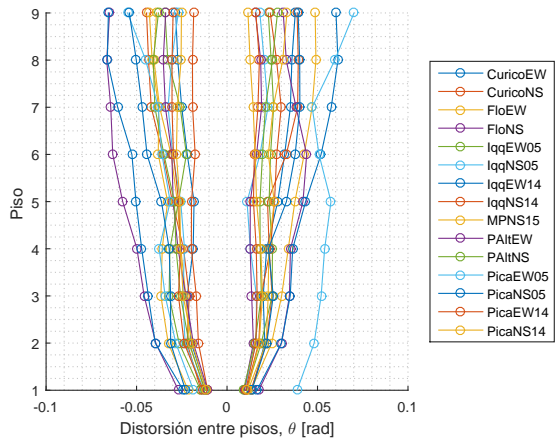
Figura 5.10: Desplazamiento máximo de piso para distintas escalas de intensidad.



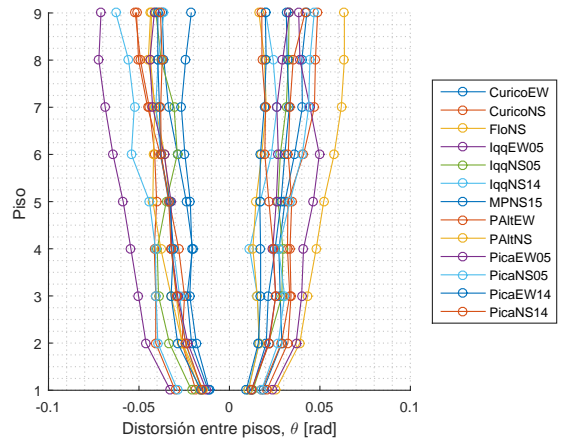
(a) SF = 1



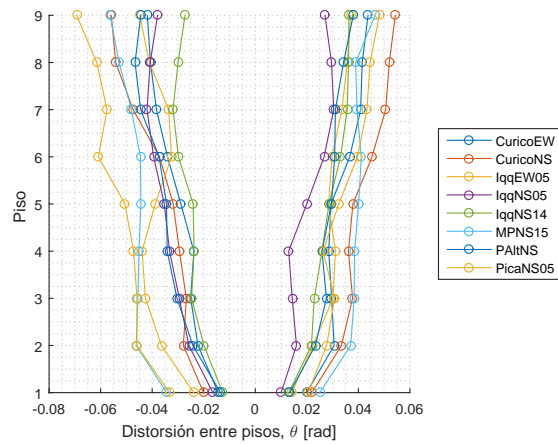
(b) SF = 3



(c) SF = 4

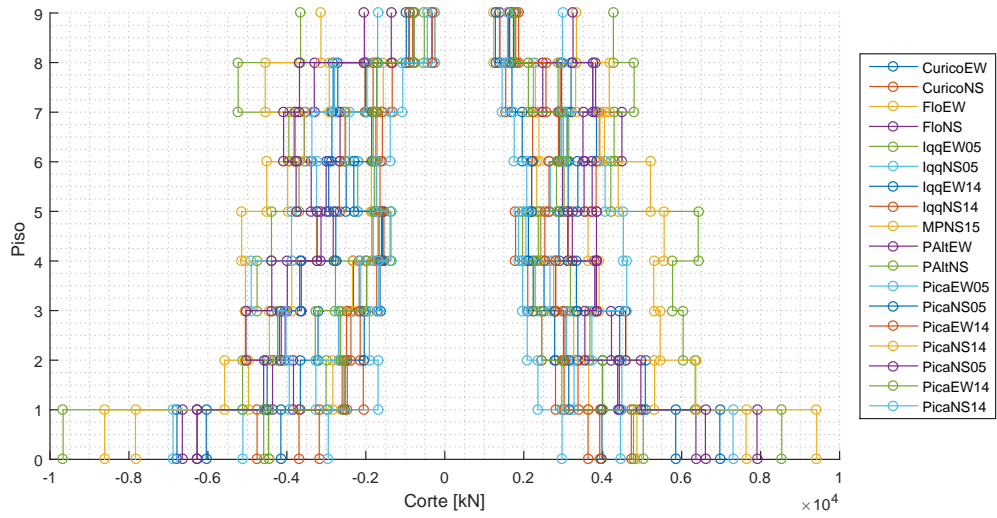


(d) SF = 5

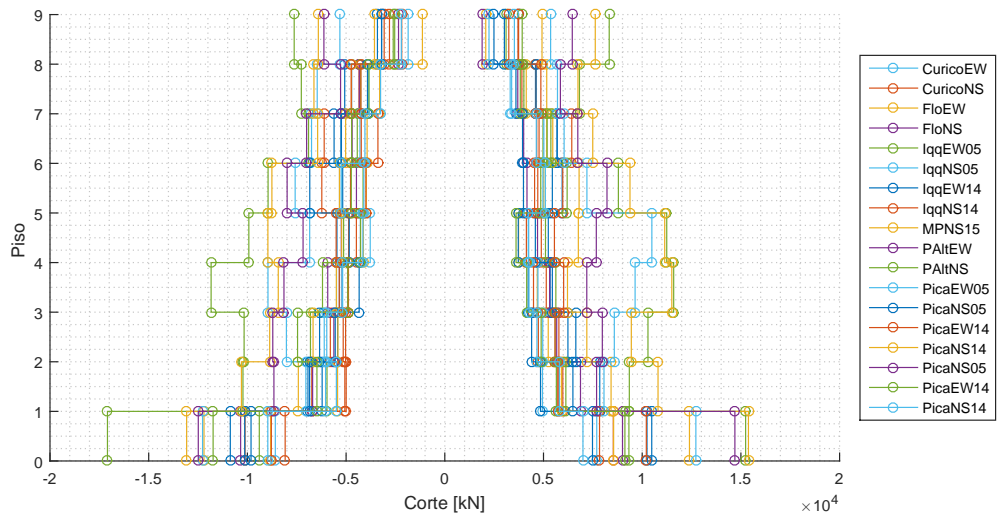


(e) SF = 5.5

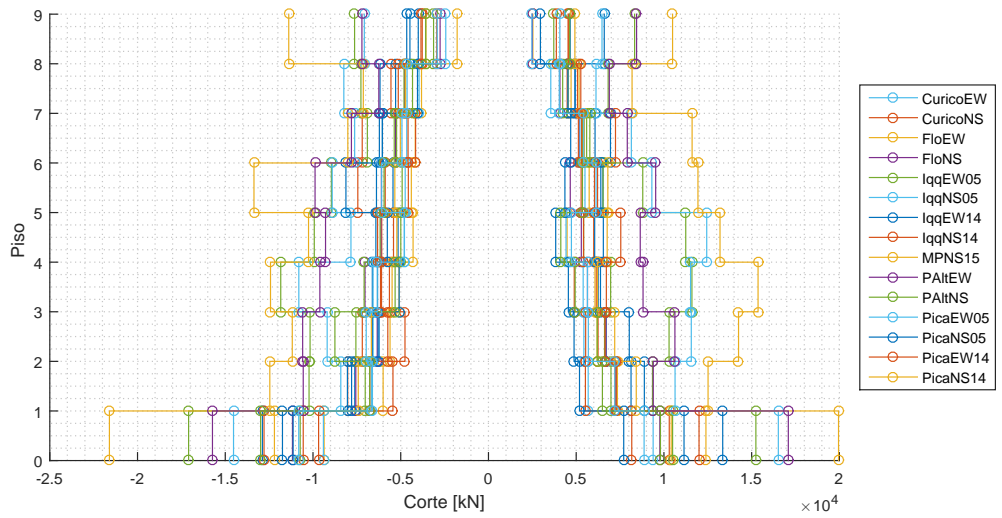
Figura 5.11: Distorsión máxima entre piso para distintas escalas de intensidad.



(a) SF = 1



(b) SF = 3



(c) SF = 4

Figura 5.12: Corte máximo por piso para distintas escalas de intensidad.

Para determinar el factor de reducción de respuesta (R) se utiliza el estado de la estructura con un factor de escala $SF = 3$, debido a que permite identificar un punto de colapso estructural y representa el comportamiento no lineal de la estructura de mejor forma. Los cortantes basales elástico (Q_e) e inelástico (Q_i), el factor de ductilidad (R_μ) y el factor de reducción de respuesta (R) se presentan en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6: Valores obtenidos para el corte máximo elástico e inelástico, factor de ductilidad y factor de reducción de respuesta.

Estación	Componente	Q_e [kN]	Q_i [kN]	R_μ	R
Curico	EW	20246	12453	1,63	11,88
	NS	16017	11248	1,42	10,41
Florida	EW	15971	10692	1,49	10,92
	NS	14559	10619	1,37	10,02
Iquique 05	EW	16336	11116	1,47	10,74
	NS	17418	10168	1,71	12,52
Iquique 14	EW	26530	12167	2,18	15,94
	NS	11772	10791	1,09	7,97
Mejillones	EW	34234	20751	1,65	12,06
	NS	28530	27805	1,03	7,50
Monte Patria	EW	35777	18964	1,89	13,79
	NS	24079	13743	1,75	12,81
Pica 05	EW	14207	9579	1,48	10,84
	NS	12511	10634	1,18	8,60
Pica 14	EW	31409	18486	1,70	12,42
	NS	23286	15182	1,53	11,21
Puente Alto	EW	15426	11037	1,40	10,22
	NS	9969	9992	1,00	7,29

El histograma de los factores de reducción obtenidos se expone en la Figura 5.13, donde se observa que la mayoría de los valores se encuentran agrupados para el rango entre 10 y 11.

Realizando un análisis estadístico simple de los resultados obtenidos se tiene el valor promedio obtenido para el factor de reducción es $R_{mean} = 10,95$, mientras que su mediana $R_{median} = 10,88$ y, por último, se establece un intervalo de confianza para R entre $[7,5 - 12,81]$ con una confianza del 80 %.

El intervalo se obtiene ordenando los valores de R de menor a mayor, luego se establece la confiabilidad deseada dado un nivel significativo α . A continuación se procede a determinar los valores que caen dentro del límite de confianza establecido. Para este trabajo, debido a la pequeña muestra de resultados se utiliza como nivel significativo un $\alpha = 0,1$ o 10 %, lo que equivale a una confianza del 80 %.

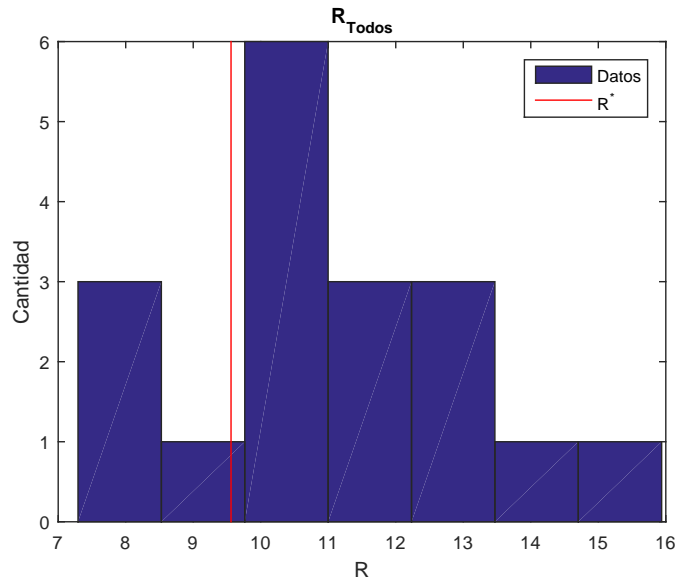


Figura 5.13: Histograma de factores de reducción obtenidos.

El valor obtenido para el factor de reducción depende en gran medida de la sobrerresistencia de la estructura, aportando en promedio sobre el 60% del valor.

El factor de reducción utilizado en el diseño de la estructura (R^*) se encuentra dentro del intervalo de confianza establecido, pero resulta ser menor al promedio y la mediana obtenidos para el análisis, con lo cual el valor resulta ser conservador y subestima la respuesta de la estructura.

5.3.2. Evaluación de desempeño

El factor de incertidumbre total β_{TOT} junto con el ACMR limitan el CMR para poder considerar los resultados como confiables. A continuación se detallan las incertidumbres seleccionadas en base al trabajo realizado y el cálculo de la incertidumbre total.

Incertidumbre de Registros β_{RTR}

Representa la incertidumbre asociada a la variabilidad en la respuesta de una misma estructura antes distintos registros sísmicos. Esta variabilidad está asociada a las diferencias entre contenidos de frecuencias y características dinámicas de cada registro. Para estructuras con $\mu_T \leq 3$ FEMA (2009) recomienda utilizar un valor de $\beta_{RTR} = 0,4$, con lo que se utiliza el valor recomendado para el cálculo de incertidumbre total.

Incertidumbre en los criterios de diseño β_{DR}

La estructura se diseñan de acuerdo a la normativa sísmica chilena NCh433 y las normas americanas AISC 341 y AISC 360. Las cuales presentan un respaldo del buen comportamiento en estructuras diseñadas con ellas, con lo cual según la Tabla 3.1, presenta una calidad superior $\beta_{DR} = 0,1$.

Incertidumbre en ensayos utilizados en calibraciones β_{TD}

Esta incertidumbre está asociada a los datos que respaldan los modelos empleados. La modelación de rotulas se hizo en base a calibraciones propuestas por la ASCE 41 la cual considerar de una calidad superior. No obstante, la conexión solo cuenta con los resultados obtenidos por Nuñez (2016) y no existe una calibración para los perfiles utilizados en el presente trabajo con lo cual se califica como buena $\beta_{TD} = 0,35$ según la Tabla 3.2.

Incertidumbre asociada a la modelación β_{MDL}

Representa la capacidad del modelo de simular los múltiples modos de falla que pueden ocurrir en la estructura, dado que el modelo supone que los apoyos funcionan correctamente, no incorpora los efectos de la zona panel se clasifica como regular, lo que corresponde a $\beta_{MDL} = 0,35$ según Tabla 3.3.

Utilizando la Ecuación 3.14 se obtiene que la incertidumbre total es $\beta_{TOT} = 0,61$, con lo cual de la Tabla 3.4 se tiene que la estructura debe poseer un $ACMR_{10\%} = 2,19$.

Para ajustar el CMR obtenido a el ACMR es necesario multiplicar por el factor de ajuste por forma espectral (SFF), el cual considera las diferencias en la tipología de terremotos norteamericanos. Sin embargo, la totalidad de registros utilizados son originados por la subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, con lo cual este factor es igual a 1.

$$ACMR = CMR \cdot SFF$$

$$ACMR = 5,2 \cdot 1$$

$$ACMR = 5,2$$

Luego al comparar el valor de $ACMR$ obtenido con el requerido ($ACMR_{10\%}$) se tiene que cumple con la restricción.

Capítulo 6

Conclusiones

La estructura cumple con los requerimientos impuestos por la normativa sísmica chilena NCh433 y las normas americanas para el diseño de estructuras de acero AISC 341 y AISC 360.

Los parámetros de diseño de la normativa sísmica chilena NCh433, para este tipo de edificación resultan muy restrictivos. En particular, el requerimiento de desplazamiento máximo entre pisos conlleva a grandes sobredimensionamiento en los elementos estructurales en el caso de estructuras de acero de mediana altura. Además, los criterios impuestos para la relación ancho-espesor en perfiles para sistemas de marcos especiales contribuyen a aumentar la sobrerresistencia del sistema.

El comportamiento elástico de la estructura presenta una completa simetría, desarrollando resistencia similares en ambos sentidos para el corte basal y el control de derivas. Esto se debe a la simetría del perfil tubular implementado que a diferencia de los perfiles abierto no presenta un eje débil.

La respuesta inelástica del sistema estructural fue la esperada, desarrollando los patrones de respuesta inelástica esperados del diseño, propiciando las fallas en las vigas y posteriormente en las columnas para deformaciones de un 5% la altura total del edificio, junto con una sobrerresistencia de 7,31.

Los factores de reducción obtenidos para el trabajo son en promedio mayores que el propuesto por la norma ($R_{mean} = 10,92$ vs $R^* = 9,604$) con lo cual los parámetros propuestos por la norma resultan ser conservadores y subestiman la capacidad de incursionar en el rango no lineal de la estructura, aunque el valor propuesto por la norma se encuentra dentro del intervalo de confianza obtenido.

El factor de reducción de la respuesta está principalmente influenciado por la sobrerresistencia que logra la estructura aportando en promedio un 63% del valor de R .

A partir del análisis pushover es posible observar el gran nivel de sobredimensionamiento que se alcanza producto de las restricciones de desplazamiento entre pisos, también es posible observar la ductilidad del sistema que alcanza un valor de $\mu_T = 6,1$.

Del análisis time-history se observa el buen comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos, teniendo que amplificar 5,5 veces el nivel de aceleración MCE para lograr el colapso de la estructura.

Los resultados indican que el exigente control de desplazamientos expuestos por la norma NCh433 terminan propiciando un diseño elástico de la estructura para sismos de intensidad media.

La magnitud y PGA de los terremotos, no son indicadores del nivel de daño o el comportamiento que tendrá la estructura, en particular para este trabajo se obtuvo que el registro con menor magnitud produjo el colapso en primer lugar. En cuanto al PGA no se observó una clara influencia para precipitar el colapso de la estructura.

6.1. Líneas futuras de investigación

Para futuras investigaciones se recomienda ampliar el estudio de este sistema estructural para estructuras de baja y gran altura, de manera de poder establecer tendencias en el comportamiento de la estructura y la influencia de la altura en sistema.

Se propone replicar el diseño incorporando los efectos de la zona panel y los apoyos de la estructura de manera de obtener una mejor representación del comportamiento de la estructura.

Dado lo restrictivo de la normativa sísmica chilena NCh433 para las estructuras de acero se recomienda realizar un estudio con el fin de proponer límites para estructuras de acero, con lo cual sería necesario un estudio del comportamiento de diversos sistemas de acero a lo largo de las zonas sísmicas que contempla la norma, esto con el objetivo de tener estructuras de acero más eficientes.

Bibliografía

- AISC (2010a). *AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2010b). *AISC 360-10, Specification for structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- ASCE (2010). *ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings*. American Society of Civil Engineers, Boca Raton, FL.
- ASCE (2013). *ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Boca Raton, FL.
- CSI (2015). *Reference manual for SAP2000, ETABS,SAFE and CSIBridge*. Computers and Structures Inc., Bekerley, California.
- FEMA (2000). *FEMA 355c, State of the art report on System Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shocking*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA (2009). *FEMA P695, Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Gholami, M., Deylami, A., & Tehranizadeh, M. (2013). Seismic performance of flange plate connections between steel beams and box columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 84:36–48.
- INN (2006). *NCh203. Of2005, Acero para uso estructural - Requisitos*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- INN (2009). *NCh433. Of1996, Diseño Sísmico de edificios, incluyendo modificaciones año 2009 y decreto 61(2011)*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- INN (2010a). *NCh3171. Of2010, Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- INN (2010b). *NCh431. Of2010, Diseño estructural - Sobrecargas de nieve*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

- INN (2010c). *NCh432, Diseño estructural - Cargas de Viento*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- INN (2013). *NCh2745, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- Nigam, N. C. & Jennings, P. C. (1969). Calculation of response spectra from strong-motion earthquake records. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 59(2):909–922.
- Nuñez, E. (2016). *Estudio de conexiones a momento empleando vigas de alma abierta y columnas tubulares en sistema estructurales de pórticos a momento en estructuras de acero ante cargas sísmicas*. Tesis para optar al grado de doctor en Ingeniería Estructural, Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela.
- Peña y Lillo, M. (2010). *Evaluación de Parámetros Sísmicos para Edificios de Marcos de Acero*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Departamentos de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Shi, G., Hu, F., & Shi, Y. (2016). Comparison of seismic design for steel moment frames in Europe, the United States, Japan and China. *Journal of Constructional Steel Research*, 127:41–53.
- Uang, C.-M. (1991). Establishing R (or R_w) and Cd factors for building seismic provisions. *Journal of Structural Engineering*, 117(1):19–28.
- Urzúa, C. (2015). *Comparación del desempeño de dos estructuras industriales de acero diseñadas según la práctica nacional y disposiciones AISC*. Tesis para optar al grado de Magister en ciencias de la Ingeniería, mención Ingeniería Sísmica. Departamentos de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Anexos

Anexo A

Configuraciones.

A continuación se presentan el detalle de las configuraciones analizadas para el criterio de columna fuerte-viga débil.

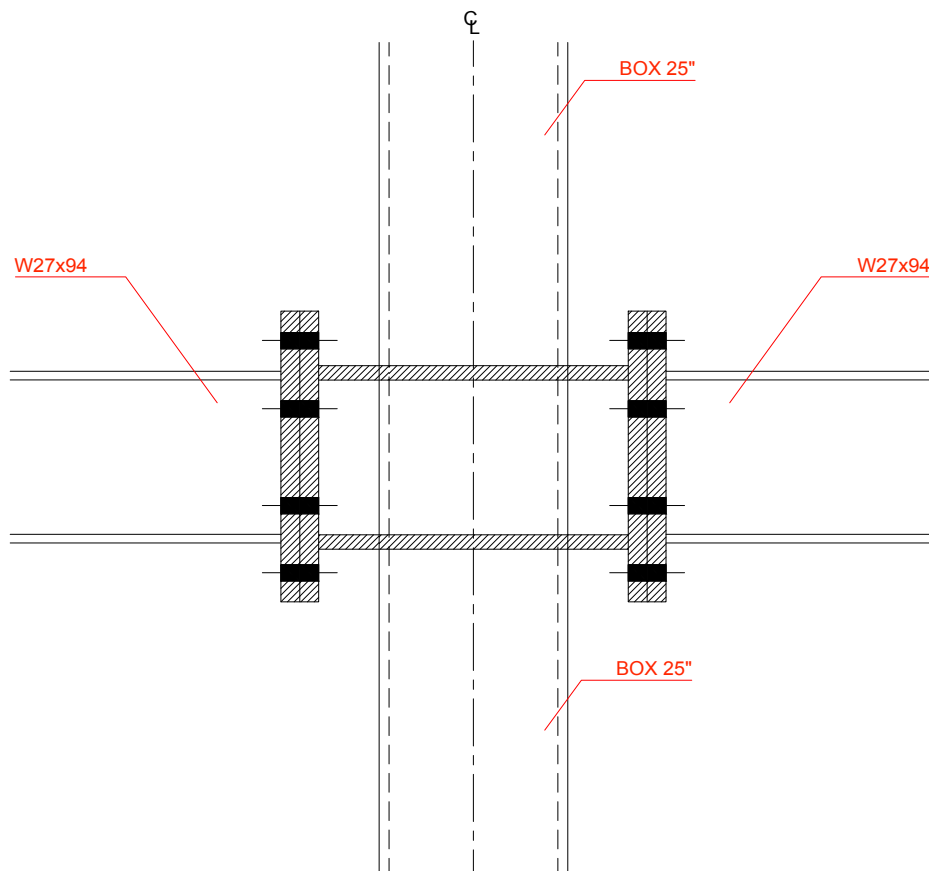


Figura A.1: Configuración 1: Pisos 1 a 5.

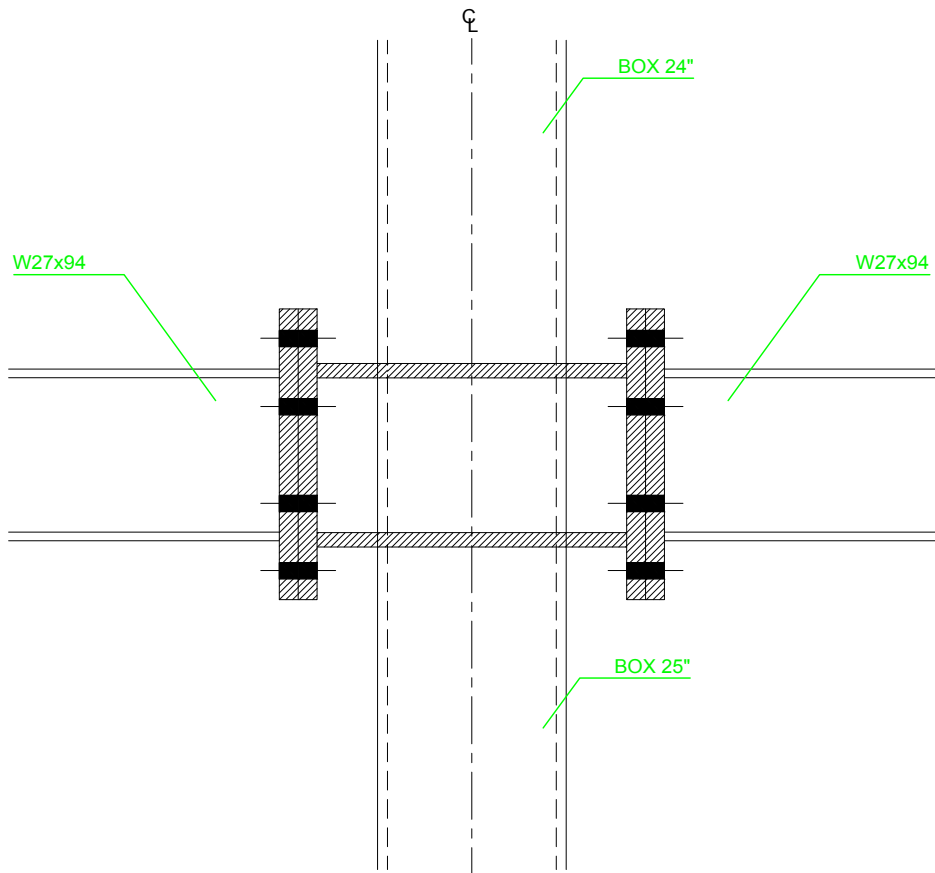


Figura A.2: Configuración 2: Piso 5 a 6.

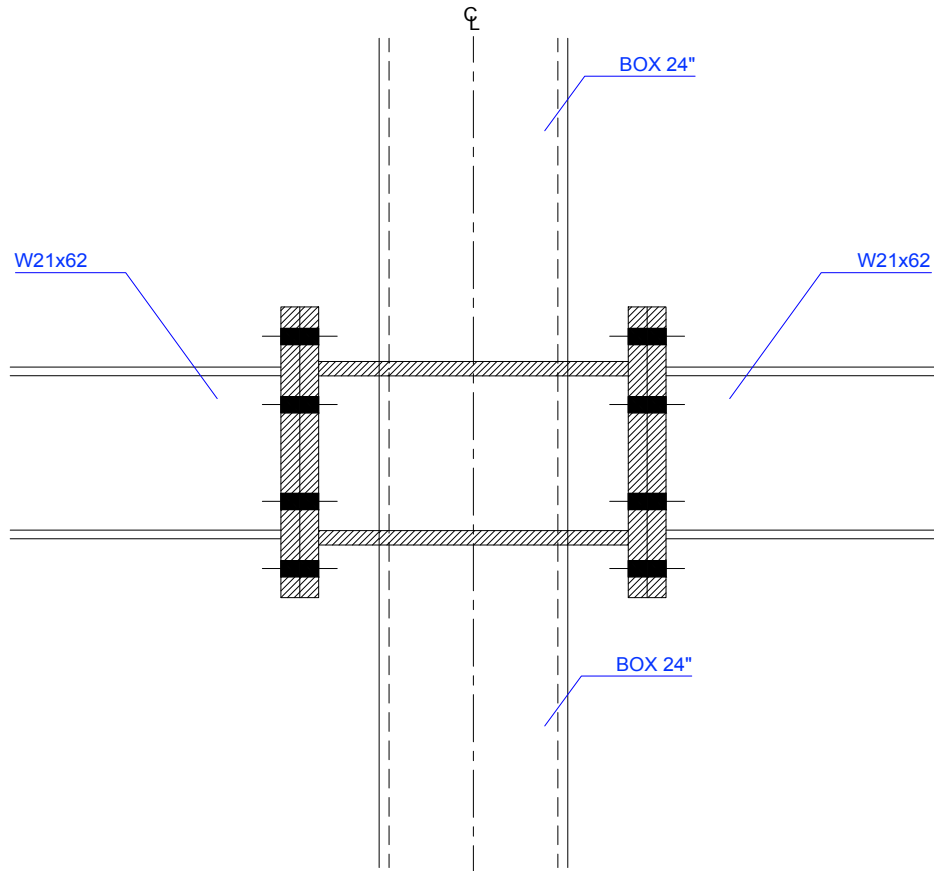


Figura A.3: Configuración 3: Pisos 6 a 9.

Anexo B

Registros de aceleración.

A continuación se presentan los registros de aceleración utilizados para el análisis no lineal dinámico realizado en este trabajo.

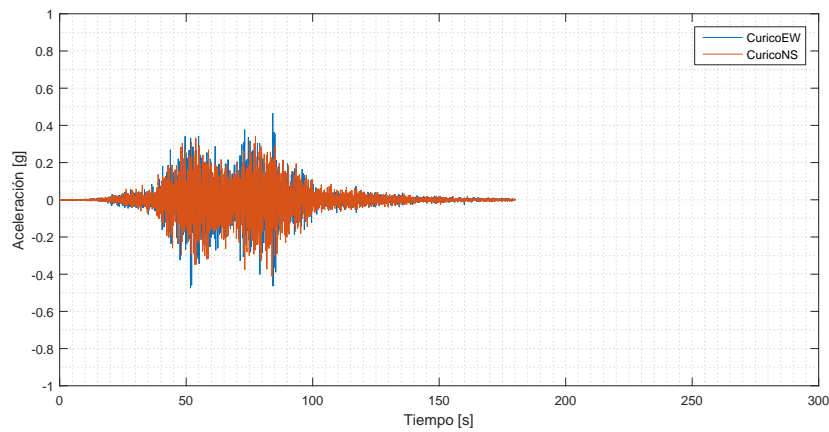


Figura B.1: Registro de Cobquecura 2010, estación de Curicó.

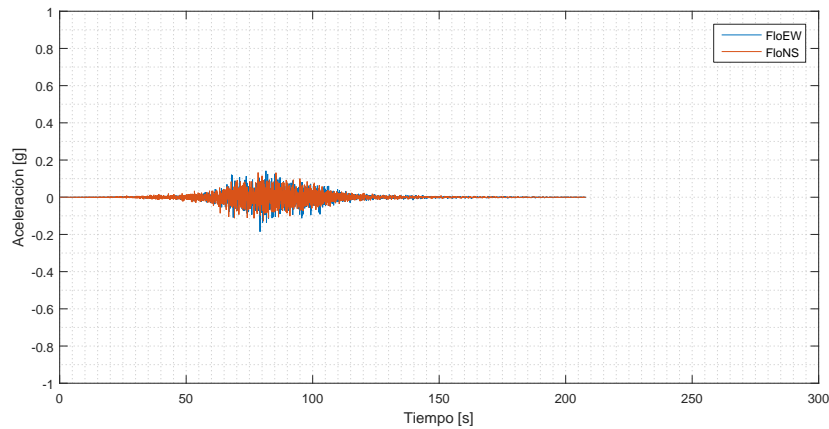


Figura B.2: Registro de Cobquecura 2010, estación de Florida.

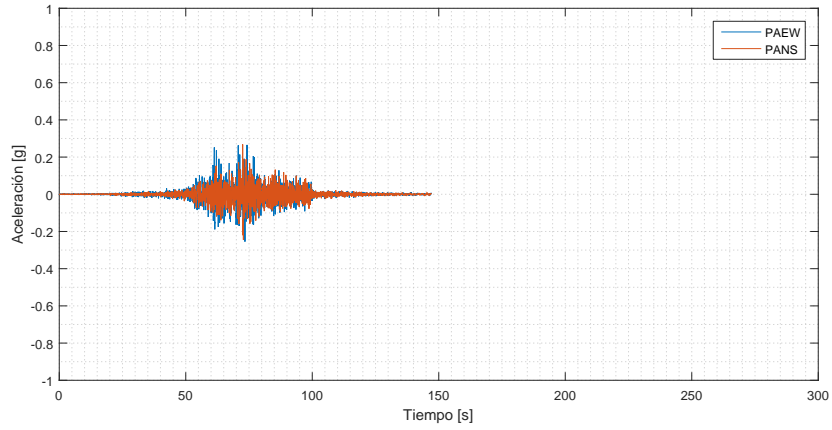


Figura B.3: Registro de Cobquecura 2010, estación de Puente Alto.

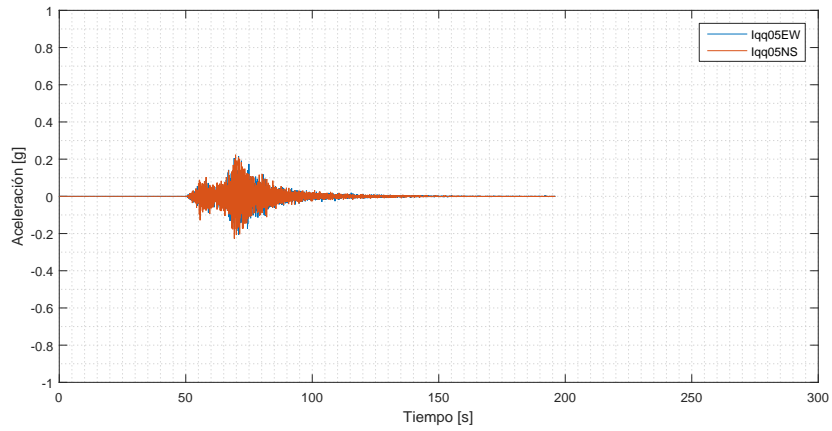


Figura B.4: Registro de Tarapacá 2005, estación de Iquique.

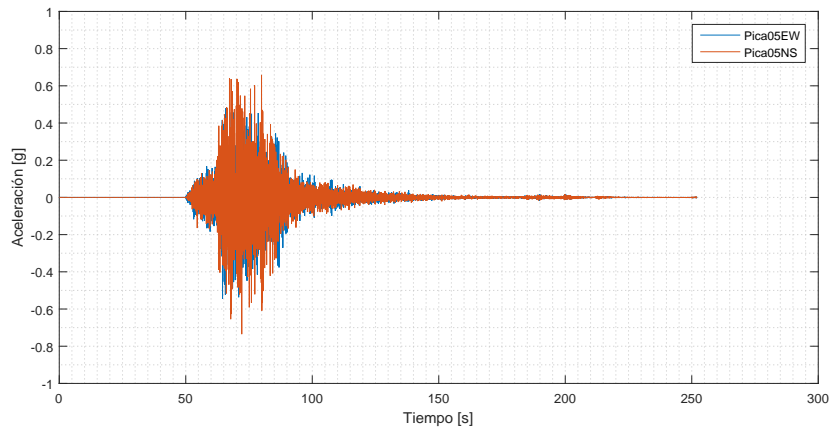


Figura B.5: Registro de Tarapacá 2005, estación de Pica.

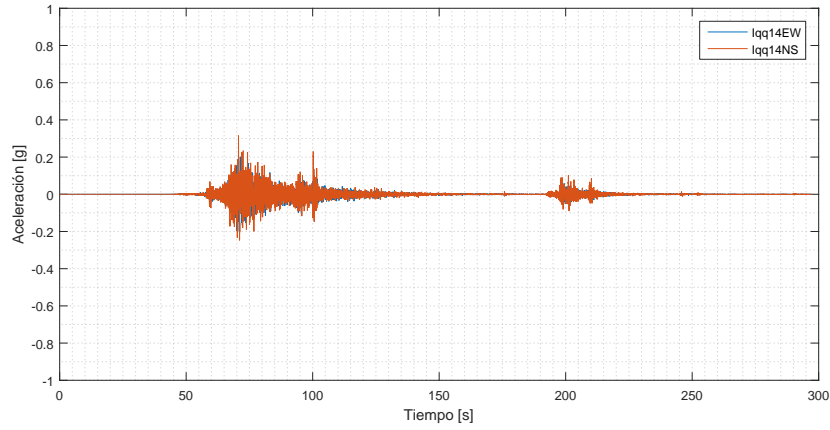


Figura B.6: Registro de Tarapacá 2014, estación de Iquique.

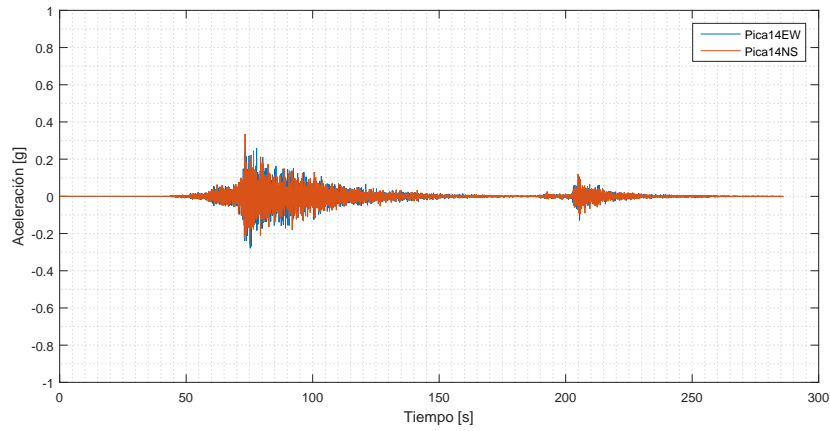


Figura B.7: Registro de Tarapacá 2005, estación de Pica.

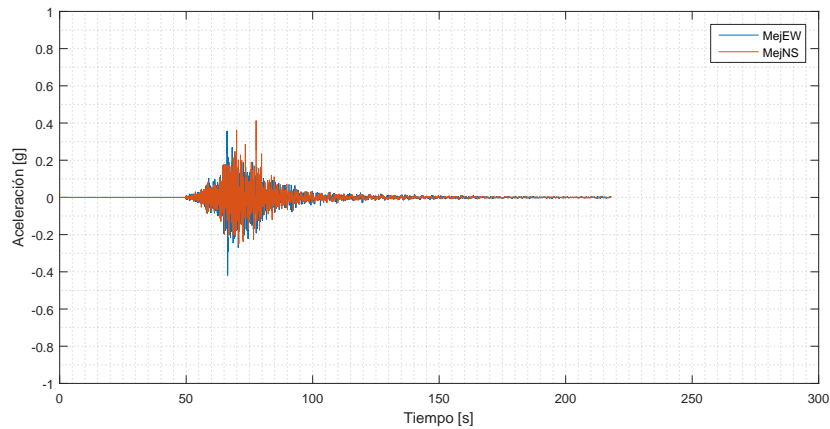


Figura B.8: Registro de Tocopilla 2007, estación de Mejillones.

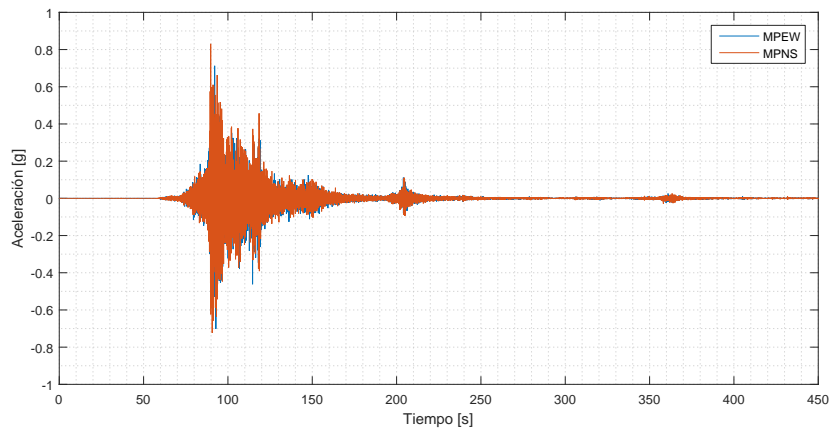


Figura B.9: Registro de Illapel 2015, estación de Monte Patria.