



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

**EFFECTO DE LA SOBRESISTENCIA Y EL NIVEL DE DUCTILIDAD
SOBRE LA PROBABILIDAD DE FALLA ANTE LA OCURRENCIA DE
SISMOS**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FELIPE PATRICIO SCARAMELLI WHITTLE

PROFESOR GUÍA:

RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

FABIÁN ROJAS BARRALES

LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

SANTIAGO DE CHILE

2017

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE:** Ingeniero Civil
POR: Felipe Patricio Scaramelli Whittle
FECHA: 11/05/2017
PROFESOR GUÍA: Ricardo Herrera Mardones

EFFECTO DE LA SOBRRRESISTENCIA Y EL NIVEL DE DUCTILIDAD SOBRE LA PROBABILIDAD DE FALLA ANTE LA OCURRENCIA DE SISMOS

El presente trabajo de título tiene como objetivo principal determinar analíticamente el mejor valor para el Factor de Sobrerresistencia (Ω_o) a partir de 4 valores de prueba ($\Omega_o = 2, 3, 5$ y 10.7). Esto se llevó a cabo mediante la evaluación del desempeño sísmico de una serie de modelos analíticos no lineales que representan a nivel macro los fenómenos ocurridos en edificios de acero con marcos arriostrados concéntricamente.

Estos macro-modelos consisten en un sistema de estructura de masa y rigidez concentrada con rótulas plásticas, que permiten introducir la no-linealidad al sistema y modelar la resistencia de las estructuras a partir de la utilización de curvas momento-rotación. Para asegurar la correcta utilización de los macro-modelos, éstos debieron ser calibrados a partir de los modelos realizados para los edificios reales.

Se desarrollaron 12 arquetipos con distintas alturas, sobrerresistencias y niveles de ductilidad, siguiendo la metodología de FEMA P695 (llámese Metodología). Cada uno de ellos se sometió a un set de 18 registros sísmicos de alta intensidad ocurridos en Chile utilizando el algoritmo de un Análisis Dinámico Incremental (IDA, por sus iniciales en inglés). Finalmente, se evaluó la aceptabilidad de cada uno de los valores estudiados de Ω_o de acuerdo a los requerimientos de la Metodología.

Como objetivo secundario se estudió una posible relación entre el factor de sobrerresistencia y la ductilidad del sistema (μ_T), junto con analizar posibles desventajas al implementar altos factores de sobrerresistencia debido a una potencial reducción de la ductilidad total de la estructura.

De los resultados, se recomienda la utilización de $\Omega_o = 2.0$ para los edificios de acero estudiados con $R = 5$. Además, para los niveles de sobrerresistencia analizados se determinó que, para $\Omega_o > 5.0$, la potencial reducción de ductilidad podría deteriorar el desempeño sísmico del edificio. Estas conclusiones aplican para edificios dentro del rango de características estudiado, con altura de hasta $21[m]$.

*A mi madre, Patricia, por su amor y paciencia.
A mi padre, Jorge Scaramelli, donde quiera que esté, por esas horas de amor,
entretenimiento y valores entregados.
Todos mis logros son para ustedes.*

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer principalmente a mis padres, por apoyarme ante toda circunstancia, por motivarme durante mis años de estudio en la Universidad y por entregarme cariño, amor y buenos valores en su crianza. Le agradezco a mi padre, Jorge Scaramelli, que fue mi pilar y mi fortaleza durante mis años de aprendizaje. Para aquél hombre que siempre fue un líder y supo orientarme para llevar una buena vida. Le agradezco también a mi madre, Patricia Whittle, aquella mujer fuerte que siempre ha depositado su confianza en mí, entregándome cariño y calidez en cada etapa de mi vida.

Agradecer a mi hermano, Marcelo Scaramelli, por su tutoría, paciencia y cariño.

También agradecer a mi novia, Tamara Rabi, por la paciencia y apoyo incondicional durante todo el tiempo desde el ingreso a la Universidad.

Además, agradezco a mi familia y amigos, quienes me han apoyado durante los buenos y malos momentos, tanto en lo académico como en lo personal.

Agradecer a mi profesor guía, Ricardo Herrera, por la enseñanza entregada, por su enorme paciencia y buena disposición durante el desarrollo de este trabajo.

Finalmente agradecer a los miembros de mi comisión por aceptar con buena voluntad ser parte de este proceso y ofrecer sus conocimientos para la virtud de un mejor resultado.

Tabla de Contenido

Índice de Tablas	vi
Índice de Figuras	viii
1 Introducción	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Objetivo General	2
1.2.2 Objetivos Específicos	2
1.3 Organización del Informe.....	3
2 Antecedentes	4
2.1 Normativa.....	4
2.2 Marco Teórico.....	5
2.2.1 Disposiciones de la Norma NCh2369. Of 2003	5
2.2.2 Evaluación del Desempeño Sísmico según FEMA P695	10
2.3 Estudios Analíticos y Experimentales Previos	24
3 Estructura y Modelación	26
3.1 Descripción de Modelos Estructurales Realizados	26
3.1.1 Configuración de Arquetipos	26
3.1.2 Adaptación de Modelos a Macro-modelos.....	28
3.2 Información Requerida del Sistema	30
3.2.1 Materiales.....	30
3.2.2 Estados de Carga	30
3.2.3 Combinaciones de Carga.....	32
3.2.4 Criterios de Diseño.....	33
3.2.5 Calidad de los Criterios de Diseño	33
3.2.6 Calidad de los Datos Experimentales	33
3.3 Calibración de Macro-Modelos.....	34
3.3.1 Determinación de Pesos por Piso	34
3.3.2 Determinación de Periodos Modales.....	34
3.3.3 Verificación de Derivas.....	36
3.4 Relación Factor de Sobrerresistencia y Ductilidad	36

3.5	Desarrollo de Modelos No-lineales	38
3.5.1	Bases de Modelación.....	38
3.5.2	Modelación No-lineal en Elementos Verticales.....	38
3.5.3	Calidad de Modelos Analíticos	40
3.6	Análisis No-lineales	41
3.6.1	Utilización de Análisis No-lineales.....	41
3.6.2	Análisis No-lineal Dinámico Incremental (Análisis IDA)	41
3.6.3	Incertidumbre Registro a Registro	45
3.6.4	Incertidumbre Total.....	45
3.6.5	Límite de la Razón del Margen de Colapso	45
3.6.6	Método de Análisis en SAP2000.....	46
4	Análisis Estructural	47
4.1	Diseño Según NCh2369. Of 2003.....	47
4.2	Distribución de Corte por Piso	50
4.3	Resumen de Macro-Modelos en SAP2000	53
4.3.1	Cargas de Diseño.....	53
4.3.2	Resumen de Parámetros de Diseño Relevantes.....	54
4.4	Análisis Sísmico.....	55
4.4.1	Desarrollo de Curvas IDA.....	55
4.5	Tiempo de Ejecución de los Análisis Computacionales en SAP2000	63
5	Análisis de Resultados	64
5.1	Análisis No-lineal Dinámico.....	64
5.1.1	Curvas de Fragilidad de Colapso.....	77
6	Conclusiones	81
6.1	Resumen	81
6.2	Comentarios y Conclusiones	82
6.3	Limitaciones	84
6.4	Investigación Futura Sugerida.....	85
	Bibliografía	86
	ANEXO A: Calibración de Macro-Modelos.....	89
	ANEXO B: Curvas Momento – Rotación en Rótulas Plásticas de Elementos Verticales	94

Índice de Tablas

Tabla 2-1. Índice de calidad de los requerimientos de diseño. (Acosta, 2010)	16
Tabla 2-2. Índice de calidad de los datos experimentales. (Acosta, 2010)	17
Tabla 2-3. Índice de calidad de los modelos realizados para los arquetipos índices. (Acosta, 2010).18	
Tabla 3-1. Datos generales de los arquetipos desarrollados.....	27
Tabla 3-2. Relación factor de sobrerresistencia y ductilidad	37
Tabla 3-3. Registros sísmicos utilizados en análisis IDA	42
Tabla 3-4. Factores de normalización de los registros sísmicos	44
Tabla 4-1. Resumen de cargas de diseño en modelos	53
Tabla 4-2. Resumen de parámetros de diseño relevantes.....	54
Tabla 4-3. Aceleración espectral de registros sísmicos utilizados para cada arquetipo	56
Tabla 5-1. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-2 FSR2	65
Tabla 5-2. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-2 FSR3	66
Tabla 5-3. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-2 FSR5	67
Tabla 5-4. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-2 FSR10.7	68
Tabla 5-5. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-4 FSR2	69
Tabla 5-6. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-4 FSR3	70
Tabla 5-7. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-4 FSR5	71
Tabla 5-8. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-4 FSR10.7	72
Tabla 5-9. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-6 FSR2	73
Tabla 5-10. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-6 FSR3	74
Tabla 5-11. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-6 FSR5	75
Tabla 5-12. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-6 FSR10.7	76
Tabla 5-13. Resumen análisis IDA y evaluación de aceptabilidad según FEMA P695. Grupo de Arquetipos MM-2	79
Tabla 5-14. Resumen análisis IDA y evaluación de aceptabilidad según FEMA P695. Grupo de Arquetipos MM-4	80
Tabla 5-15. Resumen análisis IDA y evaluación de aceptabilidad según FEMA P695. Grupo de Arquetipos MM-6	80
Tabla A-1. Resultados de análisis modales realizados para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-2.....	89
Tabla A-2. Resultados de análisis modales realizados para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-4.....	90
Tabla A-3. Resultados de análisis modales realizados para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-6.....	90
Tabla A-4. Comparación de reacciones basales para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-2.....	91
Tabla A-5. Comparación de reacciones basales para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-4.....	91
Tabla A-6. Comparación de reacciones basales para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-6.....	92

Tabla A-7. Verificación de derivas a partir de análisis tiempo-historia para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-2.	92
Tabla A-8. Verificación de derivas a partir de análisis tiempo-historia para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-4.	93
Tabla A-9. Verificación de derivas a partir de análisis tiempo-historia para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-6.	93

Índice de Figuras

Figura 2-1. Proceso para determinar y documentar cuantitativamente los factores de desempeño sísmico (FEMA P695, 2009).....	12
Figura 2-2. Ilustración de los factores de desempeño sísmico (R , Ω_0 y Cd) según comentarios del NEHRP Recommended Provisions (FEMA, 2004b).	14
Figura 2-3. Ilustración de los factores de desempeño sísmico (R , Ω_0 , Cd) y su relación con MCE (FEMA, 2009b).	15
Figura 2-4. Curvas esquemáticas de IDA. (Acosta, 2010).....	20
Figura 2-5. Curva de fragilidad de colapso. (FEMA, 2009b).	20
Figura 2-6. Espectro del MCE según norma NCh2745.....	21
Figura 2-7. Linked Column Frame system (LCF) (Malakoutian et al., 2016).....	24
Figura 2-8. Ilustración marco de acero DIAGRID (Lee et al., 2016).....	25
Figura 3-1. Estructuras en estudio.....	27
Figura 3-2. Macro-modelos generados para la representación de los modelos de alta fidelidad	29
Figura 3-3. Espectro elástico de aceleraciones para el diseño de arquetipos.	32
Figura 3-4. Relación factor de sobrerresistencia y ductilidad según Astica y Urzúa.....	37
Figura 3-5. Ejemplificación del sistema de rótulas plásticas en elementos verticales	39
Figura 3-6. Ejemplificación de una curva momento - rotación de un elemento vertical	39
Figura 4-1. Distribución de corte de diseño en altura para grupo de arquetipos MM-2	51
Figura 4-2. Distribución de corte de diseño en altura para grupo de arquetipos MM-4	52
Figura 4-3. Distribución de corte de diseño en altura para grupo de arquetipos MM-6	52
Figura 4-4. Espectros de aceleración del set de registros sísmicos utilizados para un 5% de amortiguamiento - Espectro de diseño según NCh2369	55
Figura 4-5. Curvas IDA. Arquetipo MM-2 FSR2.....	57
Figura 4-6. Curvas IDA. Arquetipo MM-2 FSR3.....	57
Figura 4-7. Curvas IDA. Arquetipo MM-2 FSR5.....	58
Figura 4-8. Curvas IDA. Arquetipo MM-2 FSR10.7.....	58
Figura 4-9. Curvas IDA. Arquetipo MM-4 FSR2.....	59
Figura 4-10. Curvas IDA. Arquetipo MM-4 FSR3.....	59
Figura 4-11. Curvas IDA. Arquetipo MM-4 FSR5.....	60
Figura 4-12. Curvas IDA. Arquetipo MM-4 FSR10.7.....	60
Figura 4-13. Curvas IDA. Arquetipo MM-6 FSR2.....	61
Figura 4-14. Curvas IDA. Arquetipo MM-6 FSR3.....	61
Figura 4-15. Curvas IDA. Arquetipo MM-6 FSR5.....	62
Figura 4-16. Curvas IDA. Arquetipo MM-6 FSR10.7.....	62
Figura 4-17. Tiempo total de ejecución de los análisis IDA según grupo de arquetipos	63
Figura 5-1. Curvas de fragilidad de colapso. Grupo de Arquetipos MM-2	77
Figura 5-2. Curvas de fragilidad de colapso. Grupo de Arquetipos MM-4	78
Figura 5-3. Curvas de fragilidad de colapso. Grupo de Arquetipos MM-6	78
Figura B-1. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-2 FSR2	94
Figura B-2. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-2 FSR3	95
Figura B-3. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-2 FSR5	95
Figura B-4. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-2 FSR10.7	96

Figura B-5. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-4 FSR2	96
Figura B-6. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-4 FSR3	97
Figura B-7. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-4 FSR5	97
Figura B-8. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-4 FSR10.7	98
Figura B-9. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-6 FSR2	98
Figura B-10. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-6 FSR3	99
Figura B-11. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-6 FSR5	99
Figura B-12. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-6 FSR10.7 .	100

1 Introducción

1.1 Motivación

En un país con tanta actividad sísmica como Chile, se hace necesario entregar seguridad a sus habitantes, tomando medidas que eviten el colapso de las estructuras, y que, por sobre todo, resguarden la vida de quienes la habitan. Por otro lado, no solo se deben satisfacer tales necesidades, también se requiere asegurar la continuidad del funcionamiento de hospitales, clínicas, o simplemente resguardar instalaciones privadas en industrias.

A medida que más eventos sísmicos ocurren, más evaluaciones de desempeño se pueden realizar y por lo tanto las indicaciones señaladas en las normas o especificaciones técnicas se tornan más confiables. Sin embargo, existen situaciones en donde evaluar el desempeño de un nuevo sistema estructural, o bien de uno no estudiado, puede ser lento e impreciso si es que se realiza arbitrariamente, pues se debe esperar hasta que uno o más sismos importantes ocurran para evaluar la validez de la información disponible.

Este trabajo utiliza la metodología de FEMA P695 (llámese Metodología) para evaluar la implementación del *Factor de Sobrerresistencia* (Ω_o) en normas chilenas. Una de las virtudes principales de la Metodología es que provee un procedimiento analítico y confiable (no arbitrario) para evaluar factores de desempeño sísmico de una estructura.

El factor de sobrerresistencia busca incluir en el diseño sísmico la resistencia adicional que tiene la estructura producto de la redistribución de esfuerzos internos (redundancia), endurecimiento por deformación del acero, sobredimensionamiento de elementos, entre otros.

Actualmente, en Chile el diseño de ciertos elementos como, por ejemplo, conexiones de arriostramientos, queda determinado por la capacidad máxima amplificada de los arriostramientos. Sin embargo, este criterio suele generar diseños poco económicos. En consecuencia, algunas normas, como las norteamericanas, incluyen una disposición de escape que permite evaluar el diseño de tales elementos a partir de combinaciones de cargas que incluyen el factor de sobrerresistencia. Así, en los casos en que la estructura tiene una resistencia muy superior a la requerida por las solicitaciones, éste entrega diseños más económicos y fáciles de construir.

Finalmente, este trabajo también busca estudiar el efecto, si es que existe, que tiene el factor de sobrerresistencia sobre la ductilidad del sistema, puesto que varios documentos sugieren que al implementar altos factores de sobrerresistencia existiría una reducción de la ductilidad total de la estructura, efecto no deseado por el diseñador.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Determinar analíticamente el mejor valor para el Factor de Sobrerresistencia (Ω_o) a partir de 4 valores de prueba ($\Omega_o = 2, 3, 5$ y 10.7) para estructuras industriales de acero con marcos arriostrados concéntricamente, manteniendo el mismo nivel de confiabilidad tanto al diseñar utilizando el factor de sobrerresistencia como al diseñar según los códigos sísmicos chilenos.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Cuantificar la probabilidad de falla de estructuras con diferentes niveles de sobrerresistencia y ductilidad utilizando la metodología de FEMA P695.
- Estimar la reducción de ductilidad requerida en función del aumento de la resistencia de la estructura, evaluando el efecto de esta caída.
- Caracterizar rasgos de periodos representativos de estructuras diseñadas de acuerdo a las normas chilenas para la creación de arquetipos estructurales.
- Determinar un procedimiento confiable y robusto que permita representar un modelo analítico real y complejo utilizando un macro-modelo más sencillo y rápido de analizar.

1.3 Organización del Informe

CAPÍTULO I. *Introducción*

En este capítulo se busca introducir el tema, explicando las motivaciones presentes en el trabajo y los objetivos por cumplir.

CAPÍTULO II. *Antecedentes*

Se busca contextualizar el trabajo, explicando la situación actual e introduciendo la metodología seguida para cumplir los objetivos definidos.

CAPÍTULO III. *Estructura y Modelación*

Se presenta el proceso de modelación analítica realizada, desde consideraciones y decisiones relevantes hasta la realización de los modelos propiamente tal.

CAPÍTULO IV. *Análisis Estructural*

Se realiza el análisis de los modelos desarrollados según lo detallado en el Capítulo III. Se muestran los primeros resultados obtenidos.

CAPÍTULO V. *Análisis de Resultados*

En este capítulo, se realiza el análisis de los resultados obtenidos para la elaboración de los comentarios y conclusiones vistas en el Capítulo VI.

CAPÍTULO VI. *Conclusiones*

Se presenta un práctico resumen del trabajo realizado durante el desarrollo del informe. Además, se adjuntan comentarios y conclusiones obtenidos a partir del análisis de resultados mostrados en los capítulos anteriores. Finalmente, se detallan las limitantes identificadas y una lista de recomendaciones para trabajos futuros.

2 Antecedentes

El objetivo del presente capítulo es contextualizar el trabajo a través de una revisión bibliográfica de estudios previos relativos a la metodología de obtención del factor de sobrerresistencia y de la aceptabilidad de los factores de desempeño analizados.

2.1 Normativa

La metodología descrita en el presente informe está basada en la edición más reciente del “*NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*” (FEMA, 2009a), y las provisiones sísmicas de la norma chilena NCh2369 “*Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*” (INN, 2003b) y del ASCE/SEI 7-10, “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*” (ASCE, 2010).

Este informe determina los factores de desempeño sísmico utilizando un análisis “Incremental Dynamic Analysis” (IDA), basado en el procedimiento descrito en el FEMA P695 “*Quantification of Building Seismic Performance Factors*” (FEMA, 2009b).

2.2 Marco Teórico

2.2.1 Disposiciones de la Norma NCh2369. Of 2003

Esta norma establece los requisitos para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, ya sea livianas o pesadas. Se aplica tanto a las estructuras propiamente tales, como a los sistemas de ductos y cañerías, a los equipos de proceso mecánicos y eléctricos, y a sus anclajes. También se aplica a las estructuras de bodegas o recintos de vocación industrial y a las construcciones estructuradas con columnas en voladizo.

Las disposiciones de diseño de esta norma, aplicadas en conjunto con las normas de diseño específicas de cada material, están orientadas al cumplimiento de los siguientes objetivos:

- Protección de la vida en la industria
- Continuidad de operación en la industria

Esto induce a la necesidad de diseñar las estructuras con una reserva de resistencia, diseñando los miembros estructurales más grandes o bien diseñando la estructura con un comportamiento dúctil, en donde se deberá evitar todo tipo de inestabilidad o falla frágil e incluir el detallamiento necesario que asegure que la estructura será capaz de alcanzar tales niveles de ductilidad. Por otro lado, se puede proteger la estructura y mantener la continuidad de operación de la industria limitando la incursión al rango inelástico de la estructura y/o concentrando el daño en una zona de fácil acceso y recambio.

2.2.1.1 Clasificación de estructuras según su importancia

La norma clasifica las estructuras y equipos en categorías según su importancia, de la siguiente manera:

- *Categoría C1:* Obras críticas, en donde la falla de la estructura o equipo puede producir incendios, explosiones, daños ecológicos, o bien la detención prolongada de algún servicio vital o de una industria, causando pérdidas serias de producción.
- *Categoría C2:* Obras normales, que pueden tener fallas menores y que no causan detenciones prolongadas ni pérdidas importantes de producción. Tampoco harán daño o pondrán en peligro obras de la categoría C1.
- *Categoría C3:* Obras y equipos menores o provisionales, cuya falla no ocasiona detenciones prolongadas ni pone en peligro otras obras de las categorías C1 y C2.

A cada categoría se le asigna un coeficiente de importancia I , cuyo valor es el siguiente:

$$C1: \quad I = 1.20$$

$$C2: \quad I = 1.00$$

$$C3: \quad I = 0.80$$

2.2.1.2 Combinaciones de cargas

La combinación de solicitaciones sísmicas a utilizar dependerá del método que se esté empleando.

a) Cuando el diseño se realice por el método de tensiones admisibles:

$$i) \quad CP + aSC + SO + SA \pm Sismo Horizontal \pm Sismo Vertical \quad (2-1)$$

$$ii) \quad CP + SA \pm Sismo Horizontal \pm Sismo Vertical \quad (2-2)$$

b) Cuando el diseño se realice por el método de las cargas últimas:

$$i) \quad 1.2 CP + aSC + SO + SA \pm b Sismo Horizontal \pm b Sismo Vertical \quad (2-3)$$

$$ii) \quad 0.9 CP + SA \pm b Sismo Horizontal \pm 0.3 Sismo Vertical \quad (2-4)$$

Donde:

CP = Cargas permanentes;

SC = Sobrecarga de uso

SA = Sobrecarga accidental de operación

SO = Sobrecarga especial de operación

Para efectos de este trabajo, se determinó que la inclusión del sismo vertical en el diseño sísmico no aporta significativamente, por lo que no fue considerado.

Por otro lado, “a” es el factor que afecta a la sobrecarga SC determinada sin considerar ningún tipo de reducción, y se basa en la probabilidad de la ocurrencia simultánea de la sobrecarga y la sollicitación sísmica. El valor que tendrá este factor depende del tipo de recinto que se tenga, y solo puede ser menor a 1.0 si es que en conjunto con el Ingeniero de proceso así se determina.

- Bodegas o zonas de acopio: $a = 0.50$
- Zonas de uso normal, plataformas de operación $a = 0.25$
- Diagonales que soportan cargas verticales $a = 1.00$
- Pasarelas de mantención y techos $a = 0.00$

El factor “b” amplifica las cargas sísmicas y dependerá del material utilizado, adoptando los siguientes valores:

- Estructuras o equipos de acero $b = 1.1$
- Estructuras o equipos de hormigón $b = 1.4$

2.2.1.3 Métodos de Análisis

El análisis sísmico se hace generalmente usando métodos lineales. Sin embargo, en casos especiales, el análisis se puede basar en la respuesta no-lineal. Dentro de los métodos lineales se encuentra el análisis elástico estático y el análisis elástico dinámico.

2.2.1.3.1 Método elástico estático

El esfuerzo de corte horizontal en la base se calcula de la siguiente manera:

$$Q_o = C I P \quad (2-5)$$

Donde:

$$C = \frac{2.75 S A_o}{g R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (2-6)$$

En que:

n, T', S = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, que se determinan a partir de la Tabla 6.3 según la clasificación de la Tabla 4.2;

R = Factor de reducción que se establece en la Sección 5.7;

A_o = Factor que depende de la zona en que se ubica el edificio. Se obtiene a partir de la Tabla 6.2;

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

P = Peso sísmico total del edificio;

I = Coeficiente que depende de la categoría del edificio. Se determina a partir de la Tabla 6.1.

En ningún caso el valor de C será mayor a los valores indicados en la Tabla 5.7, ni menor que $0.25 A_o/g$, de manera que:

$$Q_{min} = 0.25 I \frac{A_o}{g} P \quad (2-7)$$

2.2.1.3.2 Método elástico dinámico

Se define el espectro de diseño como:

$$S_a = \frac{2.75 A_o I}{R} \left(\frac{T'}{T} \right)^n \left(\frac{0.05}{\varepsilon} \right)^{0.4} \quad (2-8)$$

Donde,

T = Periodo de vibración del modo considerado;

ε = Razón de amortiguamiento.

El valor S_a no debe ser mayor a $IC_{max} g$, y se deben incluir suficientes modos para que la suma de las masas en cada dirección del análisis sea igual o superior al 90% de la masa total.

2.2.1.4 Deformaciones Sísmicas

Cuando el análisis se hace con las solicitaciones sísmicas reducidas por el factor de reducción R , las deformaciones se calculan de la siguiente manera:

$$d = d_o + R_1 d_d \quad (2-9)$$

Donde,

d = Deformación sísmica;

d_o = Deformación producto de las cargas de servicio no sísmicas;

R_1 = Equivalente al valor R multiplicado por Q_o/Q_{min} , cuando este cociente es menor a 1.0. Si éste valor es mayor a 1.0, se tomará $R_1 = R$. En ningún caso deberá ser menor a 0.5.;

d_d = Deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R .

2.2.1.4.1 Deformaciones sísmicas máximas

Es necesario limitar las deformaciones sísmicas de manera de que no existan daños en cañerías, sistemas eléctricos o elementos no estructurales que se deban proteger. Las deformaciones no deben exceder los siguientes valores:

- a) Estructuras de hormigón prefabricado constituidas exclusivamente por un sistema sismorresistente en base a muros conectados por uniones secas.

$$d^{m\acute{a}x} = 0.002 h \quad (2-10)$$

- b) Estructuras de muros de albañilería con particiones rígidamente unidas a la estructura.

$$d^{m\acute{a}x} = 0.003 h \quad (2-11)$$

- c) Marcos no arriostrados con rellenos de albañilería dilatados.

$$d^{m\acute{a}x} = 0.0075 h \quad (2-12)$$

d) Otras estructuras.

$$d^{m\acute{a}x} = 0.015 h \quad (2-13)$$

Donde h es la altura del piso, o la distancia entre dos pisos ubicados sobre la misma vertical.

2.2.1.5 Materiales

El acero estructural debe cumplir con requisitos como tener en el ensayo de tracción una meseta pronunciada de ductilidad, con una tensión de fluencia inferior al 85% de la resistencia a la rotura y alargamiento de rotura mínimo de 20% en la probeta de 50[mm]. La soldabilidad debe estar garantizada, y el límite de fluencia no debe superar los 450[MPa]. Finalmente, en este caso en particular, el distribuidor debe cumplir con las especificaciones entregadas por la ASTM A36.

2.2.2 Evaluación del Desempeño Sísmico según FEMA P695

El documento FEMA P695 propone una metodología (llámese Metodología) para evaluar los factores de respuesta y desempeño sísmico de edificios, entregando un nivel de seguridad al colapso ante la ocurrencia de sismos similar a la que se obtendría diseñando a partir de los respectivos códigos sísmicos.

Los factores de desempeño corresponden a parámetros utilizados en el diseño sísmico de edificios para estimar la resistencia y la deformación requerida en una estructura bajo actividad sísmica. Dentro estos factores se encuentran el *Factor de Reducción Sísmica* (R), el *Factor de Sobrerresistencia* (Ω_0), y el *Factor de Amplificación de Desplazamientos* (C_d). La principal motivación de este documento es encontrar estos factores para nuevos sistemas estructurales, sin perder confiabilidad al momento de diseñar.

El nivel de seguridad que entrega la Metodología queda determinado por la probabilidad de colapso del edificio estudiado ante sollicitaciones sísmicas equivalentes a las inducidas por el *Máximo Sismo Creíble* (MCE, por sus iniciales en inglés).

La Metodología define una serie de pasos a seguir para lograr lo señalado anteriormente, los cuales se muestran a continuación:

1. Desarrollo del concepto del sistema estructural.
2. Reunir información suficiente para poder establecer requerimientos de diseño sobre el sistema, siendo estos compatibles con ASCE 7-10.
3. Caracterizar el comportamiento del sistema: Se estudia la variabilidad del comportamiento del sistema estructural a partir de la creación de *Arquetipos Estructurales*. Dentro de estos se busca variar parámetros como la altura y/o estructuración del edificio, tipo de suelo, secciones utilizadas, etc.
4. Desarrollar modelos analíticos para cada uno de los arquetipos creados.
5. Analizar los modelos desarrollados, usando análisis no lineal estático y dinámico.
6. Evaluar el desempeño del sistema.
7. Estudiar y concluir acerca de la aceptabilidad del desempeño evaluado.

Considerando que el procedimiento será realizado para un conjunto de arquetipos hace de la Metodología un proceso iterativo a través de los pasos 5 y 6. Si los resultados resultan ser insatisfactorios según la Metodología, se reformula el problema y/o se reestudia la información que se dispone. Lo anterior se detalla en la Sección 2.2.2.2 y queda resumido en la Figura 2-1.

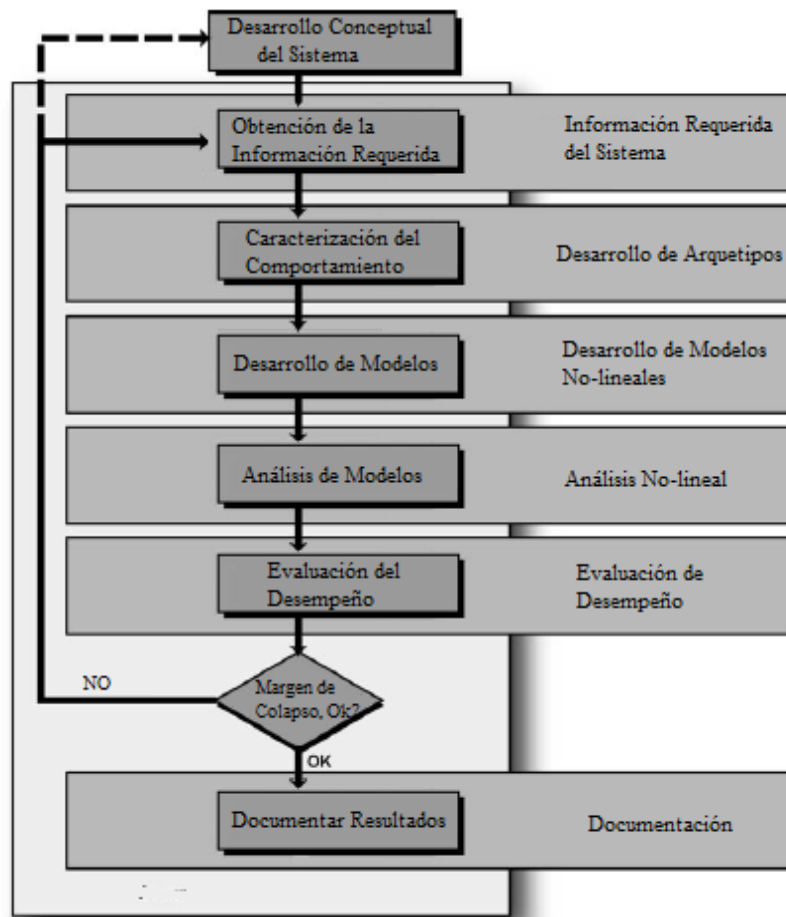


Figura 2-1. Proceso para determinar y documentar cuantitativamente los factores de desempeño sísmico (FEMA P695, 2009).

Cabe señalar que uno de los objetivos de este trabajo de título es evaluar el efecto que tiene el factor de sobrerresistencia y la ductilidad total de una estructura sobre la probabilidad de falla ante la ocurrencia de un sismo, y no determinar los factores de desempeño para el edificio tal, por lo que no se utilizó la Metodología en forma directa. Más bien, se utilizaron algunos conceptos, procedimientos y recomendaciones detallados en éste documento.

2.2.2.1 Factor de Sobrerresistencia

El *Factor de Sobrerresistencia* (Ω_o) es uno de los tres factores llamados “*Factores de Desempeño Sísmico*”. Experiencias pasadas y estudios realizados sobre el comportamiento de estructuras bajo demanda sísmica han mostrado que el factor de sobrerresistencia juega un rol muy importante en la prevención de colapso de las estructuras (Elnashai & Mwafy, 2002; Mitchell & Paultre, 1994). Éste busca incluir en el diseño sísmico la resistencia adicional que tiene la estructura producto de la redistribución de esfuerzos internos (redundancia), endurecimiento por deformación del acero, sobredimensionamiento de elementos, entre otros (Carrillo, Blandón-Valencia, & Ruabiano, 2013; FEMA, 2006; Uang, 1989). Los factores sísmicos son utilizados actualmente en los códigos de diseño norteamericanos para determinar la resistencia y la deformación requerida en una estructura bajo actividad sísmica. Estos factores (Factor de Modificación de Respuesta (Factor R), Factor de Sobrerresistencia (Ω_o) y el Factor de amplificación de Desplazamientos (C_d)) son utilizados para evaluar la respuesta de una estructura en un rango no-lineal, utilizando métodos de análisis lineales.

Las Figuras 2-2 y 2-3 ilustran lo que representan los factores de desempeño sísmico. Los parámetros ahí señalados están definidos mediante ecuaciones, y en la mayoría de los casos estos son adimensionales de fuerza, aceleración o desplazamiento. Sin embargo, en las figuras señaladas, los parámetros quedan representados como un incremento entre dos parámetros, aunque también podrían ser mostrados como la razón entre ellos.

La Figura 2-2 es una adaptación de las Figuras C4.2-1 y C4.2-3 de los comentarios del *NEHRP Recommended Provisions* (FEMA, 2009a), en donde se definen los factores de desempeño sísmico en función de una respuesta global inelástica, llamada “*idealización de la curva pushover*” del sistema sismorresistente. En esta figura, el eje de las abscisas representa el desplazamiento lateral (i.e., deriva del techo), mientras que el eje de las ordenadas representa el corte basal lateral del sistema. El término V_E representa el nivel de resistencia que se desarrollaría si es que el sistema se mantuviera en el rango elástico ante la ocurrencia de un evento sísmico. El término V_{max} representa la resistencia máxima del sistema completamente en fluencia, siendo V es el corte basal requerido para el diseño.

La Ecuación (2-14) determina el factor de modificación de respuesta R en base a lo descrito previamente.

$$R = \frac{V_E}{V} \quad (2-14)$$

El factor de sobrerresistencia queda determinado en la Ecuación (2-15) como la razón entre la resistencia máxima del sistema completamente en fluencia y el corte máximo sísmico de diseño.

$$\Omega_o = \frac{V_{max}}{V} \quad (2-15)$$

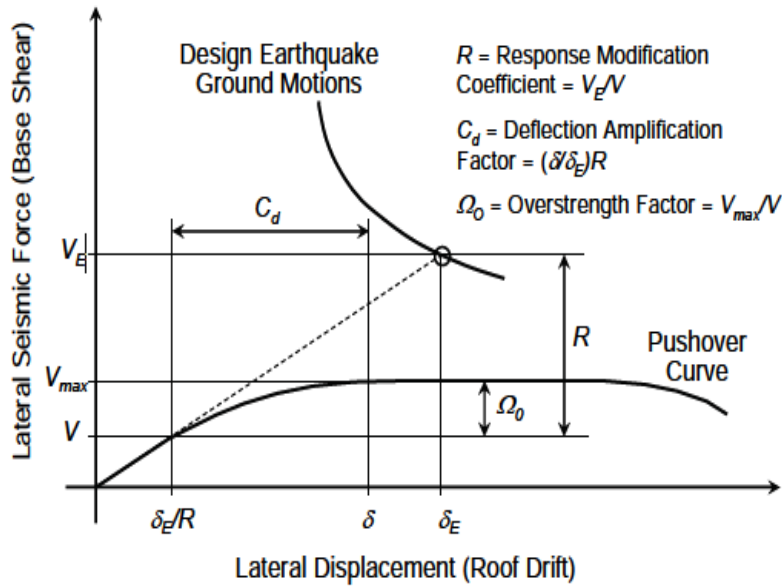


Figura 2-2. Ilustración de los factores de desempeño sísmico (R , Ω_o y C_d) según comentarios del NEHRP Recommended Provisions (FEMA, 2004b).

En la Figura 2-2 el término δ_E/R representa la deriva del techo del sistema para el corte basal de diseño V , asumiendo que el sistema se mantiene en el rango elástico para tal sollicitación, mientras que el término δ representa la deriva del techo esperada para el sistema totalmente en fluencia bajo acciones sísmicas. Como se puede notar, el factor C_d es una fracción de R definida por la razón entre δ y δ_E como se muestra en la Ecuación (2-16).

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R \quad (2-16)$$

La Figura 2-3 ilustra los factores de desempeño sísmico y su relación con el *MCE*.

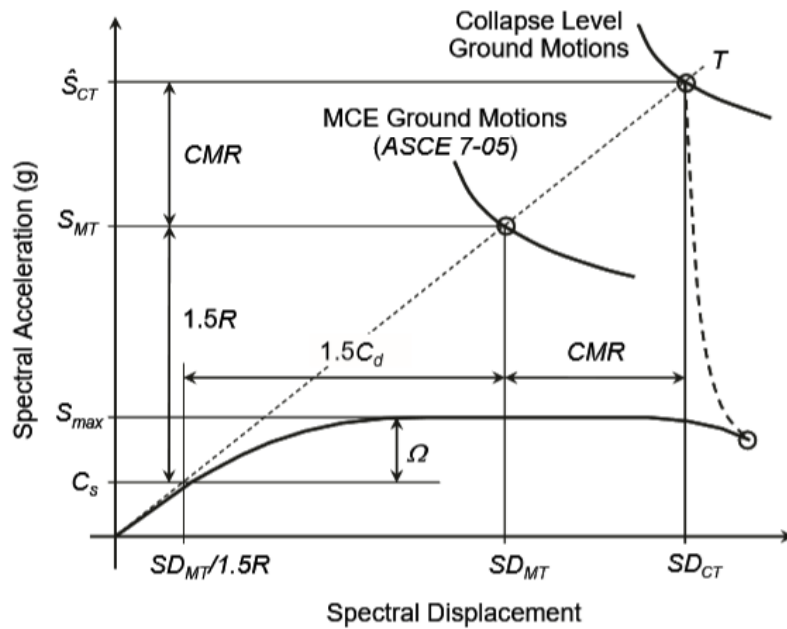


Figura 2-3. Ilustración de los factores de desempeño sísmico (R, Ω, C_d) y su relación con MCE (FEMA, 2009b).

2.2.2.2 Descripción del Procedimiento de FEMA P695

Como se verá en esta sección, el procedimiento de la Metodología consiste en el desarrollo conceptual del sistema, recaudación de información requerida del sistema, caracterización del comportamiento y desarrollo de los arquetipos, desarrollo de modelos no-lineales, del análisis de estos modelos y finalmente de la evaluación del desempeño sísmico de cada arquetipo.

2.2.2.2.1. Desarrollo Conceptual del Sistema

El proceso comienza con el desarrollo de un concepto bien definido del sistema, incluyendo las distintas posibilidades de estructuración del edificio, materiales utilizados, mecanismos de disipación de energía en el rango inelástico y alcances, entre otros.

2.2.2.2. Información Requerida del Sistema

Se requiere información experimental y analítica detallada del sistema, que incluya una descripción completa del sistema en estudio, las propiedades de los materiales utilizados, criterios de diseño, estados y combinaciones de carga, etc. En el Capítulo 3 se muestran en detalle las características escogidas para cada sistema.

La Metodología intenta cuantificar la incertidumbre total que existe en el proceso a partir del cálculo explícito de la incertidumbre de cada una de las etapas que lo componen. El usuario que realice el procedimiento deberá valorar la calidad de la información y recursos que posee, por lo que la incertidumbre final dependerá de quien utilice la Metodología. A medida que más y mejor información se disponga, menor será el índice de incertidumbre, y menor será el impacto sobre la valoración del desempeño. Las Tablas 2-1 y 2-2 muestran los índices de calidad a escoger para los requerimientos de diseño y datos experimentales, respectivamente.

Tabla 2-1. Índice de calidad de los requerimientos de diseño. (Acosta, 2010)

Grado de Completitud y Robustez	Nivel de Confianza en las bases de los Requerimientos de Diseño		
	Alto	Medio	Bajo
Alto	(A) Superior $\beta_{DR} = 0.10$	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{DR} = 0.35$
Medio	(B) Buena $\beta_{DR} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.50$
Bajo	(C) Razonable $\beta_{DR} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{DR} = 0.50$	-

Donde el factor β_{DR} cuantifica la incertidumbre asociada a los requerimientos de diseño. Un grado de completitud y robustez alta aplica para sistemas que incluyen un exhausto conjunto de requerimientos de diseño que proveen seguridad y protección de vida ante modos de falla no anticipados. En tal caso se debería tener un alto nivel de confianza en que los requerimientos de diseño reflejarán el comportamiento de la estructura. Por otro lado, un grado de completitud y robustez baja aplicaría para los requerimientos de diseño que tienen una mínima protección de vida ante la ocurrencia de modos de fallas no anticipadas, hecho que ocurriría para sistemas estructurales con comportamiento poco predecible.

En definitiva, el nivel de confianza asociado a los requerimientos de diseño estará fuertemente basado en la información que se dispone, como ensayos de laboratorios y evidencia histórica, donde estudios previos demuestren que la estructura tendrá un comportamiento predecible.

Tabla 2-2. Índice de calidad de los datos experimentales. (Acosta, 2010)

Grado de Completitud y Robustez	Nivel de Confianza en los resultados de los ensayos		
	Alto	Medio	Bajo
Alto	(A) Superior $\beta_{TD} = 0.10$	(B) Buena $\beta_{TD} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{TD} = 0.35$
Medio	(B) Buena $\beta_{TD} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{TD} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{TD} = 0.50$
Bajo	(C) Razonable $\beta_{TD} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{TD} = 0.50$	-

El factor β_{TD} cuantifica la incertidumbre asociada a los datos experimentales. Un grado de completitud y robustez alta aplica para sistemas en los cuales los materiales, componentes, conexiones, ensamblaje y su comportamiento están bien estudiados y comprendidos. Por lo contrario, se tendrá un bajo grado de completitud y robustez en el caso de no tener suficiente conocimiento previo de tales factores.

2.2.2.2.3. Caracterización del Comportamiento: Desarrollo de Arquetipos

Esta etapa consta en el desarrollo de *Arquetipos Estructurales*. Un arquetipo es la representación conceptual o prototipo del sistema estructural a estudiar. Al definir un conjunto de arquetipos se crea un *Espacio de Diseño*, el cual busca reflejar o integrar toda la gama de posibles variables de diseño y características del sistema estructural. El espacio de diseño es dividido en *Grupos de Desempeño*, que corresponden a arquetipos índices con comportamientos y/o características similares, como, por ejemplo, nivel de carga gravitacional del sistema, altura del edificio, factor de importancia, tipo de suelo o la categoría de ocupación, entre otros.

Al incluir dentro del espacio de diseño factores como el tipo de suelo, tipo de estructuración, apoyos y tipo de conexiones utilizadas, factor de importancia o categoría de ocupación del edificio, solo se estará precisando los resultados en el caso de que la finalidad del trabajo sea determinar los factores de desempeño de la estructura. Como la finalidad de este trabajo es estudiar el efecto de la sobrerresistencia y ductilidad en un tipo de edificio específico, el espacio de diseño quedó determinado a partir de modificaciones en altura, sobrerresistencia y ductilidad de los edificios estudiados

2.2.2.2.4. Desarrollo de Modelos No-lineales

La Metodología provee direcciones en apoyo para el desarrollo de modelos para análisis no-lineales, los que idealmente deberán simular todos los mecanismos de deterioro de rigidez y resistencia, puesto que la evaluación de desempeño se realiza en base a la capacidad de colapso que se estima a partir de los modelos. De esta manera, si existe uno o más mecanismos de falla que no pudiesen ser reproducidos, se deberán establecer procedimientos que permitan detectar e interrumpir el proceso de análisis al momento en que se produzca tal falla.

Para este trabajo se desarrollaron modelos no-lineales para cada arquetipo, diseñando cada uno de ellos según la normativa correspondiente, en este caso la NCh2369 (INN, 2003b).

Los modelos desarrollados deben ser calificados según lo indicado en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3. Índice de calidad de los modelos realizados para los arquetipos índices. (Acosta, 2010).

Representación de Características de Colapso	Exactitud y Robustez de los modelos		
	Alto	Medio	Bajo
Alta	(A) Superior $\beta_{MDL} = 0.10$	(B) Buena $\beta_{MDL} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{MDL} = 0.35$
Media	(B) Buena $\beta_{MDL} = 0.20$	(C) Razonable $\beta_{MDL} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{MDL} = 0.50$
Baja	(C) Razonable $\beta_{MDL} = 0.35$	(D) Pobre $\beta_{MDL} = 0.50$	-

Donde el factor β_{MDL} cuantifica la incertidumbre asociada a la robustez de los modelos de arquetipos índices. Un grado de completitud y robustez alta aplica para sistemas en los cuales los modelos de los arquetipos capturan el rango total del comportamiento de la estructura y los efectos que podrían llevarla al colapso. En tal caso, se deberá tener mucha confianza en que los modelos representan fielmente el comportamiento no-lineal de la estructura. Por lo contrario, se tendría un bajo grado de completitud y robustez en el caso que los modelos no capturen correctamente el comportamiento inelástico de la estructura ni los mecanismos de deterioro relevantes que podrían causar colapso.

2.2.2.2.5. Análisis de modelos: Análisis no-lineal dinámico.

Los análisis no-lineales son utilizados en la Metodología para definir la capacidad media de colapso y otros parámetros que son necesarios para realizar una evaluación de desempeño según se detalla en la Sección 2.2.2.2.6 del presente documento.

La Metodología sugiere realizar un análisis no-lineal estático (o pushover) y un análisis no-lineal dinámico. El primero se realiza para obtener el factor de sobrerresistencia (Ω_o) y ductilidad (μ_T) del sistema. En este caso, como se dijo anteriormente, la sobrerresistencia y ductilidad de la estructura forman parte de los datos de entrada del trabajo, por lo que realizar un análisis no-lineal estático no tendría sentido. Sin embargo, se realizó una serie de *Análisis Dinámicos Incrementales* (IDA, por sus iniciales en inglés) para obtener los respectivos *Margenes de Colapso* (CMR) y asociar tales niveles de sobrerresistencia y ductilidad con una probabilidad de falla.

IDA consiste en un método de análisis que busca determinar la capacidad y demanda sísmica mediante el uso de una serie de análisis no lineales dinámicos utilizando un set de registros sísmicos escalados a distintos niveles de intensidad (Vamvatsikos & Cornell, 2002). La Figura 2-4 busca esquematizar un análisis IDA. En ella, se ilustran 2 curvas, una cuya parte final es plana, denominada inestabilidad “dinámica” (valor a partir del cual un pequeño incremento de la intensidad significa un aumento excesivo de la respuesta de la estructura) (FEMA, 2000b) y otra que mantiene su pendiente positiva (Vamvatsikos & Cornell, 2002). La variable que se ubica en el eje de horizontal corresponde a un parámetro *Medidor de Daño* (DM) sufrido por la estructura durante cada análisis tiempo-historia. En este trabajo, el daño es medido a partir del máximo valor de la máxima deriva entre pisos de cada edificio. Esto según las recomendaciones señaladas en (Vamvatsikos & Cornell, 2002, 2004). Por otro lado, la variable ubicada en el eje vertical corresponde a una *Medida de Intensidad* (IM) asociada al registro sísmico escalado a un cierto nivel. La Metodología sugiere que esta medida de intensidad sea el valor de la aceleración espectral con amortiguamiento efectivo de 5% para el período fundamental elástico de la estructura (S_a). En la Figura 2-4, los puntos representan una combinación de resultados para un registro sísmico y un arquetipo determinado, mientras que la línea que une tales puntos representa el escalamiento en la intensidad de un mismo sismo.

La Metodología consiste en analizar los modelos de cada arquetipo para un conjunto de registros sísmicos reales, cada uno escalado según lo explicado anteriormente. Además, también se señala que para calcular la *Capacidad Mediana de Colapso* (\hat{S}_{CT}) y posteriormente el CMR no es necesario generar la curva IDA completa, pues basta con ir escalando conjuntamente todos los registros hasta determinar un valor de S_a tal que el 50% de los registros sísmicos provoquen falla en el arquetipo estudiado. El concepto anterior es justo el que define el valor de la capacidad mediana de colapso \hat{S}_{CT} , pues en un análisis IDA, \hat{S}_{CT} queda definido como el valor de S_a que logra cumplir la condición descrita anteriormente. (FEMA, 2009b).

Una de las maneras de determinar directamente el valor de \hat{S}_{CT} es a partir de las *Curvas de Fragilidad de Colapso* o *Función de Colapso Acumulado*. Estas relacionan la aceleración espectral con la probabilidad de falla a partir de los resultados obtenidos del análisis completo IDA (Ibarra, Medina, & Helmut, 2002), como se ejemplifica en la Figura 2-5.

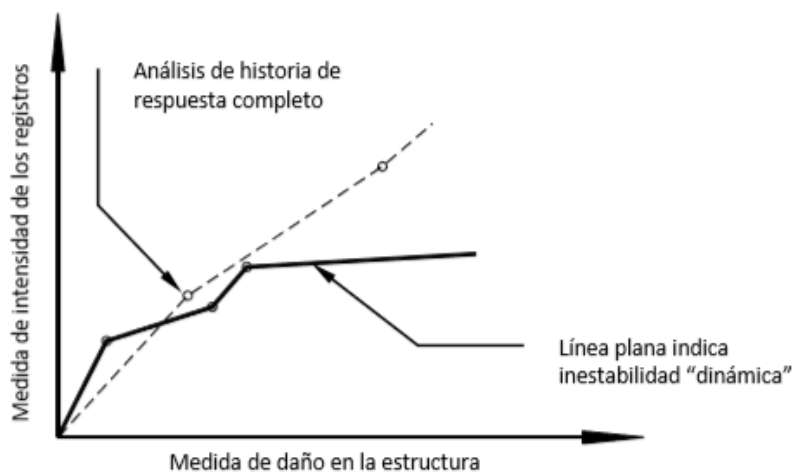


Figura 2-4. Curvas esquemáticas de IDA. (Acosta, 2010).

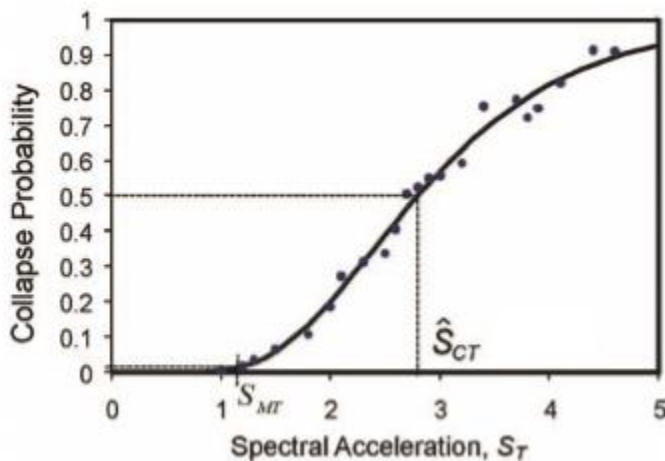


Figura 2-5. Curva de fragilidad de colapso. (FEMA, 2009b).

El margen de colapso (*CMR*) se define como la razón entre la capacidad mediana de colapso y la aceleración espectral correspondiente al MCE asociada a la categoría sísmica y el periodo fundamental del arquetipo analizado. Es decir,

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (2-17)$$

El valor del *CMR* suele ser modificado por un factor que busca considerar al fenómeno denominado “*efecto de la forma espectral*”, para así determinar el valor del *Margen de Colapso Ajustado (ACMR)*. Este factor considera que podrían existir sismos extraordinarios que tengan un contenido de frecuencias que difieran en los registros considerados para la determinación del espectro contenido en las normas de diseño. Tales sismos poseen un contenido de frecuencias que podría causar menos daño que otros. Esta corrección no fue realizada en este trabajo. Primero, porque se utilizó una serie de registros sísmicos distintos a los establecidos en la Metodología, por lo que la corrección ahí descrita no aplicaría a este caso. Segundo, porque al realizar la modificación se estaría reconociendo un fenómeno que propone la disminución de la demanda sísmica señalada en las normas de diseño, lo que resultaría menos conservador, pues además aumentaría el valor del margen de colapso.

Cabe señalar que la norma de diseño NCh2369 no define un espectro a nivel de MCE, por lo que se utilizó la norma nacional NCh2745 (INN, 2003a). En ésta, el espectro para el MCE se define como la sismicidad del territorio nacional cuya intensidad presenta un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años (Urzúa, 2015). El espectro MCE para un amortiguamiento efectivo de 5% queda definido en la Figura 2-6.

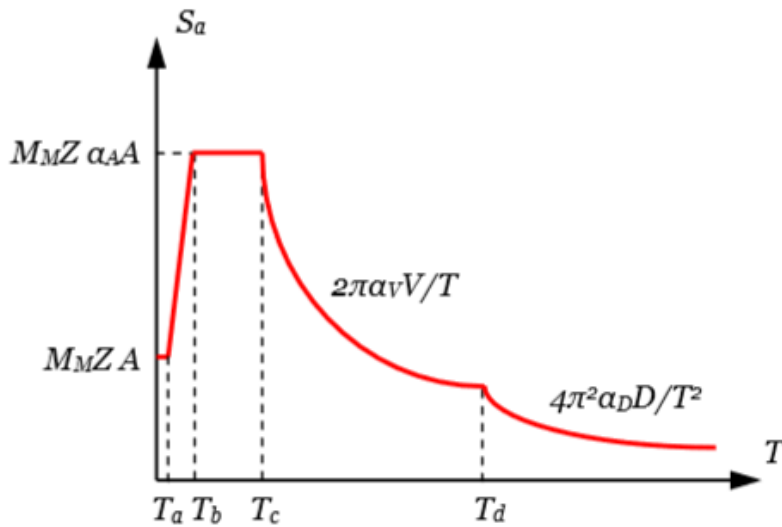


Figura 2-6. Espectro del MCE según norma NCh2745

Donde,

M_m = Relación entre sismo MCE y sismo DE (NCh2745, Tabla 3). $M_m = 1.2$;

Z = Amplificación por zona sísmica (NCh2745, Tabla 5). $Z = 1.25$;

A = Aceleración máxima del suelo (NCh2745, Sección C8.4.1). $A = 0.41[g]$;

$\alpha_A A$ = Aceleración máxima (NCh2745, Tabla 6). $\alpha_A A = 1100[cm/s^2]$;

$\alpha_V V$ = Factor que determina aceleración máxima para tramo T_c a T_d (NCh2745, Tabla 6). $\alpha_V V = 94[cm/s]$;

$\alpha_D D$ = Factor que determina aceleración máxima para tramo sobre T_d (NCh2745, Tabla 6). $\alpha_D D = 30[cm]$;

T_a, T_b, T_c, T_d = Periodos característicos del espectro (NCh2745, Tabla 6). $T_a = 0.03[s]$,
 $T_b = 0.20[s]$, $T_c = 0.54[s]$, $T_d = 2.00[s]$.

- **Estados Límites de Colapso**

Con el objetivo de determinar el valor de la capacidad mediana de colapso \hat{S}_{CT} se utilizaron los siguientes estados límites de colapso.

1. Para un determinado registro sísmico, se considera que hubo colapso si alguna de las derivas máximas obtenidas supera la deriva límite del piso. Éste límite será distinto en cada modelo, puesto que dependerá de su ductilidad y del factor de sobrerresistencia.
2. Para un determinado registro sísmico, se considera que hubo colapso si la pendiente de algún tramo de la curva IDA cae más de un 10% de la pendiente inicial. Esto indica que pequeños aumentos en la aceleración espectral causarían importantes aumentos en las derivas de piso, lo que es consistente con una condición de colapso. (Malakoutian, Berman, Dusicka, & Lopes, 2016).

Si una de estas condiciones se cumple, se considerará que la estructura colapsó.

2.2.2.2.6. Evaluación de Desempeño

Este capítulo describe el proceso para evaluar el desempeño del sistema sismo-resistente, calificando la aceptabilidad de los valores de prueba de los factores sísmicos (R, C_d, Ω_o , entre otros). En este caso particular, se busca estudiar la aceptabilidad de los Ω_o estudiados. La evaluación se basa en los resultados de los análisis no-lineales realizados sobre cada arquetipo índice, según lo detallado en la Sección 2.2.2.2.5.

La evaluación del desempeño del arquetipo queda determinada por el margen de colapso CMR y la incertidumbre total del sistema, la cual entrega un valor del margen de colapso mínimo aceptable. Para calcular la incertidumbre total del sistema, se deben considerar las incertidumbres individuales descritas anteriormente, junto con la incertidumbre asociada a la variabilidad entre registros β_{RTR} , calculada a partir de la Ecuación (2-18).

$$\beta_{RTR} = 0.1 + 0.1 \mu_T \in [0.20, 0.40] \quad (2-18)$$

Finalmente, la incertidumbre total del sistema queda determinada por la Ecuación (2-19).

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2 + \beta_{RTR}^2} \quad (2-19)$$

En el caso de que el margen de colapso obtenido a partir de los análisis hechos sea mayor al margen mínimo (Tabla 7-3, FEMA P695, FEMA, 2009), se considerará aceptable dicho margen, por lo que los factores de desempeño estudiados serán aceptables. Sin embargo, si no se cumple tal condición, existen dos posibilidades. La primera es mejorar la calidad de la información, de manera que la incertidumbre total disminuya. La segunda es simplemente rediseñar la estructura y cambiar los factores de desempeño. En el caso particular de este trabajo se está estudiando cuatro niveles de sobrerresistencia ($\Omega_o = 2, 3, 5$ y 10.7), por lo que si para uno de estos no se cumple la condición detallada, quiere decir que tal Ω_o no es aceptable según la Metodología.

La evaluación de la aceptabilidad del desempeño del arquetipo queda definida por el cumplimiento de los siguientes objetivos, los cuales buscan prevenir el colapso:

- La probabilidad de colapso para registros MCE es aproximadamente 10% o menos, en promedio. Vale decir:

$$\overline{CMR} \geq CMR_{10\%}$$

- La probabilidad de colapso para registros MCE es aproximadamente 20% o menos, para cada arquetipo. Vale decir:

$$CMR_i \geq CMR_{20\%}$$

La definición del segundo objetivo resulta importante, pues reconoce que podría existir un margen de colapso que se escape del promedio, por lo que la aceptabilidad individual se hace más permisiva, no así la aceptabilidad promedio del grupo.

2.3 Estudios Analíticos y Experimentales Previos

(Malakoutian et al., 2016), publicaron un documento llamado “*Quantification of Linked Column Frame (LCF) seismic performance factors to use in seismic design*”, en el cual se determinan los factores de desempeño sísmico para un sistema especial de marcos denominado “*Linked Column Frame*” (LCF) mediante un análisis IDA, basado en los procedimientos detallados en FEMA P695 y los procedimientos de la Sección 3 del ATC-63.

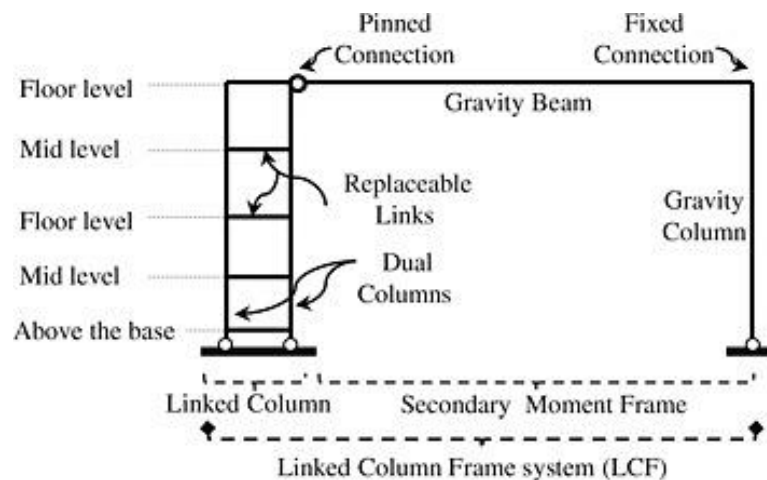


Figura 2-7. Linked Column Frame system (LCF) (Malakoutian et al., 2016)

A partir de los resultados obtenidos siguiendo la Metodología, se realizó la recomendación de los valores de $R = 8$, $\Omega_o = 3$, y $C_d = 5.5$ para el sistema LCF.

(Lee, Shin, & Ju, 2016) publicaron el documento denominado “*Evaluation of seismic performance factors for Steel DIAGRID structural system design*”, en el cual se propone una metodología para determinar valores del Factor de Modificación R para el diseño de sistemas de marcos DIAGRID de acero. A través de ésta metodología también se determinan los valores de los factores de desempeño sísmico mediante un análisis IDA, basado en los procedimientos detallados en el FEMA P695 y en la sección 3 del ATC-63.

En la Figura 2-8 queda ilustrado el sistema de marcos de acero DIAGRID.

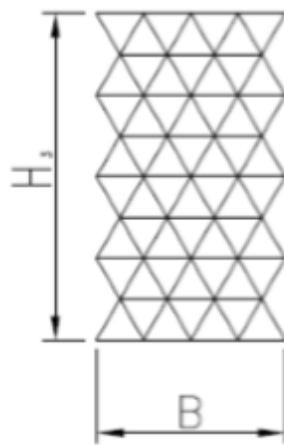


Figura 2-8. Ilustración marco de acero DIAGRID (Lee et al., 2016)

(Gogus & Wallace, 2014) publicaron el documento denominado “*Seismic safety evaluation of reinforced concrete walls through FEMA P695 Methodology*”, en el cual se determinan racionalmente los factores de desempeño sísmico para muros de hormigón armado mediante dos análisis no-lineales; un análisis estático “pushover” y un análisis dinámico incremental (IDA) basado en los procedimientos detallados en el FEMA P695 y los procedimientos de la sección 3 del ATC-63.

(Astica, 2012) publicó una investigación para el trabajo de titulación denominado “*Evaluación de las disposiciones de diseño sísmico para marcos arriostrados en edificios industriales*” en el cual, a partir de la metodología de FEMA P695, realiza un análisis no-lineal estático “push-over” y un análisis no-lineal dinámico IDA para la determinación y validación de los factores de desempeño sísmico de un edificio industrial de acero con marcos arriostrados concéntricamente.

3 Estructura y Modelación

En este capítulo se presenta el proceso de modelación de los arquetipos realizados en este trabajo, desde las consideraciones y decisiones relevantes hasta la realización del modelo propiamente tal.

3.1 Descripción de Modelos Estructurales Realizados

3.1.1 Configuración de Arquetipos

Según la Metodología, se deben realizar modelos analíticos para cada uno de los arquetipos desarrollados. Así, el primer paso es definir los arquetipos a estudiar.

A pesar de que existe un gran espacio de diseño para edificios estructurales de acero, se consideró un limitado conjunto para realizar la investigación reportada en este trabajo; edificios con marcos arriostrados concéntricamente, ya que se dispone suficiente información complementaria de documentos que han estudiado tal sistema estructural en Chile. Además, para reducir aún más el espacio de diseño, se deben indicar las disposiciones de diseño a utilizar. En este caso, se utilizaron las de la norma NCh2369.Of2003 (INN, 2003b), principalmente porque es la norma utilizada para el diseño de estructuras industriales. Por otro lado, para generar un rango de comportamientos de los marcos se consideraron varias alturas del edificio, lo que afecta directamente al peso sísmico, a la rigidez y al periodo de la estructura, entre otros. Así, se diseñaron arquetipos de 2, 4 y 6 pisos de altura. No obstante, la altura entre pisos se mantuvo constante. Además, como se detalló previamente, uno de los objetivos de este trabajo es observar el efecto del aumento del factor de sobrerresistencia sobre la eventual caída en la ductilidad de la estructura. Por consiguiente, en vez de realizar un análisis no-lineal estático pushover para obtener el factor de sobrerresistencia y ductilidad, se tomaron cuatro niveles de sobrerresistencia ($\Omega_o = 2, 3, 5$ y 10.7), para los cuales se determinaron cuatro niveles de ductilidad (ver Sección 3.4).

Los edificios a estudiar se construyeron a partir de un plan de planta sencillo; pisos cuadrados de $9 \times 9[m]$ separados por una altura de $3.5[m]$. Las columnas, vigas y arriostramientos laterales como de techo fueron diseñados a partir de la AISC 360-10 (AISC, 2010b), obteniendo así lo mostrado en la Figura 3-1.

Como resultado, se desarrollaron 12 arquetipos de edificios de acero con marcos arriostrados concéntricamente. La Tabla 3-1 muestra los datos generales de los arquetipos creados en esta etapa de la Metodología.

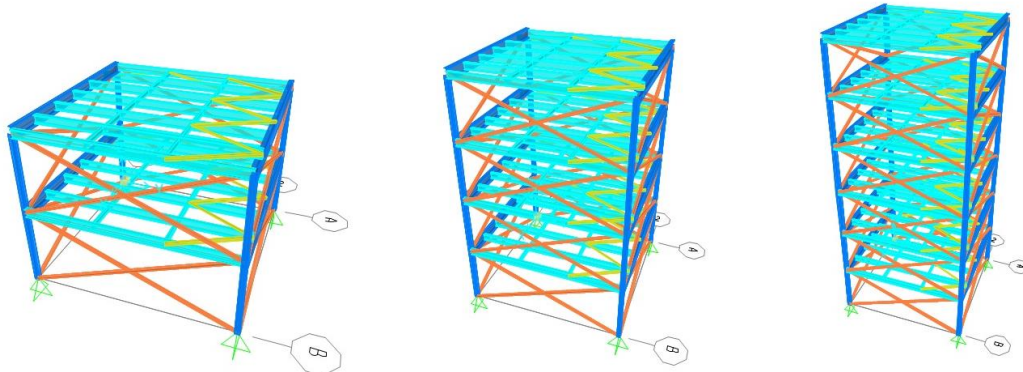


Figura 3-1. Estructuras en estudio.

Tabla 3-1. Datos generales de los arquetipos desarrollados

Nombre Arquetipo	Número de Pisos	Periodo Fundamental [s]	Factor de Sobrerresistencia Ω_o
MM-2 FSR2	2	0.16	2
MM-2 FSR3			3
MM-2 FSR5			5
MM-2 FSR10.7			10.7
MM-4 FSR2	4	0.32	2
MM-4 FSR3			3
MM-4 FSR5			5
MM-4 FSR10.7			10.7
MM-6 FSR2	6	0.44	2
MM-6 FSR3			3
MM-6 FSR5			5
MM-6 FSR10.7			10.7

3.1.2 Adaptación de Modelos a Macro-modelos

Para modelar cierto nivel de sobrerresistencia y ductilidad en una estructura, los modelos reales no suelen ser prácticos, puesto que no resulta evidente determinar un método que asegure que la estructura alcance la resistencia deseada, siguiendo además la curva de fuerza-desplazamiento introducida en el software de análisis.

Teniendo en cuenta que los objetivos de este trabajo no requieren un análisis con entendimiento a nivel micro de la estructura real, bastaría con realizar modelos analíticos (llámese macro-modelos) que compartan características como el periodo fundamental, rigidez, masa por piso y desempeño de la estructura real, pero que sean más prácticos al momento de modelar la no-linealidad de la estructura e incluir el factor de sobrerresistencia y ductilidad del sistema.

De esta manera, se desarrollaron macro-modelos para cada arquetipo. Éstos consisten en un conjunto de masas concentradas unidas por elementos verticales con rótulas plásticas en ambos extremos, que permiten modelar la no-linealidad existente en las estructuras (ver Figura 3-2). Los modelos deben representar a nivel macro (de ahí el nombre de macro-modelo) a las estructuras reales. Vale decir, cada macro-modelo debe ser calibrado de manera que se cumplan los siguientes requisitos:

- Al menos el primer periodo o frecuencia modal de la estructura debe ser idéntico al obtenido en el macro-modelo.
- Los elementos verticales de los modelos creados deben considerar la existencia de las columnas de cada piso del edificio, y la rigidez que estas aportan.
- El peso total del edificio debe quedar representado en los macro-modelos a partir de masas puntuales, las cuales equivaldrán al peso total de cada piso del edificio.
- Los desplazamientos obtenidos en cada piso para un conjunto de registros de tiempo-historia deben sean iguales o suficientemente parecidos ($< 10\%$ de error, en promedio) a los que se obtendrían en los modelos reales.

Si se cumplen tales condiciones se podrán utilizar los macro-modelos desarrollados en representación de los modelos reales. Notar que ésta simplificación tiene sus limitaciones, las cuales serán vistas en el final del trabajo en la Sección 6.3.

Es importante señalar que las rótulas plásticas desarrolladas en los macro-modelos no buscan emular las rótulas que se producirían en la estructura real. Más bien, se busca asignar una capacidad de momento y rotación en cada piso, para luego evaluar el desempeño de los modelos ante un análisis no-lineal.

En la Figura 3-2 se muestran los modelos analíticos creados. Este tema se profundizará más adelante.

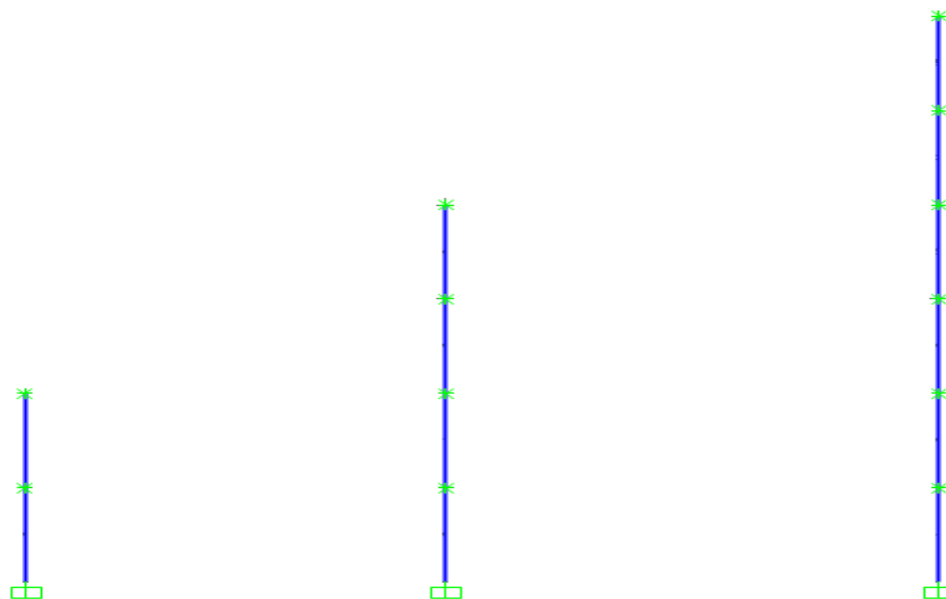


Figura 3-2. Macro-modelos generados para la representación de los modelos de alta fidelidad

3.2 Información Requerida del Sistema

A continuación, se presenta una descripción de los materiales, estados de carga y combinaciones de cargas utilizados.

3.2.1 Materiales

El material utilizado en perfiles y planchas corresponde a un acero de calidad ASTM A36, el cual cumple con los siguientes requisitos de resistencia (ASTM, 2008):

- Tensión de fluencia: $F_y = 2.53 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \right]$
- Tensión de rotura: $F_u = 4.08 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \right]$
- Deformación de rotura: $\varepsilon_u = 20 - 30\%$
- Módulo de Young: $E = 2100 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \right]$

3.2.2 Estados de Carga

Los estados de carga para los que los edificios fueron diseñados son consistentes con los requerimientos de la norma NCh1537.Of2009, “*Diseño estructural – cargas permanentes y cargas de uso*” (INN, 2009), y con los de la norma norteamericana ASCE7-05, “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*” (ASCE, 2005).

A continuación se detallan los estados de cargas utilizados en el diseño estructural de los arquetipos.

Carga Permanente o Carga Muerta (D): Corresponde al peso propio de la estructura y el de cualquier elemento que se mantendrá de forma permanente sobre la estructura.

Para el diseño de los arquetipos se consideraron cargas permanentes provenientes de parillas de piso, escaleras, barandas y el peso de los equipos colocados.

- Parrillas de piso: $50[\text{kgf}/\text{m}^2]$
- Barandas $25[\text{kgf}/\text{m}]$
- Escaleras $90[\text{kgf}/\text{m}]$
- Equipos: $10[\text{tonf}]$

Se consideró un equipo por piso (exceptuando en el techo), aplicado sobre las tres vigas centrales del edificio.

Sobrecarga o Carga Viva (L): Corresponde a la sobrecarga de operación variable en el tiempo que se espere que actúe sobre la estructura. Se utilizó una carga variable de $600[kgf/m^2]$.

Carga Sísmica (E): Corresponde a la fuerza inercial inducida por el movimiento del suelo. En este trabajo se determinó la demanda sísmica a partir de la norma chilena NCh2369 por medio de un análisis modal espectral, según las disposiciones que se señalan en el punto 5.4.

Se consideró que el edificio estará ubicado en la *Zona Sísmica 3*, sobre suelo de *Tipo II*.

Los criterios de diseño clasifican al edificio estudiado como *Categoría C2*, según el punto 4.3 de la NCh2369.

El espectro de diseño que caracteriza la demanda sísmica está dado por la Ecuación (5-5) de la misma norma.

$$S_a = \min \left[IC_{max}, \frac{2.75A_o I}{R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \right] \quad (3-1)$$

Donde,

- I = Factor de importancia (NCh2369, 4.3.2). $I = 1$ para edificios de Categoría C2;
- C_{max} = Coeficiente sísmico máximo (NCh2369, Tabla 5.7). $C_{max} = 0.23$ para $R = 5$ y $\xi = 0.03$;
- A_o = Aceleración efectiva máxima (NCh2369, Tabla 5.2). $A_o = 0.4g$ para Zona Sísmica 3;
- T', n = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación (NCh2369, Tablas 5.3 y 5.4). $T' = 0.35$ y $n = 1.33$ para Suelo Tipo II;
- T^* = Periodo fundamental de vibración en la dirección de análisis medido en segundos. $T^* = 0.18[s]$, $T^* = 0.30[s]$ y $T^* = 0.42[s]$ para los arquetipos índices de 2, 4 y 6 pisos respectivamente;
- R = Factor de modificación de respuesta (NCh2369, Tabla 5.6). $R = 5$;
- ξ = Razón de amortiguamiento (NCh2369, Tabla 5.5). $\xi = 0.03$ para marcos de acero arriostrados.

En la Figura 3-3 se muestra el espectro de diseño según lo descrito anteriormente.

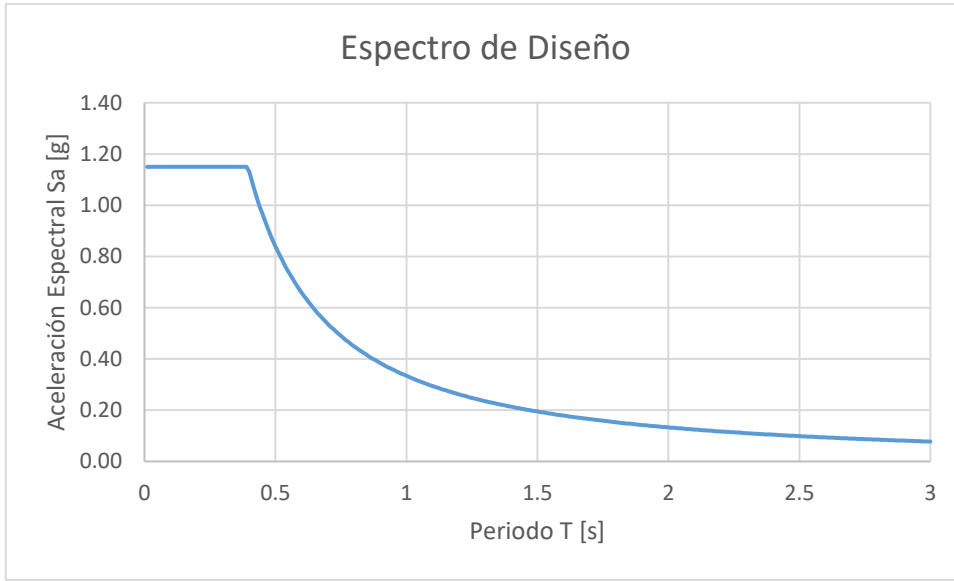


Figura 3-3. Espectro elástico de aceleraciones para el diseño de arquetipos.

3.2.3 Combinaciones de Carga

Para el diseño de las estructuras analizadas en este trabajo se utilizaron las combinaciones de carga no sísmicas indicadas en el punto 9 de la norma NCh3171.Of2010 “*Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga*” (INN, 2010). Según lo que se señala en tal punto, las combinaciones de cargas sísmicas a utilizar deberán ser las señaladas en el punto 4.5 de la norma NCh2369.

A continuación se resumen las combinaciones de cargas consideradas en este trabajo.

Combinaciones de Carga por Método ASD

- $D + L$
- $D + L \pm E_{X,Y} + 0.3E_{Y,X} + E_Z$
- $D \pm E_{X,Y} + 0.3E_{Y,X} - E_Z$

Combinaciones de Carga por Método LRFD

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6L$
- $1.2D + L + 1.4(\pm E_{X,Y} \pm 0.3E_{Y,X} + E_Z)$
- $0.9D + 1.4(\pm E_{X,Y} \pm 0.3E_{Y,X} - 0.3E_Z)$

3.2.4 Criterios de Diseño

Para el dimensionamiento de los perfiles se utilizan las especificaciones de la norma NCh2369. La estimación de la capacidad resistente de los elementos que conforman la estructura se realiza a partir de la norma AISC360-10 “*Specification for Structural Steel Buildings*”, (AISC, 2010b).

3.2.5 Calidad de los Criterios de Diseño

Según el punto F4.3 de FEMA P695, la calidad de los criterios de diseño en estructuras cuyos materiales y detallamiento están conforme con los requisitos de la ASCE 7-05 pueden ser catalogados como (A) Superior. Considerando que en general las disposiciones incluidas en NCh2369 y ASCE7 son similares (Urzúa, 2015), y que el desempeño mostrado por estructuras diseñadas según la práctica nacional ha sido satisfactorio en numerosos sismos de gran intensidad, se asigna una calidad (A) Superior. Vale decir, según la Tabla 2-1, $\beta_{DR} = 0.10$.

3.2.6 Calidad de los Datos Experimentales

Teniendo en cuenta que las estructuras con marcos arriostrados concéntricamente son de uso recurrente en Chile, y que han sido estudiados en numerosas ocasiones en distintos lados del mundo, se asigna una calidad (B) Buena. Vale decir, según la Tabla 2-2, $\beta_{TD} = 0.20$.

3.3 Calibración de Macro-Modelos

Como fue descrito en la Sección 3.1.2, se requiere calibrar los macro-modelos para utilizarlos en representación a los modelos reales. En esta sección del informe se detallará la metodología utilizada para su calibración. En el Anexo A se muestran detalles y resultados obtenidos en el proceso de calibración de los modelos.

3.3.1 Determinación de Pesos por Piso

Se realizó una cubicación de los edificios, determinando así el peso total que aportan tanto las cargas muertas como vivas. Luego, éstas se tributan considerando que el peso total por piso estará dado por el peso que aporta la mitad del piso superior más la que aporta la mitad del piso inferior.

3.3.2 Determinación de Periodos Modales

En esta etapa se calibran los periodos fundamentales de las estructuras a través de un análisis modal utilizando el método de valores y vectores propios.

Una vez que se dispone de los periodos de las estructuras reales, se ajusta la rigidez de los elementos verticales de los macro-modelos con la finalidad de alinear el periodo de éstos con los de las estructuras reales. Como fue dicho en el párrafo anterior, este proceso se realiza a partir del método de valores y vectores propios. Así,

Para N grados de libertad, se tiene:

$$[[K] - w_i^2[M]]\{\phi_i\} = \{0\} \quad (3-2)$$

Luego,

$$w^2 = \text{eigvl}([M]^{-1}[K]) \quad (3-3)$$

$$w_i = \frac{2\pi}{T_i} \quad (3-4)$$

Donde,

- $[M]$ = Matriz de masa de la estructura;
- $[K]$ = Matriz de rigidez de la estructura;
- $\{\phi_i\}$ = Vector de forma modal de la estructura, para el modo i ;
- w_i = Frecuencia angular característica del modo i ;
- T_i = Periodo característico del modo i .

Como se puede observar de la Ecuación (3-3), la rigidez y la masa de la estructura están directamente relacionadas con el vector de periodos modales de ésta misma. Como la masa fue determinada por el diseño estructural de los edificios, solo se puede manipular la rigidez de cada piso para alcanzar el periodo deseado.

Las matrices de masa y rigidez para los macro-modelos se obtienen fácilmente, pues al restringir giro en cada uno de los pisos, estos actúan como edificios de corte. De esta manera, se tiene que,

$$[M] = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & m_n \end{pmatrix} \quad [K] = \frac{24EI}{h^3} \begin{pmatrix} 2k & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & k \end{pmatrix}$$

Donde,

- m_i = Peso total del piso i ;
- k = Rigidez total del elemento vertical que conecta el piso i con el $i-1$;
- E = Módulo de Young del acero;
- I = Momento de Inercia del elemento vertical que conecta el piso i con el $i-1$;
- h = Altura entre pisos.

Para este trabajo se consideró que el peso y rigidez de cada piso es equivalente, salvo en el último piso, “ n ”, al que se le asignó menor masa.

Como se puede notar, la calibración de los macro-modelos es un proceso iterativo, pues consiste en ajustar la inercia de los elementos verticales hasta cumplir las 4 condiciones descritas en la Sección 3.1.2. Estas condiciones no siempre se satisfacen al mismo tiempo, lo que explica lo exhaustivo que puede llegar a ser el proceso de calibración.

3.3.3 Verificación de Derivas

Una de las condiciones más importantes a cumplir al calibrar los macro-modelos es que, en estos, se presenten desplazamientos máximos esperados similares ($< 10\%$ de error, en promedio) o iguales a los obtenidos en la estructura real.

Para calibrar las derivas se realizó un ajuste en las inercias de los elementos verticales del modelo de masas concentradas (macro-modelos) hasta minimizar el error en el cálculo de derivas por piso, tomando como referencia los modelos de alta fidelidad (ver Tablas A-1 a A-9 del Anexo A). Esta calibración se debe realizar teniendo en consideración los ajustes realizados previamente, para no desalinearse los periodos y frecuencias modales de los macro-modelos.

3.4 Relación Factor de Sobrerresistencia y Ductilidad

Cuando se utiliza la metodología de FEMA P695, se suele realizar tanto un análisis no-lineal estático (push-over) para determinar el factor de sobrerresistencia y la ductilidad de la estructura, como un análisis no-lineal dinámico (IDA) para verificar la validez del factor de reducción y de los factores sísmicos obtenidos del análisis push-over. En este trabajo se busca evaluar el efecto del factor de sobrerresistencia y ductilidad sobre la probabilidad de falla ante la ocurrencia de sismos. De esta manera, realizar un push-over no tendría lógica, pues no permitiría evaluar el efecto o sensibilidad al modificar estos factores.

Así, se propone modelar distintos valores del factor de sobrerresistencia y de la ductilidad para evaluar su efecto sobre el desempeño de la estructura. Vale decir, tratar Ω_o y μ_T como datos de entrada y no como datos de salida del problema. Finalmente, se debe verificar la aceptabilidad de cada uno de los arquetipos diseñados y su combinación Ω_o/μ_T a través de una serie de análisis IDA, como detalla la Metodología.

Para llevar a cabo lo anterior, es necesario buscar la manera de cuantificar la relación entre Ω_o y μ_T de la estructura. Varios documentos sugieren que al implementar altos factores de sobrerresistencia existiría una reducción de la ductilidad total de la estructura, efecto no siempre deseado por el diseñador. Este trabajo plantea la utilización de documentos anteriores para la cuantificación de ésta relación.

Se utilizaron datos de análisis push-over de dos trabajos de memoria (Astica, 2012 y Urzúa, 2015). Estos fueron escogidos principalmente por dos razones - la primera es que son informes de estudios realizados en Chile, por lo que se ajustan a los códigos y criterios de diseños utilizados en este trabajo. La segunda es que en aquellos informes se estudian edificios de características muy similares a los estudiados en este trabajo. En específico, se estudian edificios de acero con marcos arriostrados concéntricamente, típicamente utilizados en obras industriales en Chile.

A partir de los datos obtenidos de la Tabla 5.2 de Astica y de la Tabla 4-5 de Urzúa, se pueden dibujar puntos de dispersión del factor de sobrerresistencia v/s ductilidad, como se muestra en la Figura 3-4. Una línea de tendencia fue trazada para cuantificar la relación buscada.

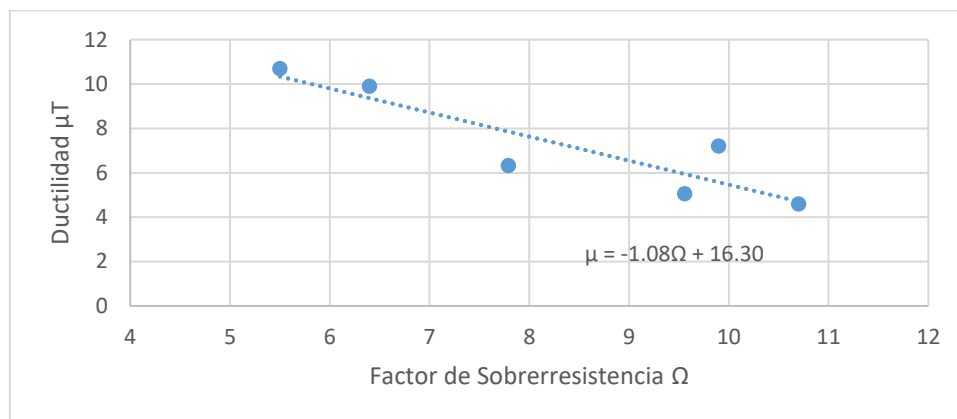


Figura 3-4. Relación factor de sobrerresistencia y ductilidad según Astica y Urzúa.

Cabe destacar que esta relación propiamente podría ser incuantificable, puesto que la sobrerresistencia y ductilidad del sistema dependen de muchos factores, tales como el sistema constructivo, material utilizado, nivel de detallamiento de los elementos, entre otros.

Finalmente, según la relación obtenida en la Figura 3-4, los niveles de ductilidad para los valores de $\Omega_o = 2$, $\Omega_o = 3$, $\Omega_o = 5$ y $\Omega_o = 10.7$ son $\mu_T = 14.1$, $\mu_T = 13.1$, $\mu_T = 10.9$ y $\mu_T = 4.7$, respectivamente. Lo anterior queda resumido en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2. Relación factor de sobrerresistencia y ductilidad

Factor de Sobrerresistencia de la Estructura Ω_o	Ductilidad de la Estructura μ_T
2	14.1
3	13.1
5	10.9
10.7	4.7

Si bien los valores de $\Omega_o = 2, 3$ y 5 fueron escogidos aleatoriamente según los datos usados comúnmente en normas norteamericanas. El valor de prueba $\Omega_o = 10.7$ fue determinado para obtener un sistema estructural con la menor ductilidad posible, considerando que la realidad nacional suele practicar el uso de diseños con sobrerresistencias más grandes y ductilidades más bajas (Herrera & Beltran, 2010). En la Sección 6.2 se realizan más comentarios al respecto.

3.5 Desarrollo de Modelos No-lineales

3.5.1 Bases de Modelación

En este trabajo se utilizan modelos no-lineales bidimensionales, según lo detallado en la Sección 3.1.2. El software escogido para la realización de los modelos fue SAP2000 v18.2.0.

Como se muestra en la Figura 3-2, las masas del modelo representan el peso total de cada piso del edificio real, mientras que los elementos verticales buscan unir las masas y modelar la capacidad y no-linealidad de cada piso de la estructura mediante rótulas plásticas ubicadas en ambos de sus extremos. La respuesta de estos elementos queda definida a partir de una serie de curvas momento – rotación que modelan un comportamiento idealizado como perfectamente plástico. Esto se profundizará más adelante.

Con respecto a los grados de libertad asociados a cada piso, se liberó solamente el desplazamiento en un eje, mientras que la rotación fue restringida en todos éstos. Así, el nivel de daño de la estructura queda definido exclusivamente por el corte y desplazamiento de cada piso.

3.5.2 Modelación No-lineal en Elementos Verticales

Los elementos verticales fueron diseñados a partir de la calibración de los macro-modelos (ver Sección 3.3). En ellos, el comportamiento no-lineal de la estructura fue introducido mediante la utilización de rótulas plásticas, como se ejemplifica en la Figura 3-5. Esto permite modelar la respuesta que tendrá la estructura mediante *Curvas de Momento – Rotación* ($M - \theta$) según lo señalado en el informe FEMA 356 (FEMA, 2000a), en el cual se muestra que, luego de superar el rango elástico, existe una degradación de la resistencia, y posteriormente, fractura. En este trabajo se considera un comportamiento idealizado como elástico perfectamente plástico. Vale decir, la rigidez se mantiene lineal hasta alcanzar la capacidad nominal de fluencia. Al iniciar el rango inelástico, la degradación de rigidez ocurre bruscamente, y existe una plastificación perfecta en la sección. Además, la transición desde la carga última a la carga residual se modela como un decaimiento de pendiente infinitamente negativa hasta alcanzar una capacidad residual del 10% de la capacidad máxima del elemento.

La Figura 3-6 muestra un ejemplo del tipo de curva $M - \theta$ utilizada. Los valores de momento y rotación dependerán del arquetipo y del piso en que esté ubicado el elemento vertical, puesto que la distribución de la capacidad por piso aumenta hacia los pisos inferiores.

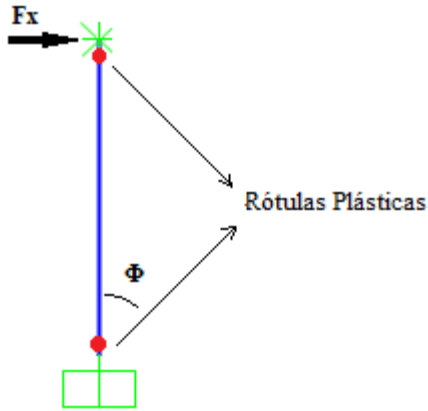


Figura 3-5. Ejemplificación del sistema de rótulas plásticas en elementos verticales

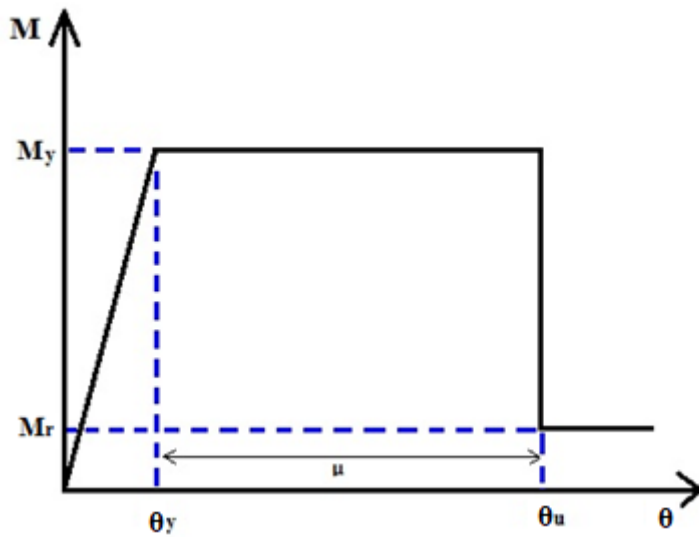


Figura 3-6. Ejemplificación de una curva momento - rotación de un elemento vertical

Donde los parámetros de la curva momento – rotación son:

- M_y = Momento de fluencia esperado del elemento, $M_y = M_p$;
- M_r = Momento residual del elemento, $M_r = 0.1M_y$;
- θ_y = Rotación de fluencia esperada del elemento. Para ángulos pequeños,
$$\theta_y = \frac{\Delta y}{h} = \frac{\Omega_o V_i / K}{h};$$
- θ_u = Rotación última esperada del elemento, $\theta_p = \mu \theta_y$;
- Ω_o = Factor de Sobrerresistencia de la estructura;
- μ = Ductilidad de la estructura;
- h = Altura entre pisos;
- V_i = Corte de diseño aplicado en el piso i , $\sum_{i+1}^n V_i = V_{dis}$;
- V_{dis} = Corte basal de diseño según NCh2369;
- n = Número total de pisos del edificio estudiado.

Como se puede observar en la Figura 3-6, los valores límites de las curvas $M - \theta$ quedan determinados por Ω_o , μ_T y V_i . Esto explica lo dicho previamente acerca de que, en este trabajo, el factor de sobrerresistencia y la ductilidad forman parte de los datos de entrada y no de salida del sistema. Así, la modelación de cada uno de los arquetipos consta principalmente en ajustar cada uno de los factores.

SAP2000 permite modelar las curvas de momento – rotación para cada elemento, por lo que asignar un nivel de sobrerresistencia y ductilidad al piso resulta directo. En el Anexo B, se adjuntan gráficos de las curvas $M - \theta$ definidas para cada piso y arquetipo.

3.5.3 Calidad de Modelos Analíticos

Los modelos analíticos realizados buscan representar la capacidad de momento y rotación de diseño para cada arquetipo según la NCh2369, para luego ser sometidos a una serie de análisis no-lineales según lo detallado en la Metodología.

Considerando que los macro-modelos tienen obvias limitaciones dado su sencillez, se les asigna una calidad de (D) Pobre ($\beta_{MDL} = 0.50$) según la Tabla 2-3.

3.6 Análisis No-lineales

3.6.1 Utilización de Análisis No-lineales

Para evaluar la aceptabilidad de los factores de desempeño, tales como el factor de sobrerresistencia y otros parámetros como el margen de colapso y ductilidad de la estructura, la Metodología propone realizar un conjunto de análisis no-lineales dinámicos (tiempo-historia). Anteriormente, se determinó que la realización de análisis no-lineales estáticos no era requerida, puesto que se dispone de un set de Ω_o y μ_T para estudiar y esto contradice la finalidad de un análisis pushover. En consecuencia, los modelos analíticos fueron sometidos exclusivamente a un análisis no-lineal dinámico.

FEMA P695 señala que la combinación de cargas a utilizar en los análisis no-lineales debe incluir un 105% de la carga muerta y un 25% de la carga viva.

3.6.2 Análisis No-lineal Dinámico Incremental (Análisis IDA)

La Metodología propone evaluar la respuesta no-lineal de los modelos analíticos a partir de un set de registros mediante un análisis IDA. En este trabajo, se redefinió el set de sismos utilizado en FEMA P695, utilizando una set de sismos ocurridos en Chile.

Un IDA consiste en someter a una estructura a un set de registros sísmicos escalados a distintos niveles de intensidad, procurando alcanzar todos sus estados límites. Vale decir, se debe llevar a la estructura desde el rango elástico hacia la inestabilidad o colapso (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Se debe escoger un set de registros sísmicos representativos del lugar de estudio, normalizarlos según el promedio de sus *Valores Máximos de Aceleración (PGA)*, por sus iniciales en inglés), y escalarlos hasta alcanzar un nivel tal que el 50% de los registros causen falla en las estructuras (FEMA, 2009b).

Los análisis fueron realizados independientemente para cada dirección en que fue registrado el sismo (Norte-Sur, Este-Oeste). De esta manera, al incluir 9 sismos en sus dos direcciones, se tiene un set de 18 sismos de análisis por modelo. Para edificios de mediana altura, un set de 18 sismos resulta ser suficiente para entregar una estimación de demandas sísmicas precisa (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

3.6.2.1 Registros Sísmicos Utilizados

Los registros sísmicos utilizados en este trabajo corresponden a un set de sismos de alta intensidad registrados en Chile, extraídos de bases de datos chilenas (DIC, 2016). Los registros han sido previamente procesados y corregidos para evitar problemas de línea de base y contenidos de frecuencias, según el procedimiento estándar. La Tabla 3-3 muestra el listado de los registros sísmicos utilizados en los análisis tiempo-historia del análisis IDA.

Tabla 3-3. Registros sísmicos utilizados en análisis IDA

Epicentro	Fecha	Estación	Duración [s]	Δt [s]	Mecanismo	Magnitud	PGA [g]	Nombre
Tarapacá	15/06/2005	Pica	252	0.005	Intraplaca	7.8 Mw	0.735	PICA05_EW
							0.544	PICA05_NS
		Iquique	196	0.005			0.227	IQUI05_EW
							0.217	IQUI05_NS
Tocopilla	14/11/2007	Mejillones	218	0.005	Interplaca	7.7 Mw	0.141	MEJI_EW
							0.42	MEJI_NS
Cobquecura	27/02/2010	La Florida	208	0.005	Interplaca	8.8 Mw	0.135	LAFLO_EW
							0.186	LAFLO_NS
		Puente Alto	147	0.01			0.268	PTEAL_EW
							0.266	PTEAL_NS
		Hospital Curicó	180	0.01			0.414	HCUR_EW
0.475	HCUR_NS							
Iquique	01/04/2014	Iquique	297	0.005	Interplaca	8.2 Mw	0.316	IQUI14_EW
							0.202	IQUI14_NS
		Pica	286	0.005			0.335	PICA14_EW
							0.279	PICA14_NS
Illapel	16/09/2014	Monte Patria	470	0.005	Interplaca	8.4 Mw	0.831	MPAT_EW
							0.713	MPAT_NS

La principal razón por la cual se requiere escalar los registros sísmicos para realizar el análisis no-lineal dinámico es porque pocos (o ninguno) de los registros sin escalar son capaces de llevar al colapso a una estructura moderna. El proceso para escalar los registros consiste en dos partes: normalizar y escalar. A continuación se realiza una descripción de ambos procesos.

Normalización de los Registros Sísmicos

Los registros se deben normalizar según el promedio de sus *PGA*. Se busca eliminar la variabilidad injustificada entre los registros debido a las diferencias en la magnitud inherente de los eventos, la distancia a la fuente, el tipo de fuente y las condiciones del sitio, conservando la variabilidad general de registro a registro.

La Ecuación (3-5) define *Factor de Normalización (NM)*. Mientras que las Ecuaciones (3-6) y (3-7) detallan como normalizar los registros tiempo-historia para ambos componentes a partir de este factor.

$$NM_i = \text{Promedio}(PGA_i)/PGA_i \quad (3-5)$$

$$NTH_{NS,i} = NM_i * TH_{NS,i} \quad (3-6)$$

$$NTH_{EW,i} = NM_i * TH_{EW,i} \quad (3-7)$$

Donde,

NM_i = Factor de normalización de los componentes Norte – Sur y Este – Oeste del set de registros estudiado para el registro i .

PGA_i = Aceleración máxima del suelo para el registro i .

$NTH_{NS,i}$ = Registro i normalizado, componente Norte – Sur.

$NTH_{EW,i}$ = Registro i normalizado, componente Este – Oeste.

$TH_{NS,i}$ = Registro i , componente Norte – Sur.

$TH_{EW,i}$ = Registro i , componente Este – Oeste.

La Tabla 3-4 muestra los factores de normalización para cada uno de los registros sísmicos del set de registros estudiado, determinados a partir de la Ecuación (3-5).

Tabla 3-4. Factores de normalización de los registros sísmicos

Epicentro	Estación	PGA [g]	NM_i
Tarapacá	Pica	0.735	0.507
		0.544	0.684
	Iquique	0.227	1.640
		0.217	1.716
Tocopilla	Mejillones	0.141	2.641
		0.42	0.887
Cobquecura	La Florida	0.135	2.799
		0.186	2.002
	Puente Alto	0.268	1.389
		0.266	1.400
	Hospital Curicó	0.414	0.899
		0.475	0.784
Iquique	Iquique	0.316	1.178
		0.202	1.843
	Pica	0.335	1.111
		0.279	1.335
Illapel	Monte	0.831	0.448
	Patria	0.713	0.522
PROMEDIO		0.372	

Escalado de los Registros Sísmicos

Para evaluar el colapso con un análisis IDA, se requiere que el conjunto o set de registros sísmicos normalizados sean escalados colectivamente hacia arriba (o hacia abajo) hasta que se tenga que el 50% de los registros causen colapso en el modelo analizado. Como se ha dicho anteriormente, este proceso se utiliza para determinar la capacidad media de colapso (\hat{S}_{CT}) del modelo. Una vez que se determina, se puede calcular el margen de colapso (CMR) como la fracción entre \hat{S}_{CT} y la demanda del MCE obtenido de la NCh2745 (S_{MT}), mostrado en la Figura 2-6.

3.6.3 Incertidumbre Registro a Registro

La incertidumbre registro a registro proviene de las diferencias en el contenido de frecuencias y otras características de los registros sísmicos, lo que produce que la respuesta de una misma estructura ante la sollicitación de distintos registros sea variable. Según el punto 7.3.1 de FEMA P695, la *Incertidumbre Registro a Registro* (β_{RTR}) se calcula en base a la ductilidad del sistema. Para estructuras con $\mu_T \geq 3$ se tiene $\beta_{RTR} = 0.40$. Considerando que en este trabajo todos los modelos tienen ductilidad superior a 3, se utiliza $\beta_{RTR} = 0.40$.

3.6.4 Incertidumbre Total

Como se detalla en la Ecuación (2-19), la incertidumbre total involucra todas las incertidumbres individuales descritas anteriormente. Así,

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2 + \beta_{RTR}^2} = 0.58$$

Donde,

- β_{DR} : Incertidumbre en los criterios de diseño (Sección 3.2.5). $\beta_{DR} = 0.10$;
- β_{TD} : Incertidumbre en la calidad de datos experimentales (Sección 3.2.6). $\beta_{TD} = 0.20$;
- β_{MDL} : Incertidumbre en la exactitud y robustez de los modelos (Sección 3.5.3). $\beta_{MDL} = 0.35$;
- β_{RTR} : Incertidumbre registro a registro (Sección 3.6.3). $\beta_{RTR} = 0.40$.

3.6.5 Límite de la Razón del Margen de Colapso

La aceptabilidad de los factores de desempeño utilizados se evalúa a partir del límite de la razón del margen de colapso, el cual se determina a partir de la Tabla 7-3 del estándar FEMA P695. Así, para una incertidumbre total $\beta_{TOT} = 0.58$ se tendrán los siguientes límites:

$$CMR_{10\%} = 2.10$$

$$CMR_{20\%} = 1.48$$

3.6.6 Método de Análisis en SAP2000

Para modelar la no-linealidad en los modelos analíticos realizados en SAP2000 se deben definir, además de rótulas plásticas, casos de cargas no-lineales. El programa entrega dos métodos para realizar un análisis tiempo-historia. El primero consta de un *Análisis Modal No-lineal*, también denominado “*Fast Non-linear Analysis*” (*FNA*). El segundo método consiste en realizar un análisis por *Integración Directa* (*DI*, por sus iniciales en inglés). Siendo que el primero requiere menos recursos computacionales, no resulta ser suficientemente preciso para este trabajo, puesto que no considera la no-linealidad geométrica ni la del material, sino que considera solamente la no-linealidad proveniente de elemento de tipo “link”. Considerando que el fuerte de este trabajo se basa en el desarrollo del análisis no-lineal dinámico, se escoge el método por integración directa.

Mientras que la precisión del *FNA* depende de la suficiencia de formas de modo adecuadas, el método por integración directa (*DI*) requiere pasos de tiempo suficientemente pequeños para caracterizar con precisión el comportamiento dinámico, ya que, al implicar la integración de propiedades estructurales y comportamientos en una serie de pasos de tiempo, estos deben ser pequeños en relación con la duración de la sollicitación del registro sísmico para realizar un análisis eficiente y preciso.

Siguiendo las recomendaciones entregadas por la empresa creadora del software, “*Computers and Structures, Inc*”, se utilizó una tolerancia de convergencia 0.1%.

Siendo que los análisis por integración directa resultan ser precisos y consistentes, también destacan por su poca eficiencia, y alta demanda computacional si se comparan con un análisis no-lineal rápido o *FNA*. Teniendo en cuenta esto, se requeriría una enorme cantidad de tiempo utilizando un computador de características normales para finalizar la serie de análisis realizados para los 12 arquetipos. Es por esto que se realizó una remodelación computacional que permitió ahorrar tiempo. La solución consistió en incluir en un mismo modelo de SAP2000 los 12 modelos analíticos de los arquetipos creados. Así, al realizar un análisis por integración directa se obtienen los resultados para todos los arquetipos, y se gana el tiempo que se utilizaría en guardar datos, cerrar el programa, y ejecutar el mismo procedimiento una y otra vez para cada arquetipo. Sin embargo, la calibración de los macro-modelos se llevó a cabo modelo a modelo, puesto que un análisis modal requiere aislar a los arquetipos estudiados.

4 Análisis Estructural

4.1 Diseño Según NCh2369. Of 2003

El diseño estructural para cada edificio es distinto, puesto que poseen distintas alturas. Sin embargo, poseen algunas características en común, como el sistema estructural con que fueron diseñadas, la zona sísmica y el tipo de suelo en que se construirían, entre otros. A continuación, se resumen las características generales que comparten los edificios y que servirán posteriormente para realizar el diseño individual según la norma nacional NCh2369.

Zona Sísmica

La zona sísmica para la que se diseñaron los edificios fue la *Zona 3*. Dada su cercanía al borde costero y a las placas en subducción, las cuales concentran la mayoría de la actividad sísmica en Chile, es considerada como la más crítica. Así, de la Tabla 5.2 de la norma se tiene:

$$A_o = 0.4[g]$$

Tipo de Suelo

Se diseñaron los edificios considerando que serán construidos sobre suelo de *Tipo II*. Así, de la Tabla 5.4 de la norma se tiene:

$$T' = 0.35[s]$$

$$n = 1.33$$

Factor de Importancia

Los edificios pertenecen a la *Categoría C2* al ser consideradas como obras normales que pueden tener fallas menores susceptibles de reparación rápida que no causen detenciones prolongadas ni pérdidas importantes de producción. Luego, según el punto 4.3.2 de la norma:

$$I = 1.0$$

Sistema Estructural

En este caso, los edificios diseñados presentan marcos arriostrados concéntricamente. De la Tabla 5.7 de la norma se tiene:

$$R = 5$$

A continuación, se muestra un resumen de lo más relevante del diseño individual de los edificios.

- **Edificio de 2 Pisos (EBM-2, también Grupo de Arquetipos MM-2)**

Algunas características generales del modelo EBM-2 son:

$T = 0.16[s]$	Periodo fundamental del edificio
$m_1 = 29.6[tonf]$	Peso total del piso 1
$m_2 = 28.3[tonf]$	Peso total del piso 2
$P = 61.28[tonf]$	Peso total de la estructura
$k = 12207[tonf/m]$	Rigidez de los elementos verticales

Diseñando según la norma se tiene lo siguiente:

$$C_{min} = 0.25A_o = 0.10$$

$$C_{max} = 0.23$$

$$C = 0.76$$

Como $C > C_{max}$, necesariamente $C = C_{max} = 0.23$

Luego, de la Ecuación (2-5) se tiene

$$Q_{o_{diseño}} = 14.09[tonf]$$

- **Edificio de 4 Pisos (EBM-4, también Grupo de Arquetipos MM-4)**

Algunas características generales del modelo EBM-4 son:

$T = 0.30[s]$	Periodo fundamental del edificio
$m_{1,2,3} = 32.3[tonf]$	Peso total de los pisos 1, 2 y 3
$m_4 = 31.0[tonf]$	Peso total del piso 4
$P = 133.2[tonf]$	Peso total de la estructura
$k = 10665[tonf/m]$	Rigidez de los elementos verticales

Diseñando según la norma se tiene lo siguiente:

$$C_{min} = 0.25A_o = 0.10$$

$$C_{max} = 0.23$$

$$C = 0.30$$

Como $C > C_{max}$, necesariamente $C = C_{max} = 0.23$

Luego, de la Ecuación (2-5) se tiene

$$Q_{o_{diseño}} = 30.63[tonf]$$

- **Edificio de 6 Pisos (EBM-6, también Grupo de Arquetipos MM-6)**

Algunas características generales del modelo EBM-6 son:

$T = 0.44[s]$	Periodo fundamental del edificio
$m_{1,2,3,4,5} = 33.8[tonf]$	Peso total de los pisos 1, 2, 3, 4 y 5
$m_6 = 32.1[tonf]$	Peso total del piso 6
$P = 208.8[tonf]$	Peso total de la estructura
$k = 12263[tonf/m]$	Rigidez de los elementos verticales

Diseñando según la norma se tiene lo siguiente:

$$C_{min} = 0.25A_o = 0.10$$

$$C_{max} = 0.23$$

$$C = 0.20$$

Como $C_{min} < C < C_{max}$, luego $C = 0.20$

Luego, de la Ecuación (2-5) se tiene

$$Q_{o_{diseño}} = 41.57[tonf]$$

4.2 Distribución de Corte por Piso

La metodología de este trabajo propone la modelación no-lineal del sistema a partir del desarrollo de curvas de momento – rotación ($M - \theta$) de rótulas plásticas, las cuales quedan determinadas a partir de Ω_o , μ_T y la capacidad de corte por piso para cada arquetipo.

Tanto en la Sección 5.3.5 de la norma NCh2369, como en la sección 12.8 de la ASCE 7-05 (ASCE, 2005) y en el libro “*Diseño de Estructuras Sismorresistentes*” (Wakabayashi, 1986) se describe una metodología para determinar la distribución de corte en altura a partir de un análisis elástico y estático. A continuación, se realiza una descripción de tales métodos.

La fuerza sísmica lateral o corte inducido en cualquiera de los pisos debe ser determinado por las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} V_{diseño} \quad (4-1)$$

Y

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (4-2)$$

Donde,

C_{vx} = Factor de distribución vertical;

$V_{diseño}$ = Corte basal de diseño;

w_i y w_x = Fracción del peso sísmico total de la estructura (P) asignado al piso i o x ;

h_i y h_x = Altura o distancia desde la base del edificio al piso i o x ;

k = Factor que depende del periodo de la estructura. En este caso, $k = 1$.

Además, considerando que las fuerzas sísmicas se acumulan o transmiten hacia la base, se debe cumplir que,

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (4-3)$$

Donde,

V_x = Corte sísmico total en el piso x ;

n = Número de pisos del edificio estudiado.

En las Figuras 4-1, 4-2 y 4-3 se muestra la distribución de corte por piso para cada uno de los edificios estudiados. Esta distribución se utilizará posteriormente para determinar los valores límites de las curvas de las rótulas plásticas.

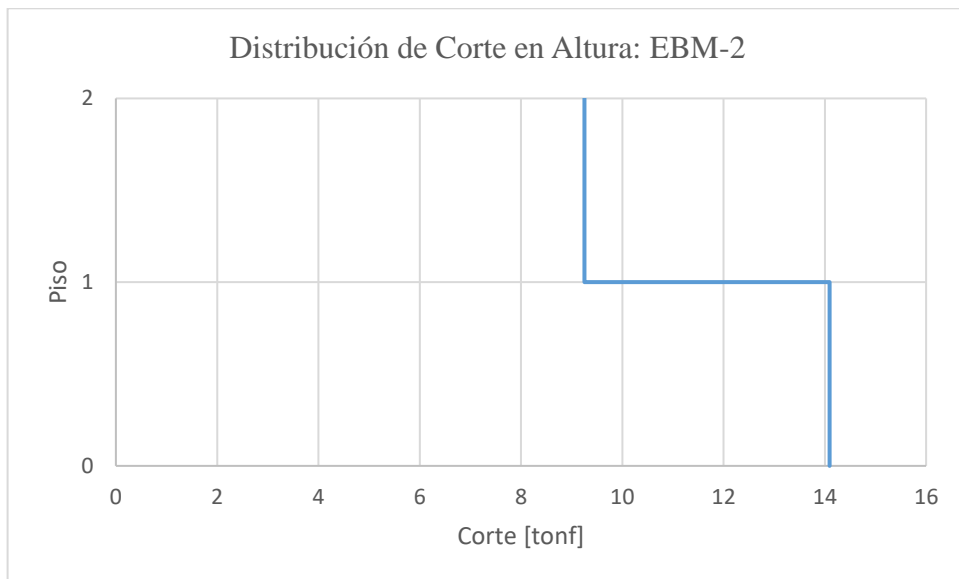


Figura 4-1. Distribución de corte de diseño en altura para grupo de arquetipos MM-2

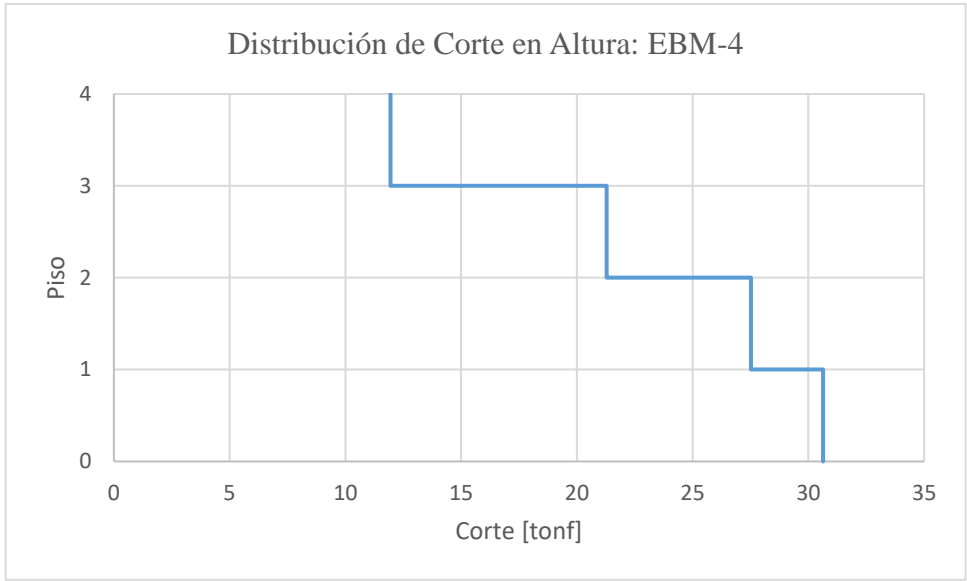


Figura 4-2. Distribución de corte de diseño en altura para grupo de arquetipos MM-4

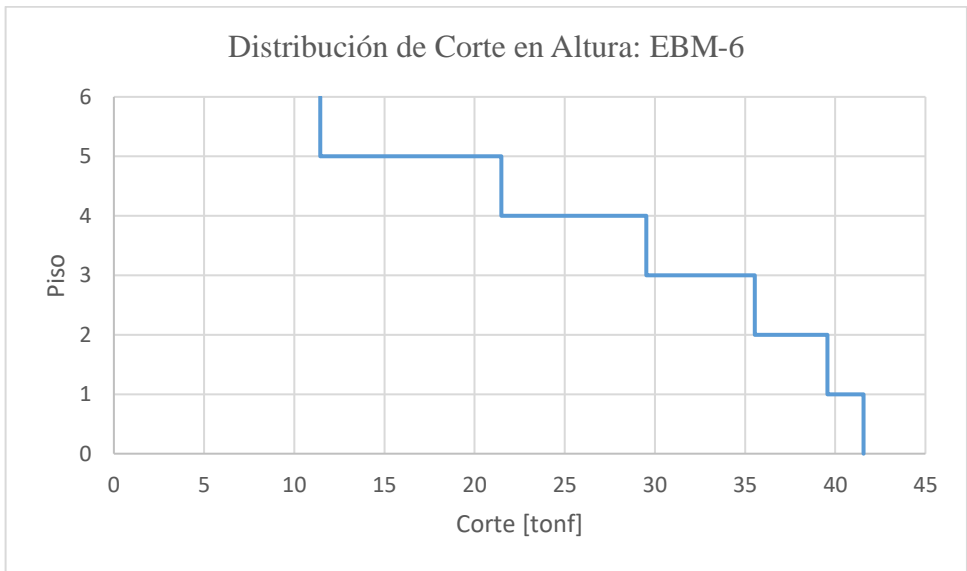


Figura 4-3. Distribución de corte de diseño en altura para grupo de arquetipos MM-6

4.3 Resumen de Macro-Modelos en SAP2000

4.3.1 Cargas de Diseño

En la Tabla 4-1 se resumen las cargas totales aplicadas sobre la estructura para cada modelo analítico desarrollado para los arquetipos. El análisis modal fue realizado utilizando vectores Ritz.

Tabla 4-1. Resumen de cargas de diseño en modelos

Descripción de carga [tonf]	Componente	EBM-2	EBM-4	EBM-6
Peso propio de la estructura, D_{pp}	F_z	15.4	29.2	46.6
Peso total de las parrillas, D_{par}	F_z	8.1	16.2	24.3
Peso total de las escaleras, D_{esc}	F_z	0.8	2.4	4.1
Peso total de las barandas, D_{bar}	F_z	0.9	2.7	4.5
Peso total de los equipos, D_{eq}	F_z	10.0	30.0	50.0
Carga muerta total = $D_{pp} + D_{par} + D_{esc} + D_{bar} + D_{eq} = D$	F_z	35.2	80.6	129.4
Carga viva total aplicada en parrillas, L	F_z	97.2	194.4	291.6
Peso sísmico: $1.05D + 0.25L = P$	F_z	61.3	133.2	208.8
Corte basal de diseño en dirección X, S_x	F_x	14.1	30.6	41.57

4.3.2 Resumen de Parámetros de Diseño Relevantes

En capítulos anteriores se ha entregado información y datos relevantes acerca del diseño estructural de los edificios, como también de ciertos resultados obtenidos al realizar los análisis lineales estáticos y modales. En la Tabla 4-2 se adjunta un resumen de los resultados relevantes obtenidos hasta este punto del informe.

Tabla 4-2. Resumen de parámetros de diseño relevantes

Descripción del parámetro	MM-2	MM-4	MM-6
Área total de superficie, A_{sup} [m^2]	162	324	486
Altura entre pisos, h_{piso} [m]	3.5		
Número total de pisos, n	2	4	6
Factor de importancia, I	1		
Factor de modificación de respuesta, R	5		
Amortiguamiento, ξ [%]	3		
Factor de Sobrerresistencia, Ω_o	2, 3, 5		
Ductilidad, μ_T	14.1, 13.1, 10.9, respectivamente		
Coefficiente sísmico mínimo, C_{min}	0.10		
Coefficiente sísmico máximo, C_{max}	0.23		
Coefficiente sísmico, C	0.23	0.23	0.20
Corte basal de diseño mínimo, Q_{dismin} [$tonf$]	6.13	13.32	20.88
Corte basal de diseño máximo, Q_{dismax} [$tonf$]	14.09	30.63	48.03
Periodo primer modo, T [seg]	0.16	0.32	0.44
Masa primer modo, M [%]	94	87	82
Peso propio de la estructura, D_{pp} [$tonf$]	15.40	29.20	46.60
Peso sísmico de la estructura, P [$tonf$]	61.28	133.20	208.80
Corte basal de diseño, Q_{dis} [$tonf$]	14.09	30.63	41.57
Peso propio por área de la estructura, γ_{estr} [$tonf$]	0.095	0.090	0.096

4.4 Análisis Sísmico

Se realizó un análisis dinámico incremental para cada modelo desarrollado utilizando el set de registros sísmicos detallado en la Tabla 3-3, los cuales fueron normalizados y escalados como se explicó en la Sección 3.6.2.1. Éste capítulo tiene la finalidad de mostrar los primeros resultados obtenidos. Luego, en el Capítulo 5 se realizará un análisis y procesamiento más ajustado de los resultados para obtener las primeras conclusiones.

4.4.1 Desarrollo de Curvas IDA

El método más común para evaluar el desempeño de una estructura ante la solicitación sísmica externa es a través de las *Curvas IDA*, las cuales se obtienen como resultado de un análisis no lineal dinámico incremental.

Las curvas IDA constan de una medida de daño (DM) y una medida de intensidad (IM). La medida de daño escogida fue la deriva máxima entre pisos, mientras que la medida de intensidad utilizada fue la que recomienda FEMA P695. Es decir, la aceleración espectral del registro evaluado. En la Figura 4-4 se muestran los espectros de cada uno de los registros sísmicos para un amortiguamiento de 5%, visualizados junto con el espectro de diseño de la NCh2369. Dentro de esta figura, los espectros asociados al mismo registro sísmico, pero con distinto componente de dirección (EW, NS), fueron dibujados de colores semejantes, para así evitar la sobrecarga de información.

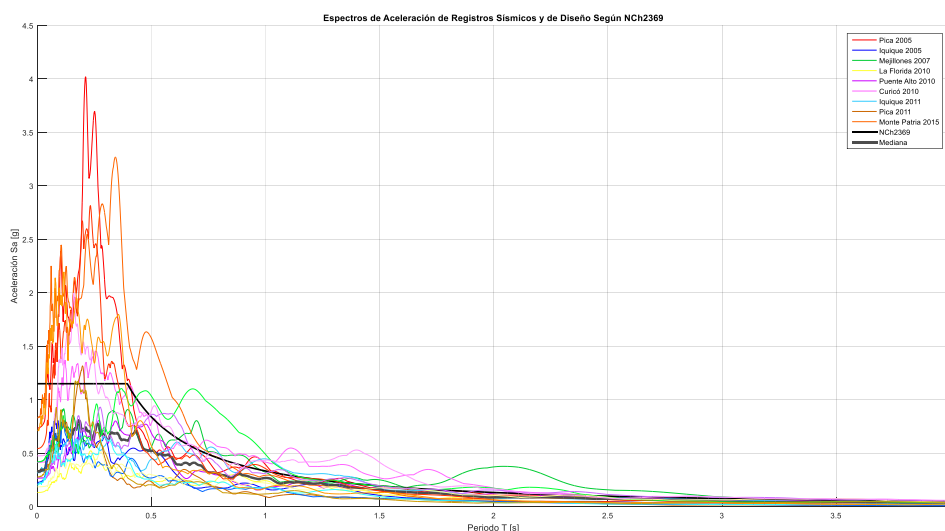


Figura 4-4. Espectros de aceleración del set de registros sísmicos utilizados para un 5% de amortiguamiento - Espectro de diseño según NCh2369

A partir de los espectros visualizados en la Figura 4-4, la Tabla 4-3 muestra el valor de la aceleración espectral de cada registro para las 3 estructuras estudiadas según su periodo fundamental.

Tabla 4-3. Aceleración espectral de registros sísmicos utilizados para cada arquetipo

Epicentro	Estación	PGA [g]	S_a [g]	S_a [g]	S_a [g]
			$(T_{MM-2} = 0.16[s], 5\%)$	$(T_{MM-4} = 0.32[s], 5\%)$	$(T_{MM-6} = 0.44[s], 5\%)$
Tarapacá	Pica	0.735	1.02	0.99	0.38
		0.544	1.29	0.88	0.48
	Iquique	0.227	0.71	0.74	0.87
		0.217	0.91	0.50	0.65
Tocopilla	Mejillones	0.141	2.24	2.32	1.72
		0.42	0.45	0.64	0.92
Cobquecura	La Florida	0.135	0.98	1.01	0.87
		0.186	0.80	0.70	0.60
	Puente Alto	0.268	0.72	0.96	1.03
		0.266	0.80	0.92	1.06
	Hospital Curicó	0.414	1.10	1.12	0.85
		0.475	1.57	0.74	0.64
Iquique	Iquique	0.316	0.71	0.75	0.44
		0.202	0.96	1.12	0.52
	Pica	0.335	0.96	0.34	0.20
		0.279	1.28	0.52	0.28
Illapel	Monte Patria	0.831	0.94	1.25	0.60
		0.713	0.92	0.79	0.41
PROMEDIO		0.372	1.02	0.91	0.70

A continuación, se muestran las curvas IDA obtenidas para cada arquetipo desarrollado.

- **Grupo de Arquetipos MM-2**

En las Figuras 4-41 a 4-44 se muestran las curvas IDA obtenidas para los modelos analíticos desarrollados para el grupo de arquetipos MM-2.

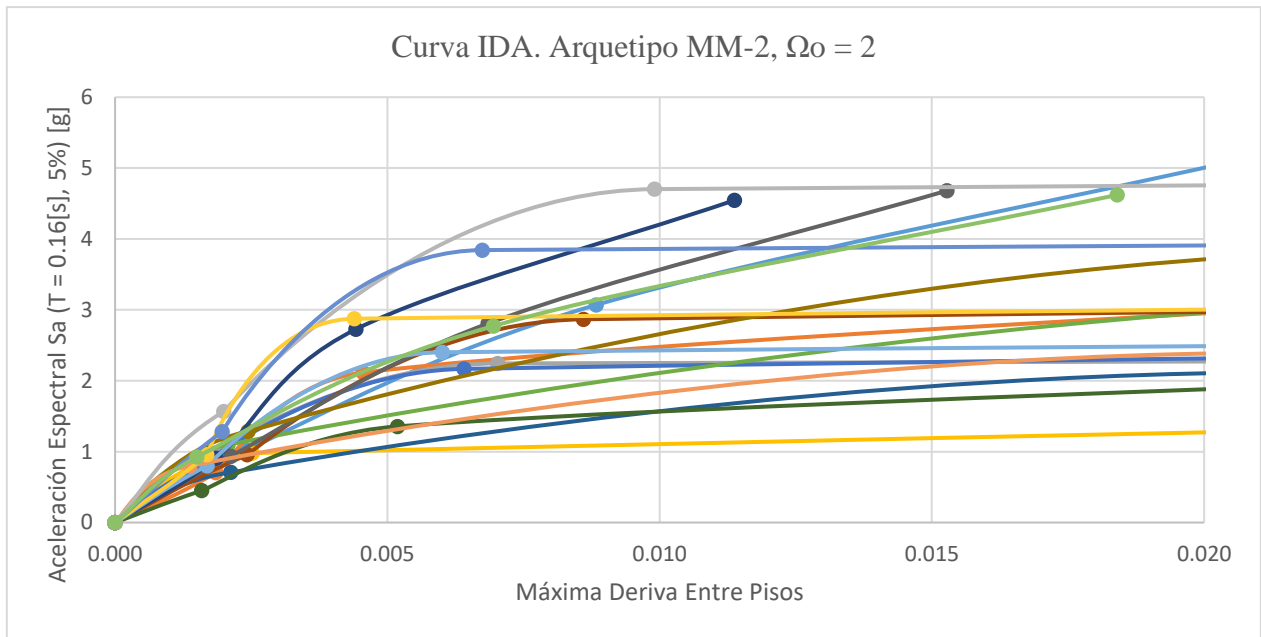


Figura 4-5. Curvas IDA. Arquetipo MM-2 FSR2

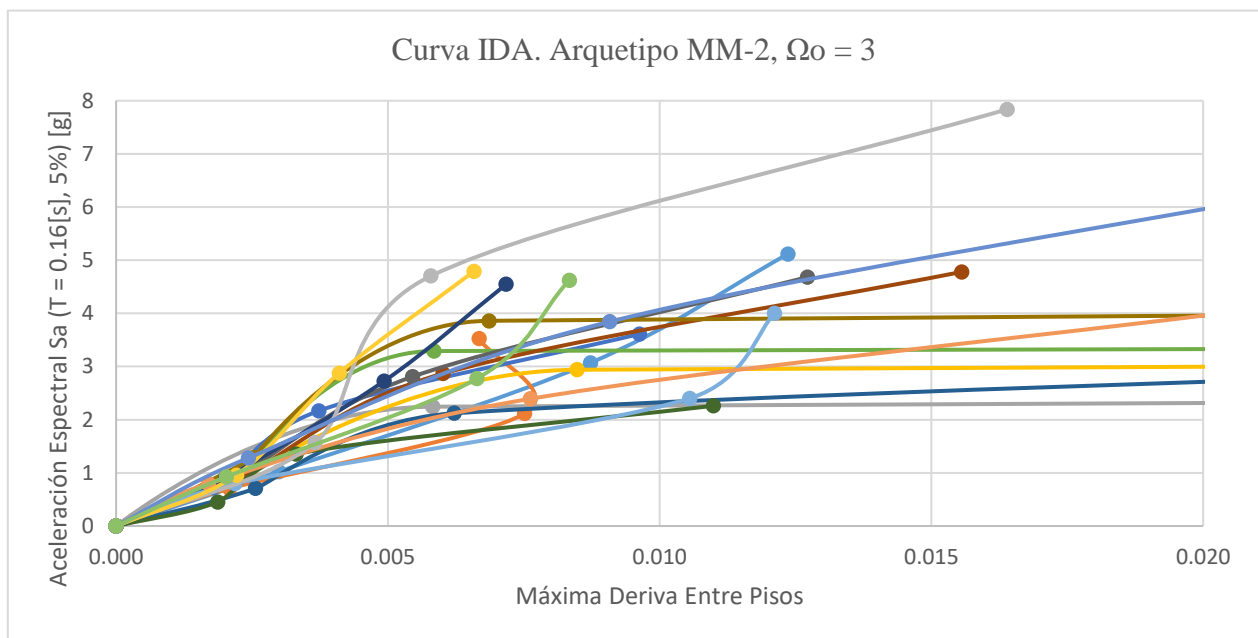


Figura 4-6. Curvas IDA. Arquetipo MM-2 FSR3

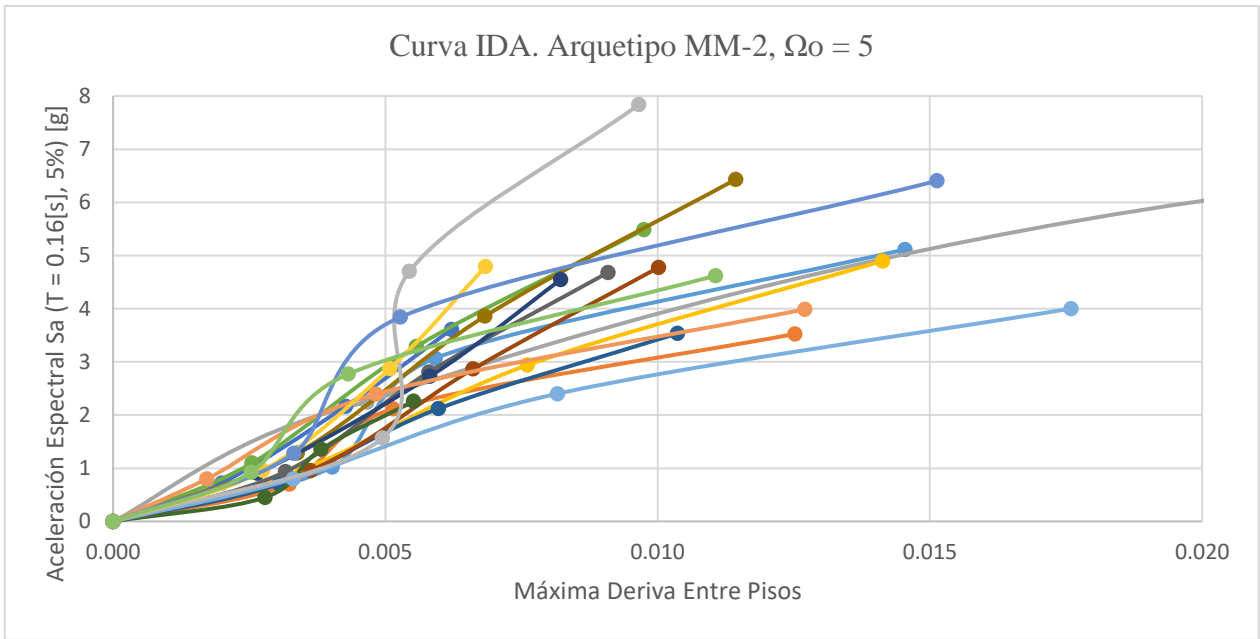


Figura 4-7. Curvas IDA. Arquetipo MM-2 FSR5

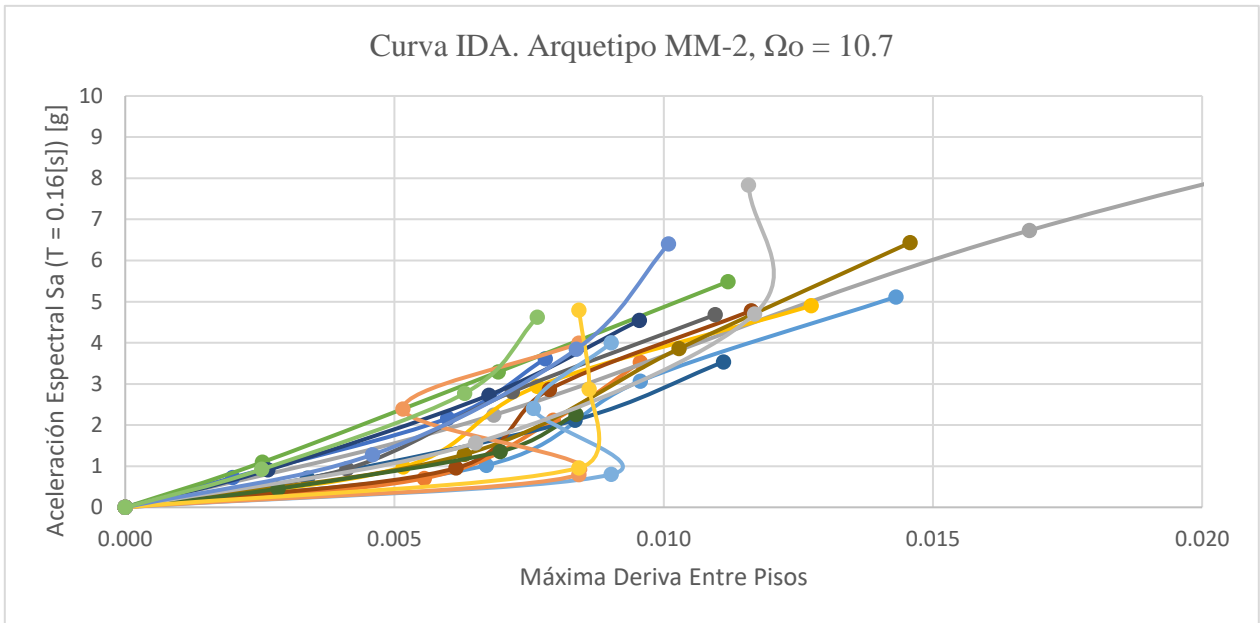


Figura 4-8. Curvas IDA. Arquetipo MM-2 FSR10.7

- **Grupo de Arquetipos MM-4**

En las Figuras 4-45 a 4-48 se muestran las curvas IDA obtenidas para los modelos analíticos desarrollados para el grupo de arquetipos MM-4.

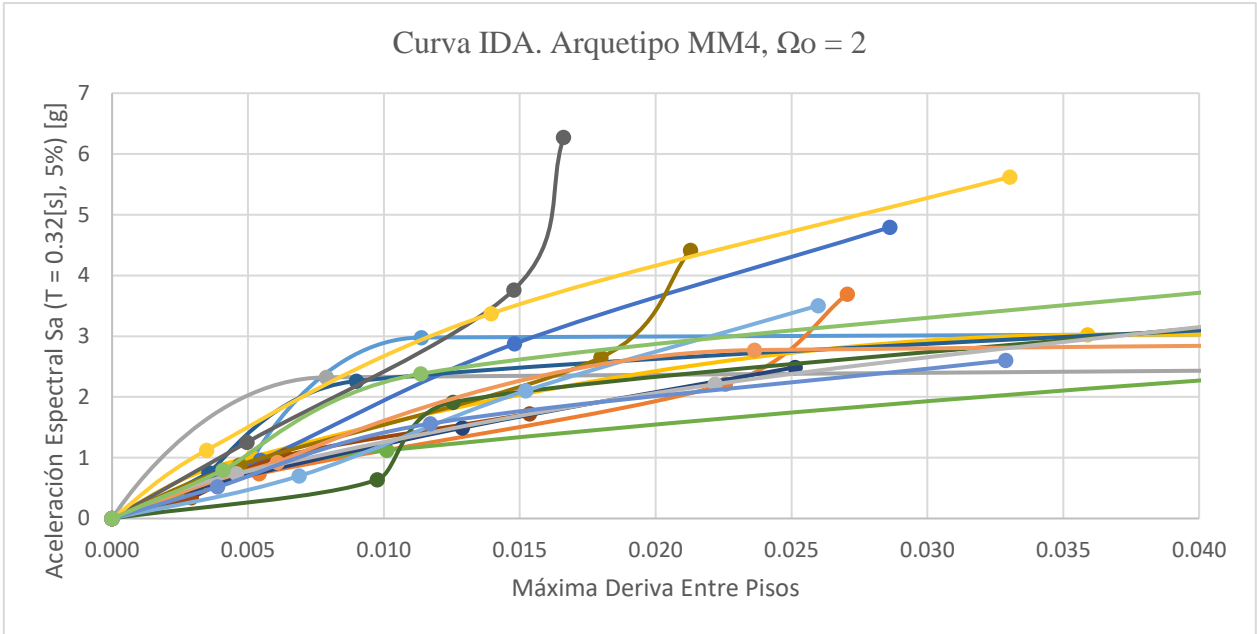


Figura 4-9. Curvas IDA. Arquetipo MM-4 FSR2

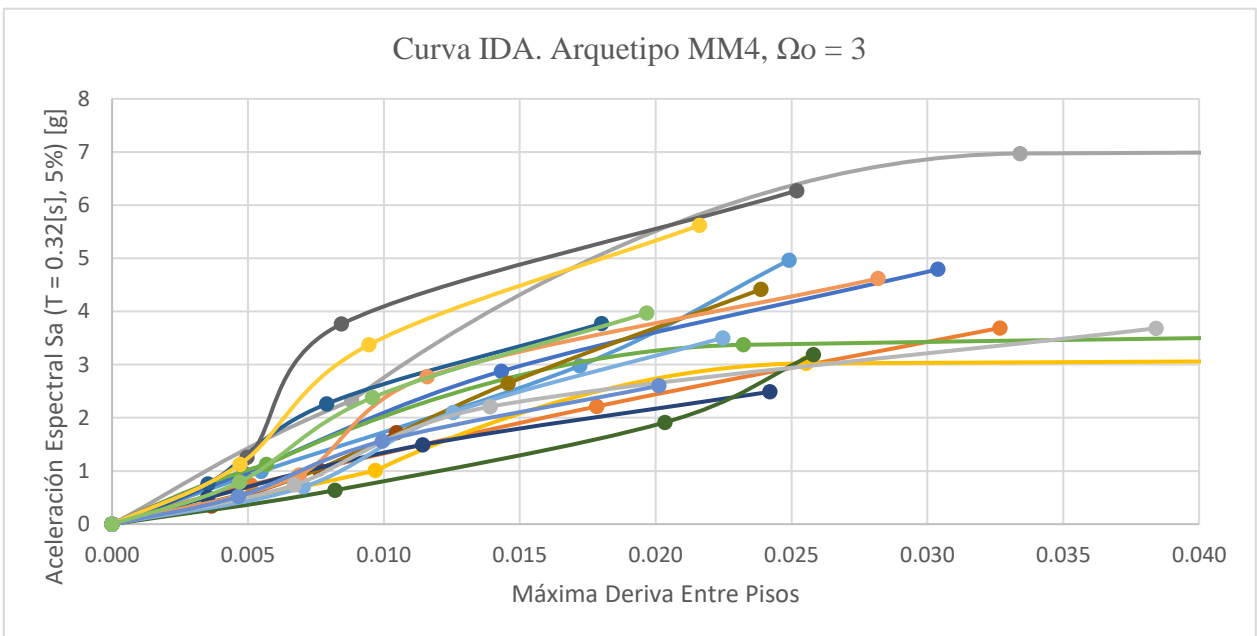


Figura 4-10. Curvas IDA. Arquetipo MM-4 FSR3

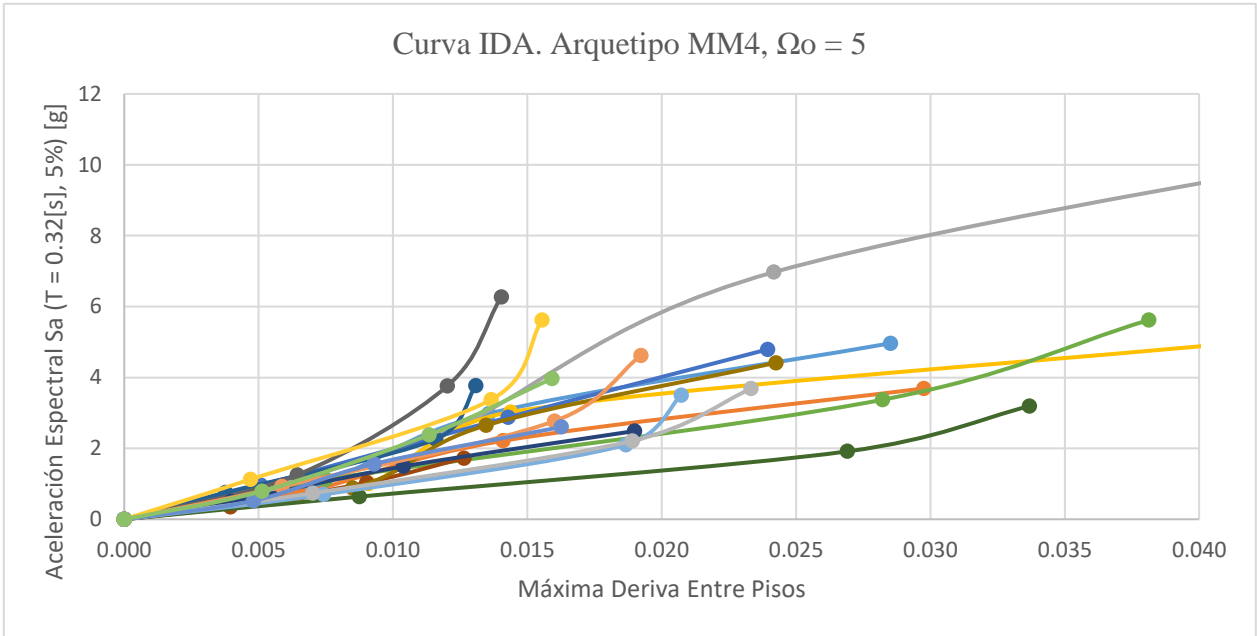


Figura 4-11. Curvas IDA. Arquetipo MM-4 FSR5

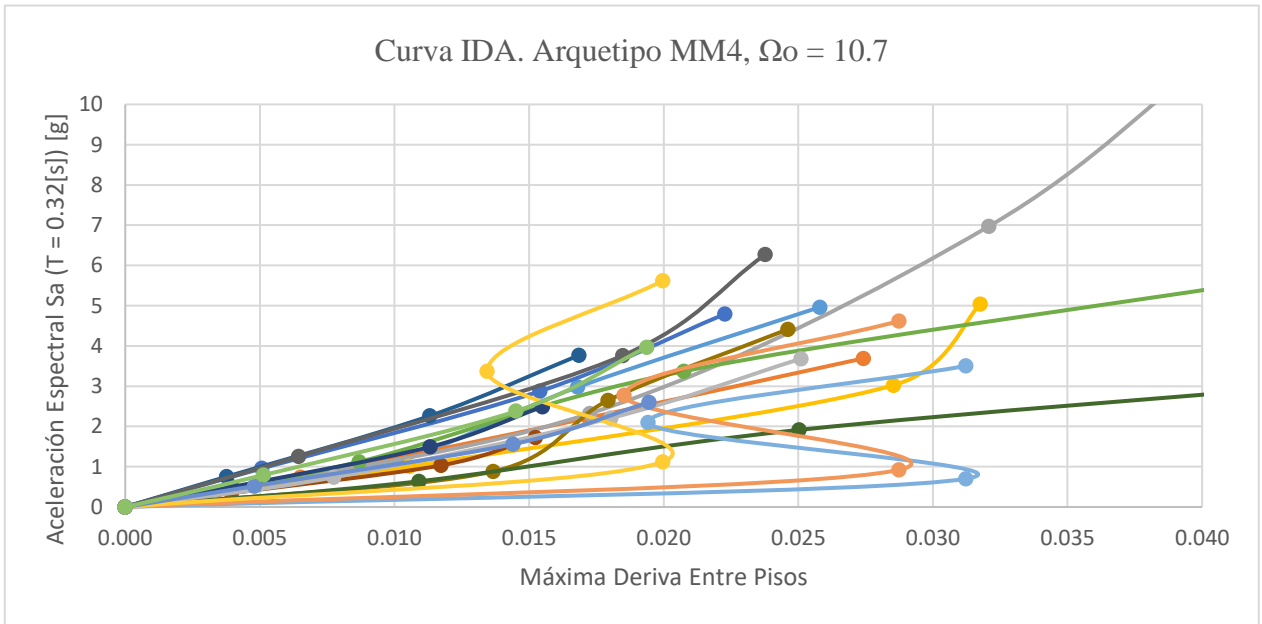


Figura 4-12. Curvas IDA. Arquetipo MM-4 FSR10.7

- **Grupo de Arquetipos MM-6**

En las Figuras 4-49 a 5-52 se muestran las curvas IDA obtenidas para los modelos analíticos desarrollados para el grupo de arquetipos MM-6.

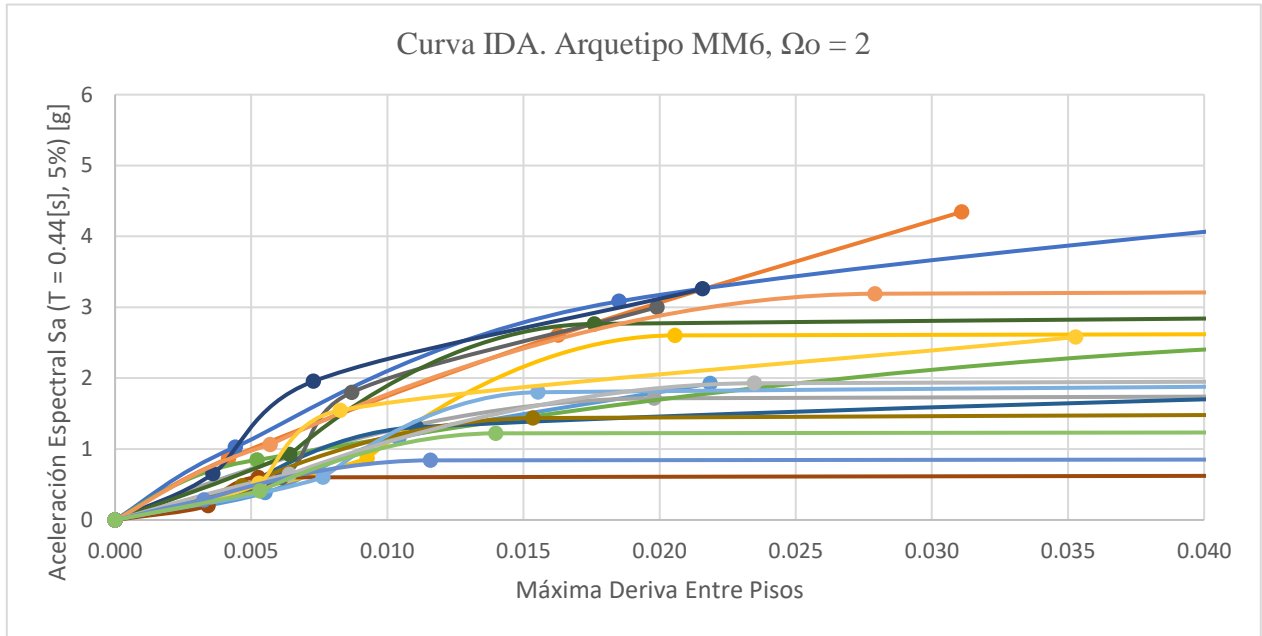


Figura 4-13. Curvas IDA. Arquetipo MM-6 FSR2

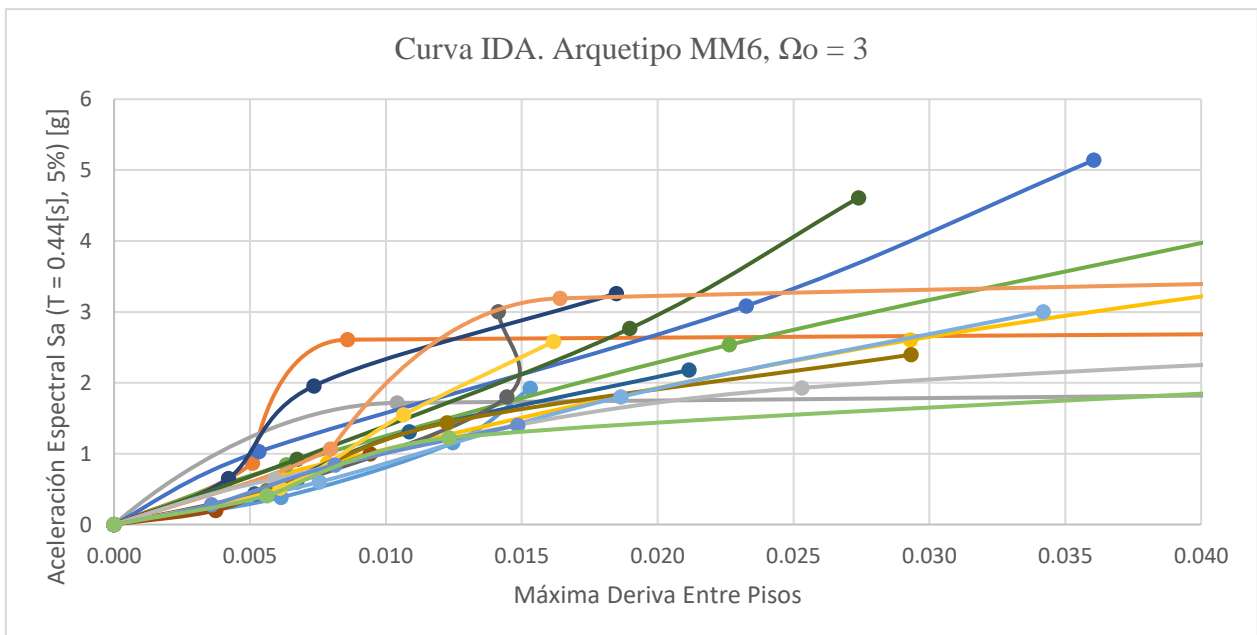


Figura 4-14. Curvas IDA. Arquetipo MM-6 FSR3

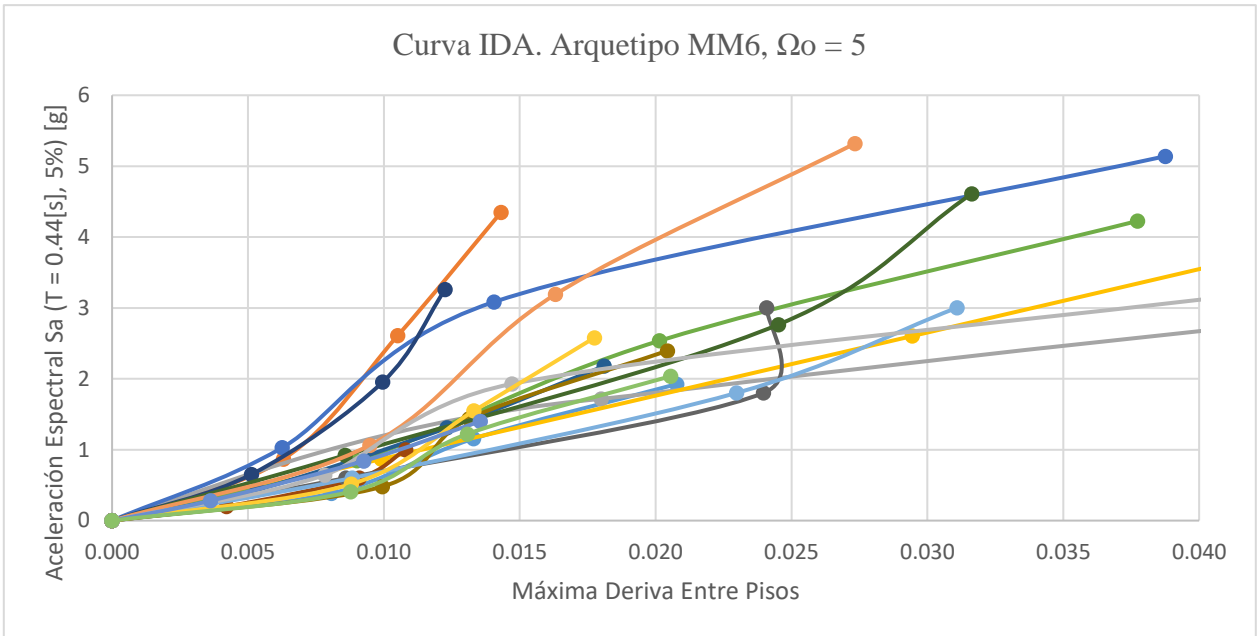


Figura 4-15. Curvas IDA. Arquetipo MM-6 FSR5

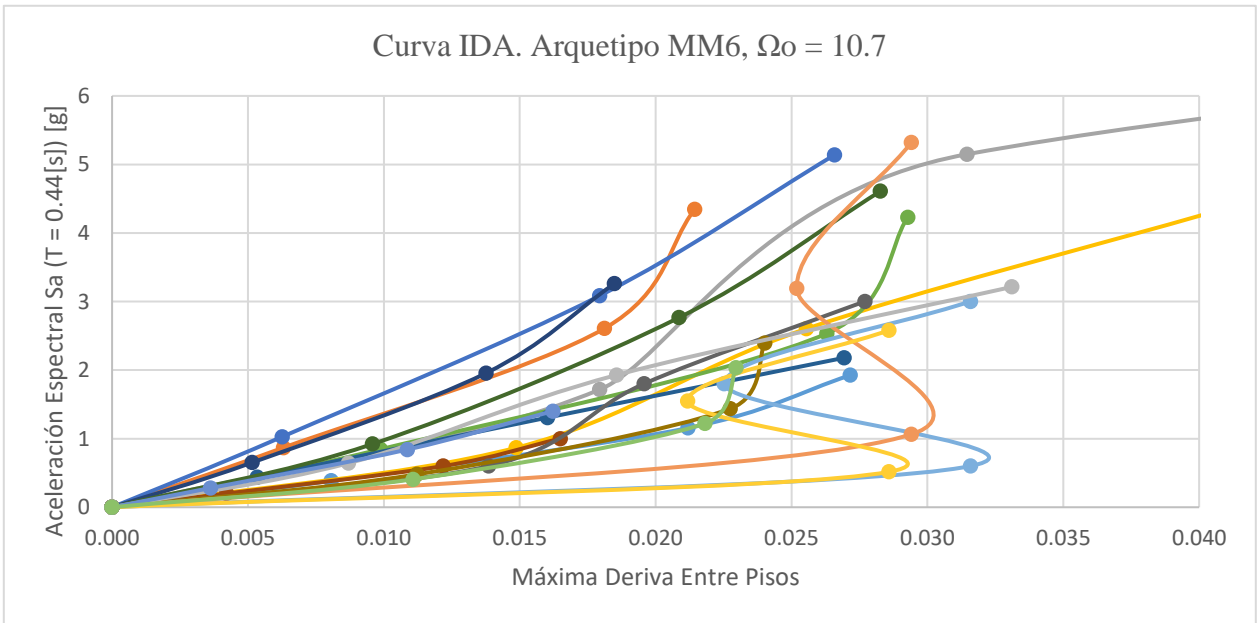


Figura 4-16. Curvas IDA. Arquetipo MM-6 FSR10.7

4.5 Tiempo de Ejecución de los Análisis Computacionales en SAP2000

Para el desarrollo del análisis IDA se realizaron 3 escalamientos de un set de 18 registros sísmicos. Teniendo en cuenta que se estudiaron 12 arquetipos con 12 modelos realizados en SAP2000, se obtiene un total de 648 análisis de tiempo-historia. La Figura 4-17 muestra el tiempo total de ejecución de los análisis IDA por grupo de arquetipos. Estos tiempos solo consideran lo que el software tardó en realizar los análisis, y no el tiempo ocupado en procesar los resultados mostrados en los Capítulos 4 y 5.

Cada análisis fue realizado por separado. Es decir, una vez terminado un análisis, se debía guardar los resultados y correr el siguiente modelo.

El computador utilizado está compuesto por un procesador AMD FX-6300 de 6 núcleos 3.5[GHz] en total y 4 GB de memoria RAM.

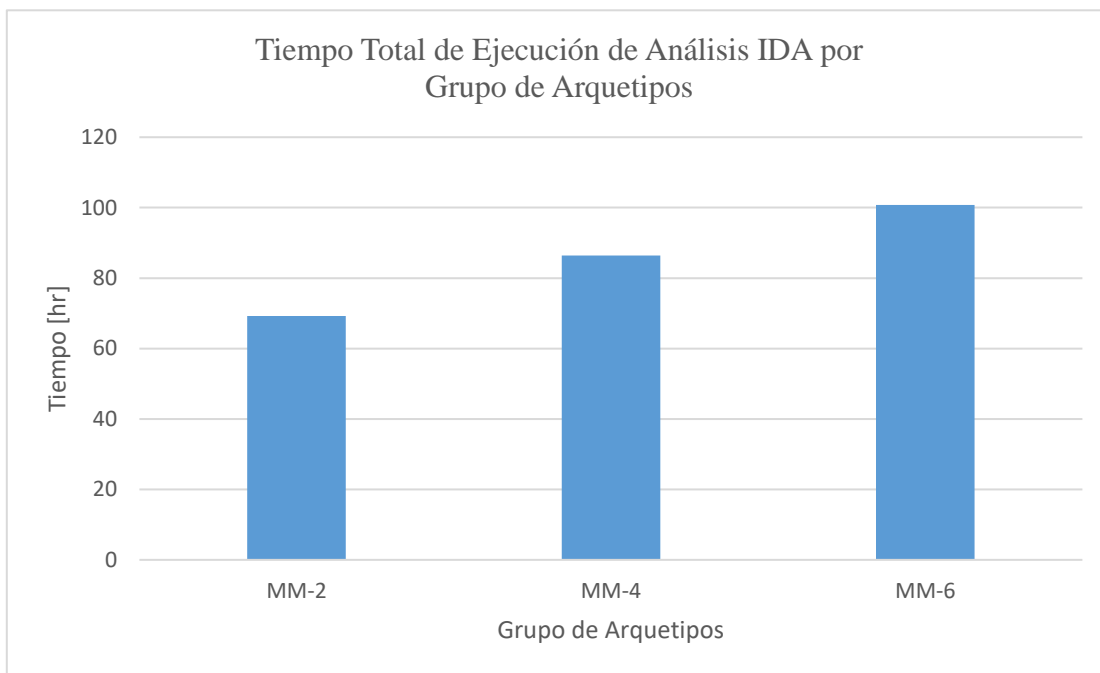


Figura 4-17. Tiempo total de ejecución de los análisis IDA según grupo de arquetipos

5 Análisis de Resultados

5.1 Análisis No-lineal Dinámico

Se realizó un análisis dinámico incremental para cada uno de los modelos desarrollados, utilizando el set de registros sísmicos listado en la Tabla 3-3. Como se especificó en la Sección 3.6.2.1, los registros fueron normalizados y amplificadas por los factores de escalamiento $SF = 1$, $SF = 3$ y $SF = 5$.

A continuación, se muestra el detalle de los resultados del análisis para cada uno de los grupos de arquetipos estudiados.

- *Grupo de Arquetipos MM-2*

Las Tablas 5-1 a 5-4 muestran un resumen del análisis no lineal dinámico incremental realizado para los modelos del grupo de arquetipos MM-2. Además, se detalla que criterio fue el que determinó que la estructura alcanzó el estado límite de falla, según los criterios vistos en la Sección 2.2.2.2.5.

Tabla 5-1. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-2 FSR2

Factor de Escalamiento (SF)						1.00	3.00	5.00
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Dir.	$NM_i S_a$ [g]	Colapso	Colapso	Colapso
Tarapacá	15/06/2005	7.8 Mw	Pica	EW	1.02	-	C2	C1, C2
				NS	1.29	-	C1, C2	C1, C2
			Iquique	EW	0.71	-	-	C1, C2
				NS	0.91	-	-	C1, C2
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	2.24	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.45	-	C2	C1, C2
Cobquecura	27/02/2010	8.8 Mw	La Florida	EW	0.98	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.8	-	C2	C1, C2
			Puente Alto	EW	0.72	-	C2	C1, C2
				NS	0.8	-	C1, C2	C1, C2
			Hospital Curicó	EW	1.1	-	C1, C2	C1, C2
				NS	1.57	-	C1, C2	C1, C2
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Iquique	EW	0.71	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.96	-	-	C1, C2
			Pica	EW	0.96	-	C2	C1, C2
				NS	1.28	-	C2	C1, C2
Illapel	16/09/2014	8.4 Mw	Monte Patria	EW	0.94	-	C2	C1, C2
				NS	0.92	-	C2	C1, C2
Número de Colapsos						0	15	18
% Colapso						0%	83.33%	100%

C1: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 1*: Se superaron las derivas máximas de alguno de los pisos de la estructura.

C2: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 2*: La pendiente en algún tramo de la curva IDA resultó menor a un 10% de la pendiente inicial de la misma curva.

C1, C2: Ambos criterios evidencian que la estructura alcanzó un estado límite de colapso.

Tabla 5-2. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-2 FSR3

Factor de Escalamiento (SF)						1.00	3.00	5.00
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Dir.	$NM_i S_a$ [g]	Colapso	Colapso	Colapso
Tarapacá	15/06/2005	7.8 Mw	Pica	EW	1.02	-	-	-
				NS	1.29	-	-	C1, C2
			Iquique	EW	0.71	-	C2	C2
				NS	0.91	-	-	-
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	2.24	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.45	-	-	C2
Cobquecura	27/02/2010	8.8 Mw	La Florida	EW	0.98	-	C2	C1, C2
				NS	0.8	-	C2	-
			Puente Alto	EW	0.72	-	-	C2
				NS	0.8	-	C2	C1, C2
			Hospital Curicó	EW	1.1	-	-	C1, C2
				NS	1.57	-	-	C1, C2
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Iquique	EW	0.71	-	-	C1, C2
				NS	0.96	-	-	-
			Pica	EW	0.96	-	-	C1, C2
				NS	1.28	-	C2	C1, C2
Illapel	16/09/2014	8.4 Mw	Monte Patria	EW	0.94	-	-	C2
				NS	0.92	-	C2	-
Número de Colapsos						0	7	13
% Colapso						0%	38.89%	72.22%

C1: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 1*: Se superaron las derivas máximas de alguno de los pisos de la estructura.

C2: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 2*: La pendiente en algún tramo de la curva IDA resultó menor a un 10% de la pendiente inicial de la misma curva.

C1, C2: Ambos criterios evidencian que la estructura alcanzó un estado límite de colapso.

Tabla 5-3. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-2 FSR5

Factor de Escalamiento (SF)						1.00	3.00	5.00
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Dir.	$NM_i S_a$ [g]	Colapso	Colapso	Colapso
Tarapacá	15/06/2005	7.8 Mw	Pica	EW	1.02	-	-	-
				NS	1.29	-	-	-
			Iquique	EW	0.71	-	-	C2
				NS	0.91	-	-	-
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	2.24	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.45	-	-	-
Cobquecura	27/02/2010	8.8 Mw	La Florida	EW	0.98	-	-	-
				NS	0.8	-	-	C2
			Puente Alto	EW	0.72	-	-	-
				NS	0.8	-	-	C2
			Hospital Curicó	EW	1.1	-	-	-
				NS	1.57	-	-	-
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Iquique	EW	0.71	-	-	-
				NS	0.96	-	-	-
			Pica	EW	0.96	-	-	-
				NS	1.28	-	-	C2
Illapel	16/09/2014	8.4 Mw	Monte Patria	EW	0.94	-	-	-
				NS	0.92	-	-	C2
Número de Colapsos						0	1	6
% Colapso						0%	5.56%	33.33%

C1: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 1*: Se superaron las derivas máximas de alguno de los pisos de la estructura.

C2: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 2*: La pendiente en algún tramo de la curva IDA resultó menor a un 10% de la pendiente inicial de la misma curva.

C1, C2: Ambos criterios evidencian que la estructura alcanzó un estado límite de colapso.

Tabla 5-4. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-2 FSR10.7

Factor de Escalamiento (SF)						1.00	3.00	5.00
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Dir.	$NM_i S_a$ [g]	Colapso	Colapso	Colapso
Tarapacá	15/06/2005	7.8 Mw	Pica	EW	1.02	-	-	-
				NS	1.29	-	-	-
			Iquique	EW	0.71	-	-	-
				NS	0.91	-	-	-
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	2.24	-	C1	C1
				NS	0.45	-	-	-
Cobquecura	27/02/2010	8.8 Mw	La Florida	EW	0.98	-	-	-
				NS	0.8	-	C2	C2
			Puente Alto	EW	0.72	-	-	-
				NS	0.8	-	C2	C2
			Hospital Curicó	EW	1.1	-	-	-
				NS	1.57	-	-	-
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Iquique	EW	0.71	-	-	-
				NS	0.96	-	-	-
			Pica	EW	0.96	-	-	-
				NS	1.28	-	-	-
Illapel	16/09/2014	8.4 Mw	Monte Patria	EW	0.94	-	-	-
				NS	0.92	-	-	-
Número de Colapsos						0	3	3
% Colapso						0%	16.67%	16.67%

C1: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 1*: Se superaron las derivas máximas de alguno de los pisos de la estructura.

C2: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 2*: La pendiente en algún tramo de la curva IDA resultó menor a un 10% de la pendiente inicial de la misma curva.

C1, C2: Ambos criterios evidencian que la estructura alcanzó un estado límite de colapso.

- **Grupo de Arquetipos MM-4**

Las Tablas 5-5 a 5-8 muestran un resumen del análisis no lineal dinámico incremental realizado para los modelos del grupo de arquetipos MM-4. Además, se detalla que criterio fue el que determinó que la estructura alcanzó el estado límite de falla, según los criterios vistos en la Sección 2.2.2.2.5.

Tabla 5-5. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-4 FSR2

Factor de Escalamiento (SF)						1.00	3.00	5.00
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Dir.	$NM_i S_a$ [g]	Colapso	Colapso	Colapso
Tarapacá	15/06/2005	7.8 Mw	Pica	EW	0.99	-	-	C1, C2
				NS	0.88	-	C1, C2	C1, C2
			Iquique	EW	0.74	-	C2	C1
				NS	0.5	-	C1, C2	C1, C2
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	2.32	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.64	-	-	C1, C2
Cobquecura	27/02/2010	8.8 Mw	La Florida	EW	1.01	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.7	-	-	C1
			Puente Alto	EW	0.96	-	-	C1, C2
				NS	0.92	-	C1, C2	C1, C2
			Hospital Curicó	EW	1.12	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.74	-	C2	C1, C2
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Iquique	EW	0.75	-	-	C1, C2
				NS	1.12	-	C2	C1, C2
			Pica	EW	0.34	-	-	C1, C2
				NS	0.52	-	-	C1, C2
Illapel	16/09/2014	8.4 Mw	Monte Patria	EW	1.25	-	-	-
				NS	0.79	-	-	C1, C2
Número de Colapsos						0	9	17
% Colapso						0%	50.00%	94.44%

C1: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 1*: Se superaron las derivas máximas de alguno de los pisos de la estructura.

C2: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 2*: La pendiente en algún tramo de la curva IDA resultó menor a un 10% de la pendiente inicial de la misma curva.

C1, C2: Ambos criterios evidencian que la estructura alcanzó un estado límite de colapso.

Tabla 5-6. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-4 FSR3

Factor de Escalamiento (SF)						1.00	3.00	5.00
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Dir.	$NM_i S_a$ [g]	Colapso	Colapso	Colapso
Tarapacá	15/06/2005	7.8 Mw	Pica	EW	0.99	-	-	C1
				NS	0.88	-	-	C1, C2
			Iquique	EW	0.74	-	C2	C1, C2
				NS	0.5	-	C2	C1, C2
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	2.32	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.64	-	-	-
Cobquecura	27/02/2010	8.8 Mw	La Florida	EW	1.01	-	-	C1, C2
				NS	0.7	-	-	-
			Puente Alto	EW	0.96	-	-	C2
				NS	0.92	-	-	C2
			Hospital Curicó	EW	1.12	-	C2	C1, C2
				NS	0.74	-	-	C1, C2
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Iquique	EW	0.75	-	-	C2
				NS	1.12	-	-	C2
			Pica	EW	0.34	-	-	-
				NS	0.52	-	-	-
Illapel	16/09/2014	8.4 Mw	Monte Patria	EW	1.25	-	-	C2
				NS	0.79	-	-	-
Número de Colapsos						0	4	13
% Colapso						0%	22.22%	72.22%

C1: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 1*: Se superaron las derivas máximas de alguno de los pisos de la estructura.

C2: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 2*: La pendiente en algún tramo de la curva IDA resultó menor a un 10% de la pendiente inicial de la misma curva.

C1, C2: Ambos criterios evidencian que la estructura alcanzó un estado límite de colapso.

Tabla 5-7. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-4 FSR5

Factor de Escalamiento (SF)						1.00	3.00	5.00
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Dir.	$NM_i S_a$ [g]	Colapso	Colapso	Colapso
Tarapacá	15/06/2005	7.8 Mw	Pica	EW	0.99	-	-	-
				NS	0.88	-	-	-
			Iquique	EW	0.74	-	-	C2
				NS	0.5	-	-	-
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	2.32	-	-	C1, C2
				NS	0.64	-	-	-
Cobquecura	27/02/2010	8.8 Mw	La Florida	EW	1.01	-	-	C2
				NS	0.7	-	-	-
			Puente Alto	EW	0.96	-	-	C2
				NS	0.92	-	-	-
			Hospital Curicó	EW	1.12	-	C2	C2
				NS	0.74	-	-	-
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Iquique	EW	0.75	-	-	C2
				NS	1.12	-	-	-
			Pica	EW	0.34	-	-	C2
				NS	0.52	-	-	-
Illapel	16/09/2014	8.4 Mw	Monte Patria	EW	1.25	-	-	-
				NS	0.79	-	-	-
Número de Colapsos						0	1	7
% Colapso						0%	5.56%	38.89%

C1: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 1*: Se superaron las derivas máximas de alguno de los pisos de la estructura.

C2: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 2*: La pendiente en algún tramo de la curva IDA resultó menor a un 10% de la pendiente inicial de la misma curva.

C1, C2: Ambos criterios evidencian que la estructura alcanzó un estado límite de colapso.

Tabla 5-8. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-4 FSR10.7

Factor de Escalamiento (SF)						1.00	3.00	5.00
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Dir.	$NM_i S_a$ [g]	Colapso	Colapso	Colapso
Tarapacá	15/06/2005	7.8 Mw	Pica	EW	0.99	-	-	-
				NS	0.88	-	-	-
			Iquique	EW	0.74	-	-	-
				NS	0.5	-	-	-
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	2.32	-	-	C1
				NS	0.64	-	-	C1
Cobquecura	27/02/2010	8.8 Mw	La Florida	EW	1.01	-	-	-
				NS	0.7	-	C2	C2
			Puente Alto	EW	0.96	-	-	-
				NS	0.92	-	C2	C2
			Hospital Curicó	EW	1.12	-	-	C1
				NS	0.74	-	-	-
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Iquique	EW	0.75	-	-	-
				NS	1.12	-	C2	C2
			Pica	EW	0.34	-	-	-
				NS	0.52	-	-	-
Illapel	16/09/2014	8.4 Mw	Monte Patria	EW	1.25	-	-	-
				NS	0.79	-	-	-
Número de Colapsos						0	3	6
% Colapso						0%	16.67%	33.33%

C1: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 1*: Se superaron las derivas máximas de alguno de los pisos de la estructura.

C2: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 2*: La pendiente en algún tramo de la curva IDA resultó menor a un 10% de la pendiente inicial de la misma curva.

C1, C2: Ambos criterios evidencian que la estructura alcanzó un estado límite de colapso.

- **Grupo de Arquetipos MM-6**

Las Tablas 5-9 a 5-12 muestran un resumen del análisis no lineal dinámico incremental realizado para los modelos del grupo de arquetipos MM-6. Además, se detalla que criterio fue el que determinó que la estructura alcanzó el estado límite de falla, según los criterios vistos en la Sección 2.2.2.2.5.

Tabla 5-9. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-6 FSR2

Factor de Escalamiento (SF)						1.00	3.00	5.00
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Dir.	$NM_i S_a$ [g]	Colapso	Colapso	Colapso
Tarapacá	15/06/2005	7.8 Mw	Pica	EW	0.38	-	-	C1, C2
				NS	0.48	-	C1, C2	C1, C2
			Iquique	EW	0.87	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.65	-	-	C1, C2
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	1.72	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.92	-	-	C1, C2
Cobquecura	27/02/2010	8.8 Mw	La Florida	EW	0.87	-	-	C1, C2
				NS	0.6	-	-	C1, C2
			Puente Alto	EW	1.03	-	C2	C1, C2
				NS	1.06	-	C1, C2	C1, C2
			Hospital Curicó	EW	0.85	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.64	-	C1, C2	C1, C2
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Iquique	EW	0.44	-	-	C1, C2
				NS	0.52	-	-	C1, C2
			Pica	EW	0.2	-	-	C1, C2
				NS	0.28	-	C2	C1, C2
Illapel	16/09/2014	8.4 Mw	Monte Patria	EW	0.6	-	-	-
				NS	0.41	-	C1, C2	C1, C2
Número de Colapsos						0	9	17
% Colapso						0%	50.00%	94.44%

C1: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 1*: Se superaron las derivas máximas de alguno de los pisos de la estructura.

C2: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 2*: La pendiente en algún tramo de la curva IDA resultó menor a un 10% de la pendiente inicial de la misma curva.

C1, C2: Ambos criterios evidencian que la estructura alcanzó un estado límite de colapso.

Tabla 5-10. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-6 FSR3

Factor de Escalamiento (SF)						1.00	3.00	5.00
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Dir.	$NM_i S_a$ [g]	Colapso	Colapso	Colapso
Tarapacá	15/06/2005	7.8 Mw	Pica	EW	0.38	-	-	-
				NS	0.48	-	-	C1, C2
			Iquique	EW	0.87	-	-	C1, C2
				NS	0.65	-	-	C1, C2
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	1.72	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.92	-	-	-
Cobquecura	27/02/2010	8.8 Mw	La Florida	EW	0.87	-	C2	C1, C2
				NS	0.6	-	-	-
			Puente Alto	EW	1.03	-	C2	C2
				NS	1.06	-	-	C1, C2
			Hospital Curicó	EW	0.85	-	C2	C1, C2
				NS	0.64	-	C2	C1, C2
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Iquique	EW	0.44	-	-	-
				NS	0.52	-	-	-
			Pica	EW	0.2	-	-	-
				NS	0.28	-	-	-
Illapel	16/09/2014	8.4 Mw	Monte Patria	EW	0.6	-	-	C2
				NS	0.41	-	-	C1, C2
Número de Colapsos						0	5	11
% Colapso						0%	27.78%	61.11%

C1: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 1*: Se superaron las derivas máximas de alguno de los pisos de la estructura.

C2: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 2*: La pendiente en algún tramo de la curva IDA resultó menor a un 10% de la pendiente inicial de la misma curva.

C1, C2: Ambos criterios evidencian que la estructura alcanzó un estado límite de colapso.

Tabla 5-11. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-6 FSR5

Factor de Escalamiento (SF)						1.00	3.00	5.00
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Dir.	$NM_i S_a$ [g]	Colapso	Colapso	Colapso
Tarapacá	15/06/2005	7.8 Mw	Pica	EW	0.38	-	-	-
				NS	0.48	-	-	-
			Iquique	EW	0.87	-	-	-
				NS	0.65	-	-	-
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	1.72	-	C1, C2	C1, C2
				NS	0.92	-	-	-
Cobquecura	27/02/2010	8.8 Mw	La Florida	EW	0.87	-	-	-
				NS	0.6	-	-	-
			Puente Alto	EW	1.03	-	-	C2
				NS	1.06	-	-	-
			Hospital Curicó	EW	0.85	-	-	-
				NS	0.64	-	-	C2
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Iquique	EW	0.44	-	-	-
				NS	0.52	-	-	-
			Pica	EW	0.2	-	-	-
				NS	0.28	-	-	-
Illapel	16/09/2014	8.4 Mw	Monte Patria	EW	0.6	-	-	-
				NS	0.41	-	-	-
Número de Colapsos						0	1	3
% Colapso						0%	5.56%	16.67%

C1: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 1*: Se superaron las derivas máximas de alguno de los pisos de la estructura.

C2: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 2*: La pendiente en algún tramo de la curva IDA resultó menor a un 10% de la pendiente inicial de la misma curva.

C1, C2: Ambos criterios evidencian que la estructura alcanzó un estado límite de colapso.

Tabla 5-12. Resumen del análisis no-lineal IDA para Arquetipo MM-6 FSR10.7

Factor de Escalamiento (SF)						1.00	3.00	5.00
Epicentro	Fecha	Magnitud	Estación	Dir.	$NM_i S_a$ [g]	Colapso	Colapso	Colapso
Tarapacá	15/06/2005	7.8 Mw	Pica	EW	0.38	-	-	-
				NS	0.48	-	-	-
			Iquique	EW	0.87	-	-	-
				NS	0.65	-	-	-
Tocopilla	14/11/2007	7.7 Mw	Mejillones	EW	1.72	-	C1	C1
				NS	0.92	-	-	-
Cobquecura	27/02/2010	8.8 Mw	La Florida	EW	0.87	-	-	-
				NS	0.6	-	C2	C2
			Puente Alto	EW	1.03	-	-	-
				NS	1.06	-	C2	C2
			Hospital Curicó	EW	0.85	-	-	-
				NS	0.64	-	-	-
Iquique	01/04/2014	8.2 Mw	Iquique	EW	0.44	-	-	-
				NS	0.52	-	C2	C2
			Pica	EW	0.2	-	-	-
				NS	0.28	-	-	-
Illapel	16/09/2014	8.4 Mw	Monte Patria	EW	0.6	-	-	-
				NS	0.41	-	-	-
Número de Colapsos						0	4	4
% Colapso						0%	22.22%	22.22%

C1: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 1*: Se superaron las derivas máximas de alguno de los pisos de la estructura.

C2: La estructura alcanzó el estado límite de colapso establecido por el *Criterio 2*: La pendiente en algún tramo de la curva IDA resultó menor a un 10% de la pendiente inicial de la misma curva.

C1, C2: Ambos criterios evidencian que la estructura alcanzó un estado límite de colapso.

5.1.1 Curvas de Fragilidad de Colapso

Otra de las maneras de visualizar los resultados del análisis IDA es a través de las curvas de fragilidad de colapso o función de colapso acumulado, las que permiten determinar directamente el valor de la capacidad mediana de colapso (\hat{S}_{CT}). Estas relacionan la aceleración espectral con la probabilidad de falla a partir de los resultados obtenidos del análisis completo (Tablas 5-1 a 5-12), como se ejemplifica en la Figura 2-5.

Las Figuras 5-1, 5-2 y 5-3 muestran las curvas de fragilidad de colapso para cada grupo de arquetipos. Estas se obtuvieron ajustando una distribución lognormal a los datos de colapso entregados por las curvas IDA (Myung, 2003). La Metodología indica que no se requiere determinar la curva entera, sino que basta con llegar al punto en que para cierta aceleración espectral se alcanza un 50% de probabilidad de falla. Algunas curvas no alcanzan esta condición, lo que será comentado y analizado finalmente en el Capítulo 6.

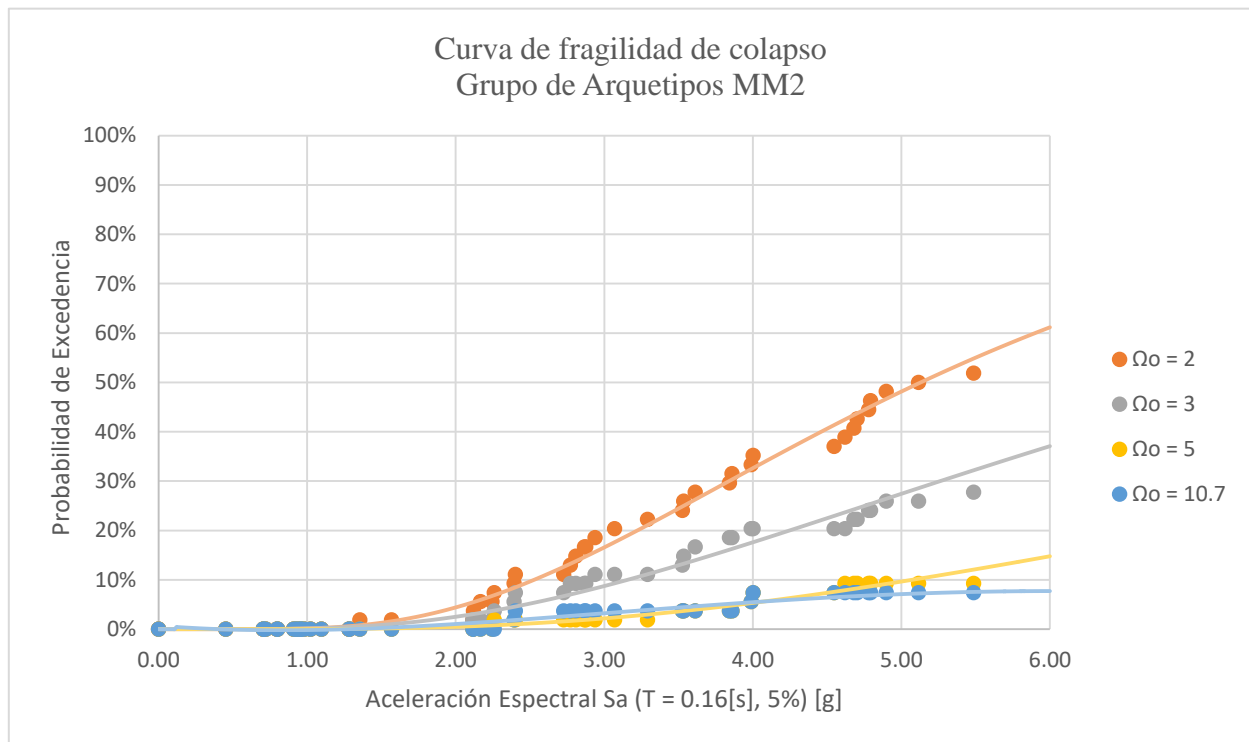


Figura 5-1. Curvas de fragilidad de colapso. Grupo de Arquetipos MM-2

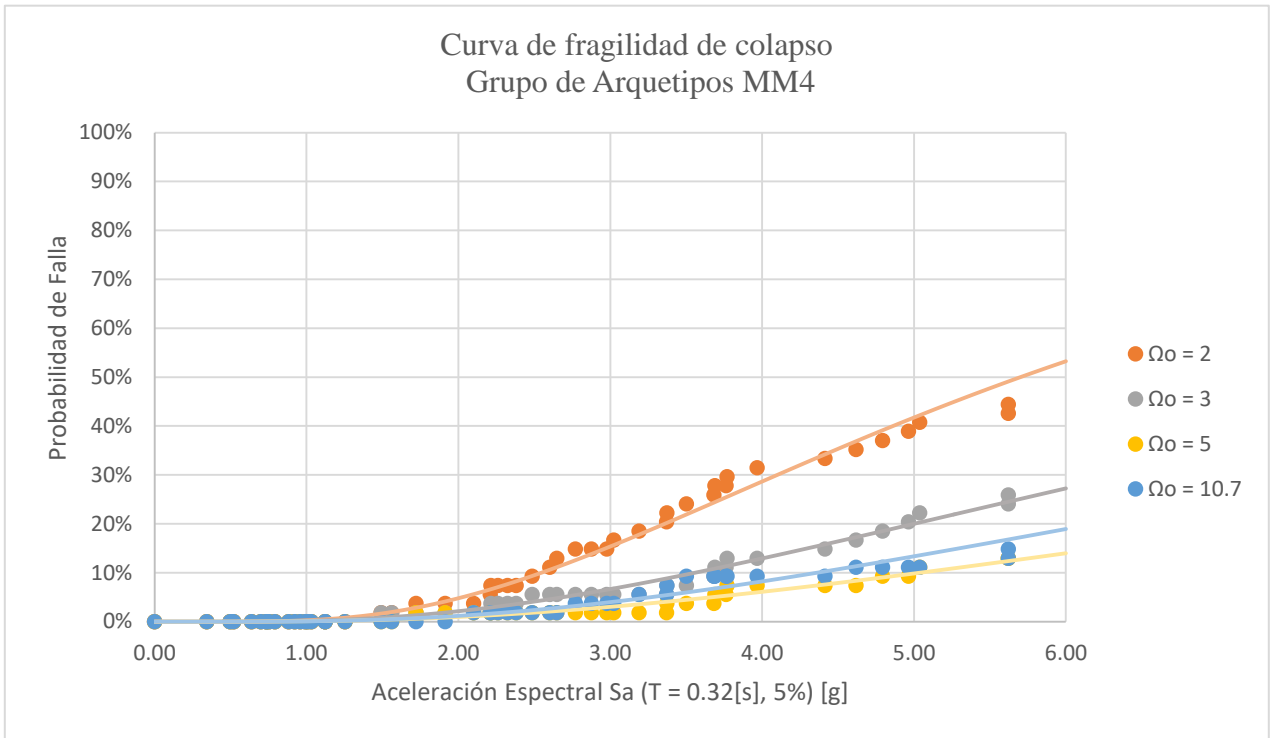


Figura 5-2. Curvas de fragilidad de colapso. Grupo de Arquetipos MM-4

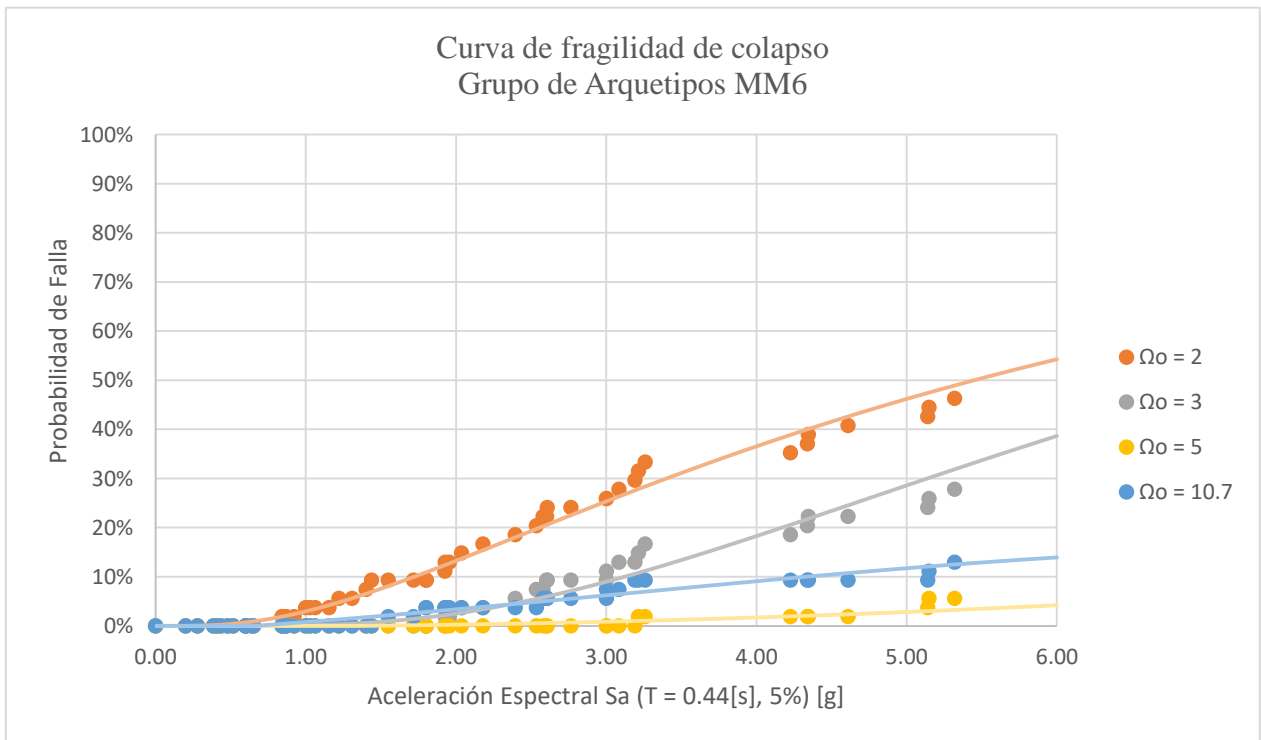


Figura 5-3. Curvas de fragilidad de colapso. Grupo de Arquetipos MM-6

Utilizando la Metodología a través de las Figuras 5-1 a 5-3 se puede determinar de manera directa la capacidad mediana de colapso (\hat{S}_{CT}) y el valor del margen de colapso (CMR).

Las Tablas 5-13, 5-14 y 5-15 muestran los valores de CMR obtenidos para cada arquetipo según los resultados determinados previamente, siguiendo la metodología explicada en la Sección 2.2.2.2.5.

Por otro lado, según lo visto en la Sección 3.6.5, los valores para los CMR límites quedan determinados a partir de la incertidumbre total del sistema, la cual se calculó en la Sección 3.6.4. Así, se debe cumplir las siguientes condiciones:

$$\overline{CMR} \geq CMR_{10\%}$$

$$CMR_i \geq CMR_{20\%}$$

Donde,

\overline{CMR} = Margen de Colapso promedio

CMR_i = Margen de Colapso individual (Arquetipo i)

$CMR_{10\%}$ = Margen de Colapso con 10% de probabilidad de excedencia

$CMR_{20\%}$ = Margen de Colapso con 20% de probabilidad de excedencia

Tabla 5-13. Resumen análisis IDA y evaluación de aceptabilidad según FEMA P695. Grupo de Arquetipos MM-2

Arquetipo	MM-2 FSR 2	MM-2 FSR 3	MM-2 FSR 5	MM-2 FSR 10.7
T [s]	0.16			
Ω_o	2	3	5	10.7
μ_T	14.1	13.1	10.9	4.7
\hat{S}_{CT}	5.14	>7.0		
S_{MT}	1.43			
CMR	3.59	>5.0		
\overline{CMR}	>3.59			
$CMR_{10\%}$	2.1			
$CMR_{20\%}$	1.48			
$\overline{CMR} \geq CMR_{10\%}$	OK			
$CMR_i \geq CMR_{20\%}$	OK	OK	OK	OK
Aprobación FEMA	✓	✓	✓	✓

Tabla 5-14. Resumen análisis IDA y evaluación de aceptabilidad según FEMA P695. Grupo de Arquetipos MM-4

Arquetipo	MM-4 FSR 2	MM-4 FSR 3	MM-4 FSR 5	MM-4 FSR10.7
T [s]	0.32			
Ω_o	2	3	5	10.7
μ_T	14.1	13.1	10.9	4.7
\hat{S}_{CT}	>7.0			
S_{MT}	1.68			
CMR	>5.0			
\overline{CMR}	>5.0			
$CMR_{10\%}$	2.1			
$CMR_{20\%}$	1.48			
$\overline{CMR} \geq CMR_{10\%}$	OK			
$CMR_i \geq CMR_{20\%}$	OK	OK	OK	OK
Aprobación FEMA	✓	✓	✓	✓

Tabla 5-15. Resumen análisis IDA y evaluación de aceptabilidad según FEMA P695. Grupo de Arquetipos MM-6

Arquetipo	MM-6 FSR 2	MM-6 FSR 3	MM-6 FSR 5	MM6 FSR10.7
T [s]	0.44			
Ω_o	2	3	5	10.7
μ_T	14.1	13.1	10.9	4.7
\hat{S}_{CT}	>7.0			
S_{MT}	1.68			
CMR	>5.0			
\overline{CMR}	>5.0			
$CMR_{10\%}$	2.1			
$CMR_{20\%}$	1.48			
$\overline{CMR} \geq CMR_{10\%}$	OK			
$CMR_i \geq CMR_{20\%}$	OK	OK	OK	OK
Aprobación FEMA	✓	✓	✓	✓

6 Conclusiones

6.1 Resumen

El objetivo principal de este trabajo fue determinar analíticamente el mejor valor para el factor de sobrerresistencia (Ω_o) a partir de 4 valores de prueba ($\Omega_o = 2, 3, 5$ y 10.7) para un conjunto de edificios con marcos de acero arriostrados concéntricamente. Estos fueron diseñados según la norma nacional NCh2369.

Se estudió además el efecto del factor de sobrerresistencia y de la ductilidad (μ_T) de las estructuras sobre la probabilidad de falla ante sollicitación sísmica. Estudios anteriores realizados en la Universidad de Chile (Astica, 2012; Urzúa, 2015) han evidenciado una posible caída de ductilidad de la estructura a medida que se diseña para altos factores de sobrerresistencia.

Para llevar a cabo lo señalado previamente, se desarrollaron 12 arquetipos de estructuras industriales de acero típicamente usados en Chile, con diferencias en su altura, Ω_o y μ_T . Se realizó una evaluación del desempeño de cada uno de estos arquetipos mediante un análisis no-lineal dinámico incremental IDA, según la metodología descrita en FEMA P695. Se escogió un set de 18 sismos importantes para el país, en donde destacan el de Tarapacá 2005, Tocopilla 2007, Cobquecura 2010, Iquique 2014 e Illapel 2015.

El software utilizado para el diseño de los modelos fue SAP2000, mientras que para el procesamiento de los resultados se escogió Microsoft Excel. Considerando que ninguno de estos programas está optimizado para análisis IDA, y que además se debía tener un método rápido y práctico para aumentar la sobrerresistencia de diseño de cada arquetipo, se realizaron macro-modelos en representación a los modelos reales. Estos modelos fueron calibrados según lo explicado en la Sección 3.1.2 para que modelaran (a nivel macro) a las estructuras diseñadas en los modelos de alta fidelidad. Así, estos modelos representan la rigidez, peso, periodo fundamental y resistencia de los edificios reales, con las limitaciones comentadas en la Sección 6.3.

Los resultados se detallan en la Sección 6.2 de este informe. Los valores de prueba utilizados para la evaluación de los factores sísmicos fueron evaluados como aceptables según FEMA P695. Esto permite realizar la recomendación de utilizar $\Omega_o = 2$ para estructuras semejantes a las estudiadas en este trabajo, con $R = 5$.

Finalmente, se notó que, para $\Omega_o > 5$, la posible relación entre el factor de sobrerresistencia y ductilidad podría afectar el desempeño de las estructuras. Queda propuesto para futuros trabajos la ampliación de este estudio para distintas estructuras según las recomendaciones mostradas en la Sección 6.4.

6.2 Comentarios y Conclusiones

Se hacen las siguientes conclusiones acerca del presente informe:

Macro-Modelos

- Los macro-modelos resultaron ser de gran utilidad durante la realización de este trabajo, ajustándose correctamente a los modelos de alta fidelidad, pero requiriendo menos recursos computacionales y tiempos de ejecución.
- La calibración de los modelos debió ser minuciosa, pues cualquier factor que se modifique en éstos altera todos los pasos de calibración realizadas previamente.

Análisis IDA

- El análisis IDA resultó ser práctico de implementar, puesto que relaciona de manera sencilla el desempeño del edificio con elementos estadísticos que fueron útiles para la visualización de los resultados obtenidos.
- Los valores de prueba utilizados para la evaluación de los factores sísmicos fueron determinados como aceptables según la Metodología de FEMA P695. Esto permite realizar la recomendación de utilizar $\Omega_o = 2$ para sistemas de marcos arriostrados concéntricamente con $R = 5$. Estos valores pueden ser optimizados en próximos trabajos, puesto que también se determinó que, para los edificios más altos, menor era el requerimiento del factor de sobrerresistencia (Annan, Youssef, & Naggar, 2009).
- El hecho de que se requirió amplificar significativamente los registros sísmicos para alcanzar un estado límite de falla en la estructura habla del importante nivel de sobrerresistencia con que se diseñan las estructuras industriales a partir de la norma NCh2369. Esto se alinea con la filosofía de diseño sísmico al considerar los altos costos y riesgo de vida que se tienen en el caso de que alguna estructura o elemento de una planta industrial falle y se obligue a detener la producción. Sin embargo, cabe señalar también que el método incremental de cargas postulado por el análisis IDA es cuestionable en el sentido que, al amplificar un registro para alcanzar un sismo de mayor magnitud, no se considera necesariamente la variación del contenido de frecuencias y la forma en que se propagan las ondas, por lo que se alteran las características originales del sismo.
- El criterio que indica que se alcanza un estado límite de colapso cuando se presencia un 10% de caída en la pendiente inicial de las curvas de IDA resultó ser más restrictivo que el criterio de las derivas.

- De las Figuras 5-1 a 5-3 (curvas de fragilidad de colapso) se observa que:
 - Podría existir una disminución en el desempeño de la estructura por la caída de ductilidad. Especialmente para estructuras diseñadas para un factor de sobrerresistencia $\Omega_o > 5$.
 - Solo 1 de los 12 modelos realizados para los arquetipos supera el 50% de falla como resultado del análisis IDA. Por lo tanto, para los edificios de mayor altura se podría diseñar utilizando un menor factor de sobrerresistencia que para los edificios de menor altura. Sin embargo, por simplicidad y para mantener un diseño más conservador, se recomienda asignar la mayor sobrerresistencia de diseño obtenida para los arquetipos (FEMA, 2009b).
 - Para los edificios más altos, con un menor requisito de sobrerresistencia, mayor es la ductilidad. Esto concuerda con estudios pasados que sugieren la existencia de esta relación (Hern & Colunga, 2011; Mahmoudi, 2003).
- La norma ASCE 7-10 presenta factores $R = 3.25$ y $\Omega_o = 2.0$ para una estructura de marcos ordinarios arriostrados concéntricamente. Estos valores se encuentran en línea con el valor del factor de sobrerresistencia determinado en este trabajo para una estructura equivalente.

Tiempos de Ejecución

- De la Figura 4-17 se observa que el tiempo total de ejecución del análisis IDA fue de aproximadamente 260[hr], duración no menor considerando que solo incluye el tiempo utilizado en el análisis mismo, y no en el procesamiento de resultados.

6.3 Limitaciones

Limitaciones de carácter general

- Se realizaron modelos 2D a partir de modelos 3D. Esta es una aproximación no siempre precisa, puesto que en ciertos casos, el desempeño de la estructura varía dependiendo del eje de estudio. En particular, podrían existir variaciones en el factor de sobrerresistencia y ductilidad de la estructura (Astica, 2012).
- Los macro-modelos, como su nombre lo indica, buscan modelar a escala macro a los modelos reales, por lo que existen obvias limitaciones en el alineamiento de ambos modelos. En un edificio real, las rótulas se forman principalmente en vigas o arriostramientos, mientras que en los macro-modelos realizados solo se crean las rótulas plásticas con el objetivo de entregar un nivel de sobrerresistencia y ductilidad a la estructura.
- Si se desea tener mayor precisión al calibrar los macro-modelos, además de las calibraciones utilizadas en este trabajo se recomienda realizar una calibración a partir de la comparativa de las curvas push-over de ambos modelos.
- Se tomaron algunas consideraciones al momento de generar los macro-modelos que tienen el potencial de generar una pérdida de exactitud en los resultados. Algunas de estas consideraciones fueron, por ejemplo, que las masas y rigideces por piso eran iguales, salvo en el último piso, al que se le asignó menor masa y rigidez.
- Siendo que en este trabajo se determinó una relación entre Ω_o y μ_T a partir de trabajos anteriores, se desconoce aún un método para cuantificar esta relación de manera precisa.
- Se utilizó una caracterización aproximada de la curva momento-rotación a través de una curva elástica perfectamente plástica. Existen otras maneras de caracterizar el comportamiento de la estructura que podrían ser más precisas.
- El análisis IDA está pensado para ser resuelto utilizando pasos pequeños en el escalamiento de los registros ($\Delta SF \sim 0.1$). En este caso, se utilizó un paso de $\Delta SF = 2$. Generalmente se recomienda el uso del método *hunt & fill*, el cual consiste en utilizar pasos grandes en el escalamiento de los sismos para así encontrar rápidamente la aceleración que genera inestabilidad global o falla en la estructura. Luego, se “llenan los agujeros” realizando una serie de análisis con pasos más pequeños que estén dentro del rango de los pasos tomados previamente, de manera de cubrir los valores de aceleración no considerados en los análisis ya realizados.

- Este trabajo es uno de los primeros estudios realizados en el área de investigación de la aplicabilidad de la metodología que incluye al factor de sobrerresistencia para el diseño estructural en Chile, por lo que se requiere una cantidad importante de estudios posteriores que lo expandan para otras estructuras. Se debe tener en cuenta que en este caso se estudió el desempeño de una estructura en particular, situada en un lugar y suelo específico en condiciones que no se tendrían necesariamente en todos los casos.

Limitaciones en la aplicación de la metodología de FEMA P695

- El uso de la Metodología fue adecuada para la realidad chilena. Vale decir, se utilizó una caracterización del peligro sísmico que no es planteada en FEMA P695. Además, para la realización del IDA, el set de registros definidos fue modificado y ajustado a sismos ocurridos en Chile.
- La Metodología sugiere que la calificación de la información dispuesta para el cálculo de la incertidumbre total sea realizada por un panel de expertos. En este caso, la información fue calificada por el mismo autor del trabajo.

6.4 Investigación Futura Sugerida

Recomendaciones de carácter general

- Se recomienda ampliar el estudio visto en este trabajo para más estructuras, con el objetivo de ir desarrollando nuevos arquetipos índices que modelen más casos que los vistos en este informe. Se pueden realizar variaciones modelando distintos sistemas estructurales, tipos de suelo, zonas sísmicas, factores de reducción, normas de diseño utilizadas, entre muchas otras.

Recomendaciones de software y tiempos de ejecución

- Se recomienda utilizar otro software para la realización de los análisis IDA. De la Figura 4-17 se puede notar que el tiempo que tardó el programa en realizar los análisis fue elevado. Por otro lado, se utilizó Microsoft Excel 2013 para el procesamiento de resultados. Siendo que éste tiene compatibilidad absoluta con SAP2000, no resultó ser práctico a la hora de traspasar resultados debido a la gran cantidad de datos que debían ser procesados.
- Se estima que el tiempo destinado al procesamiento de resultados fue mayor a 120[hr], lo que resulta ser una cantidad considerable de tiempo si se toma en cuenta que un análisis IDA de altísima precisión implica la realización de cientos de análisis adicionales a los realizados en este trabajo. En consecuencia, se recomienda utilizar programa distinto.

Bibliografía

- Acosta, J. (2010). “*Comportamiento de edificios con muros de corte de placas de acero.*” Memoria para optar al título de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- AISC. (2010a). “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”, ANSI/AISC 341-10. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- AISC. (2010b). “*Specification for Structural Steel Buildings*”, AISC/ANSI 360-10. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- Annan, C., Youssef, M., & Naggar, M. (2009). “Seismic Overstrength in Braced Frames of Modular Steel Buildings.” *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 13, No. 1, pp. 1–21.
- ASCE. (2005). “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*”, ASCE/SEI 7-05. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- ASCE. (2010). “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*”, ASCE/SEI 7-10. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Astica, G. (2012). “*Evaluación de las disposiciones de diseño sísmico para marcos arriostrados en edificios industriales.*” Memoria para optar al título de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Carrillo, J., Blandón-Valencia, J., & Ruabiano, A. (2013). “*A review of conceptual transparency in US and Colombian seismic design building codes*”, Vol. 33. Ingeniería e Investigación, Bogotá, Colombia.
- DIC. (2016). “Red de cobertura nacional de acelerógrafos.” Retrieved from <http://www.terremotosuchile.cl/>
- Elnashai, A., & Mwafy, A. (2002). “*Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings*” Vol. 11. The Structural Design of Tall Buildings, New Jersey, NJ.
- FEMA. (2000a). “*Prestandard and Comentario for the Seismic Rehabilitation of Buildings*”, FEMA-356. Prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2000b). “*Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*”, FEMA-350. Prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

- FEMA. (2006). *“Recommended provisions: Design Examples”*, FEMA-451. Prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2009a). *“NEHRP Recommended Seismic Provisions for NEw Buildings and Other Structures” FEMA P750*. Prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2009b). *“Quantification of Building Seismic Performance Factors”*, FEMA P695. Fema. Prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Gogus, A., & Wallace, J. (2014). “Seismic safety evaluation of reinforced concrete walls through FEMA P695 Methodology.” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 141, pp. 1–17.
- Hern, E. T., & Colunga, A. T. (2011). *“Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos”* (Vol. 68). *Revista de Ingenieria Sísmica*, Vol. 68, No. 84, pp. 47-68, DF México, México.
- Herrera, R., & Beltran, J. (2010). “Performance of steel structures during the February 27, 2010, Chile earthquake.” *15th WCEE*, Vol. 8.
- Ibarra, L., Medina, R., & Helmut, K. (2002). “Collapse assessment of deteriorating SDOF systems.” In *Proceedings. 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, Elsevier Science Ltd, paper #665.
- INN. (2003a). *“Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica - Requisitos”*, NCh2745.Of2003. *Building*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización.
- INN. (2003b). *“Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”*, NCh2369.Of2003. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización.
- INN. (2009). *“Diseño Estructural - Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso”*, NCh1537.Of2009. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- INN. (2010). *“Diseño Estructural - Combinaciones de Cargas”*, NCh3171.Of2010. *Buildings*. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- Lee, D., Shin, S., & Ju, Y. (2016). “Evaluation of seismic performance factors for steel DIAGRID structural system design.” *Earthquakes and Structures*, Vol. 10, No. 4, pp. 735–755.
- Mahmoudi, M. (2003). “The relationship between overstrength and members ductility of RC moment resisting frames.” In *2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1–8). Department of Civil Engineering, Sari Technical College, Sari, Iran.
- Malakoutian, M., Berman, J. W., Dusicka, P., & Lopes, A. (2016). “Quantification of Linked Column Frame seismic performance factors for use in seismic design.” *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 20, No. 4, pp. 535–558.

- Medalla, M., Peña, C., Bravo, M., & Hidalgo, P. (2015). "Disposiciones NCh2369 vs ASCE7 - Aplicación a Marcos Arriostrados." In *ACHISINA 2015* (pp. 1–12). Santiago, Chile.
- Mitchell, D., & Paultre, P. (1994). "Ductility and overstrength in seismic design of reinforced concrete structures." *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, No. 6, pp. 311–314.
- Myung, I. J. (2003). "Tutorial on maximum likelihood estimation," Vol. 47, pp. 90–100.
- Uang, C. (1989). "Establishing R (or R_w) and Cd factors for building seismic provisions." *Journal of Structural Engineering - ASCE*, 117, Vol. 117, No. 1, pp. 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 Ingeniería Sísmica, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (2002). "The Incremental Dynamic Analysis and Its Application To Performance-Based Earthquake Engineering." *European Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 31, No. 3, pp. 10.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (2004). "Applied Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, pp. 491–514.
- Wakabayashi, M. (1986). "*Design of earthquake-resistant buildings.*" McGraw-Hill Education, New York, NY: McGraw-Hill.

ANEXO A: Calibración de Macro-Modelos

En el presente Anexo se adjuntan todos los resultados de los análisis realizados para la calibración de los macro-modelos a partir de los modelos reales. Como se dijo en la Sección 3.1.2, la calibración consiste en dos etapas; análisis modal, donde se comparan masas, rigideces y periodos modales, y la segunda, que consiste en evaluar la Etapa 1 realizando un análisis tiempo-historia en ambos modelos y comparando las derivas por piso.

Análisis Modal

En las Tablas A-1, A-2 y A-3 se muestran algunos resultados de los análisis modales realizados tanto para los macro-modelos como para los modelos reales, con el fin de realizar una comparación entre los resultados obtenidos.

Tabla A-1. Resultados de análisis modales realizados para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-2.

EBM-2	Modal Participating Mass Ratios				
	Tipo de Análisis	Modo	Periodo [s]	UX	SumUX
	MODAL	1	0.16	0.94	0.94
MODAL	2	0.08	0.05	0.99	

MM-2	Modal Participating Mass Ratios				
	Tipo de Análisis	Modo	Periodo [s]	UX	SumUX
	MODAL	1	0.16	0.95	0.95
MODAL	2	0.06	0.05	1.00	

Error en la aproximación del periodo del modo 1: 0%

Error en la aproximación del periodo del modo 2: 25%

Tabla A-2. Resultados de análisis modales realizados para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-4.

EBM-4	Modal Participating Mass Ratios				
	Tipo de Análisis	Modo	Periodo [s]	UX	SumUX
	MODAL	1	0.32	0.87	0.87
MODAL	2	0.11	0.12	0.99	

MM-4	Modal Participating Mass Ratios				
	Tipo de Análisis	Modo	Periodo [s]	UX	SumUX
	MODAL	1	0.32	0.89	0.89
MODAL	2	0.11	0.08	0.98	

Error en la aproximación del periodo del modo 1: 0%

Error en la aproximación del periodo del modo 2: 0%

Tabla A-3. Resultados de análisis modales realizados para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-6.

EBM-6	Modal Participating Mass Ratios				
	Tipo de Análisis	Modo	Periodo [s]	UX	SumUX
	MODAL	1	0.44	0.81	0.81
MODAL	2	0.15	0.16	0.96	

MM-6	Modal Participating Mass Ratios				
	Tipo de Análisis	Modo	Periodo [s]	UX	SumUX
	MODAL	1	0.44	0.87	0.87
MODAL	2	0.14	0.11	0.98	

Error en la aproximación del periodo del modo 1: 0%

Error en la aproximación del periodo del modo 2: 7%

Verificación de Cargas

Las Tablas A-4, A-5 y A-6 muestran las reacciones en la base de los edificios y de los macro-modelos, desglosando las cargas según su tipo.

Tabla A-4. Comparación de reacciones basales para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-2.

EBM-2	Reacciones Basales			
	Tipo	F_x total [tonf]	F_y total [tonf]	F_z total [tonf]
	DEAD	0.00	0.00	25.23
	LIVE	0.00	0.00	97.20
	EQUIPO	0.00	0.00	9.99
	MSIS (1.05D + 0.25L)	0.00	0.00	61.28

MM-2	Reacciones Basales			
	Tipo	F_x total [tonf]	F_y total [tonf]	F_z total [tonf]
	DEAD	0.00	0.00	3.71
	DM	0.00	0.00	55.45
	MSIS (1.05D + 0.25L)	0.00	0.00	62.12

Error en la aproximación peso sísmico: 1.35%

Tabla A-5. Comparación de reacciones basales para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-4.

EBM-4	Reacciones Basales			
	Tipo	F_x total [tonf]	F_y total [tonf]	F_z total [tonf]
	DEAD	0.00	0.01	50.59
	LIVE	0.00	0.00	194.40
	EQUIPO	0.00	0.00	29.97
	MSIS (1.05D + 0.25L)	0.00	0.00	133.19

MM-4	Reacciones Basales			
	Tipo	F_x total [tonf]	F_y total [tonf]	F_z total [tonf]
	DEAD	0.00	0.00	7.51
	DM	0.00	0.00	122.00
	MSIS (1.05D + 0.25L)	0.00	0.00	135.99

Error en la aproximación peso sísmico: 2.06%

Tabla A-6. Comparación de reacciones basales para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-6.

EBM-6	Reacciones Basales			
	Tipo	F_x total [tonf]	F_y total [tonf]	F_z total [tonf]
	DEAD	0.00	0.00	79.50
	LIVE	0.00	0.00	291.60
	EQUIPO	0.00	0.00	49.95
MSIS (1.05D + 0.25L)	0.00	0.00	208.82	

MM-6	Reacciones Basales			
	Tipo	F_x total [tonf]	F_y total [tonf]	F_z total [tonf]
	DEAD	0.00	0.00	13.83
	DM	0.00	0.00	191.81
	MSIS (1.05D + 0.25L)	0.00	0.00	215.93

Error en la aproximación peso sísmico: 3.29%

Verificación de Derivas

Una de las condiciones más importantes a cumplir es que los macro-modelos tengan desplazamientos y derivas similares (o iguales) a las de la estructura real. Para la verificación de derivas, se realizó en SAP2000 una serie de análisis tiempo-historia, verificando así la similitud de derivas a lo largo de la ocurrencia del sismo.

En las Tablas A-7, A-8 y A-9 se muestran las derivas máximas entre pisos obtenidas por un análisis de tiempo-historia que utilizó el registro sísmico "PICA05EW" (ver Tabla 3-3). Cabe destacar nuevamente que esta tabla solo busca ejemplificar la magnitud del error que existe al estimar derivas máximas en los macro-modelos. La calibración se realizó con un amplio set de análisis de tiempo-historia.

Tabla A-7. Verificación de derivas a partir de análisis tiempo-historia para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-2.

Grupo de Arquetipos MM-2	Desplazamiento Máximo [cm]	Deriva entre pisos [-]
Piso 1	1.35	0.004
Piso 2	2.12	0.002
Modelo Edificio EBM-2	Desplazamiento Máximo [cm]	Deriva entre pisos [-]
Piso 1	1.29	0.004
Piso 2	2.01	0.002

Error promedio en la aproximación de derivas: 0.00%

Tabla A-8. Verificación de derivas a partir de análisis tiempo-historia para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-4.

Grupo de Arquetipos MM-4	Desplazamiento Máximo [cm]	Deriva entre pisos [-]
Piso 1	2.71	0.008
Piso 2	5.23	0.007
Piso 3	7.16	0.006
Piso 4	8.17	0.003
Modelo Edificio EBM-4	Desplazamiento Máximo [cm]	Deriva entre pisos [-]
Piso 1	2.27	0.006
Piso 2	4.54	0.006
Piso 3	6.44	0.005
Piso 4	7.62	0.003

Error promedio en la aproximación de derivas: 10.52%

Tabla A-9. Verificación de derivas a partir de análisis tiempo-historia para la calibración de los macro-modelos. Grupo de Arquetipos MM-6.

Grupo de Arquetipos MM-4	Desplazamiento Máximo [cm]	Deriva entre pisos [-]
Piso 1	1.38	0.004
Piso 2	2.44	0.003
Piso 3	3.6	0.003
Piso 4	4.55	0.003
Piso 5	5.22	0.002
Piso 6	5.55	0.001
Modelo Edificio EBM-4	Desplazamiento Máximo [cm]	Deriva entre pisos [-]
Piso 1	1.17	0.003
Piso 2	2.14	0.003
Piso 3	3.11	0.003
Piso 4	4.25	0.003
Piso 5	5.34	0.003
Piso 6	6.19	0.002

Error promedio en la aproximación de derivas: 18.06%

Siendo que los errores promedio parecieran no ser pequeños, se determinó que para efectos de este estudio resultan ser mínimos considerando los órdenes de magnitud con que se trabajan los resultados.

ANEXO B: Curvas Momento – Rotación en Rótulas Plásticas de Elementos Verticales

En las Figuras B-1 a B-12 se muestran las curvas de momento – rotación para cada piso y arquetipo estudiado. Estas fueron desarrolladas a partir del corte de diseño proveniente de la norma nacional NCh2369, del factor de sobrerresistencia Ω_o y la ductilidad del edificio μ_T .

- **Grupo de Arquetipos MM-2**

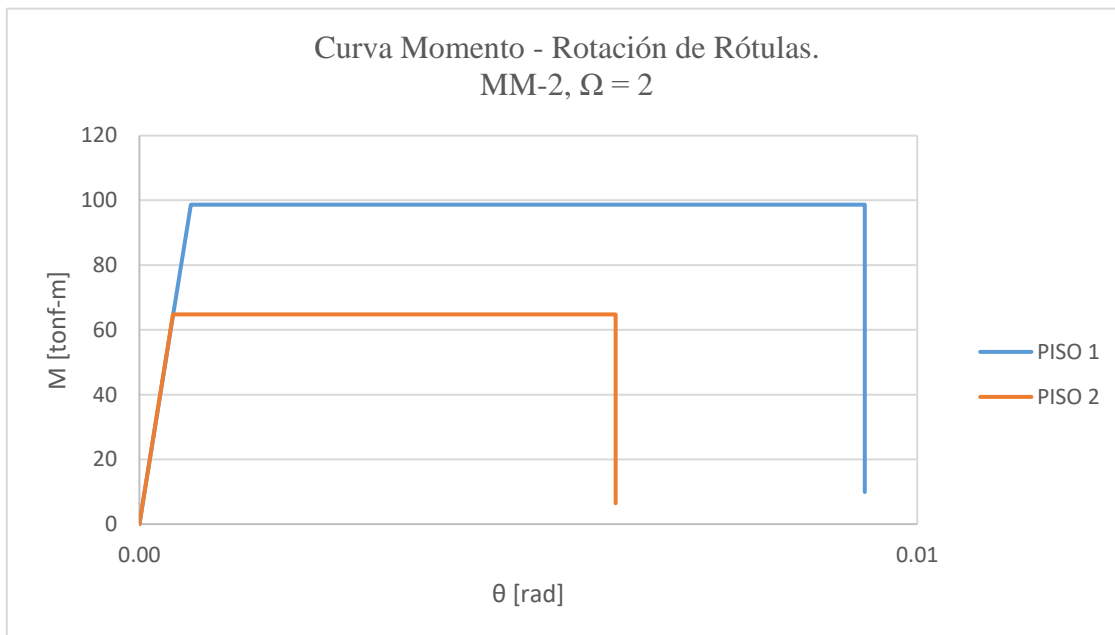


Figura B-1. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-2 FSR2

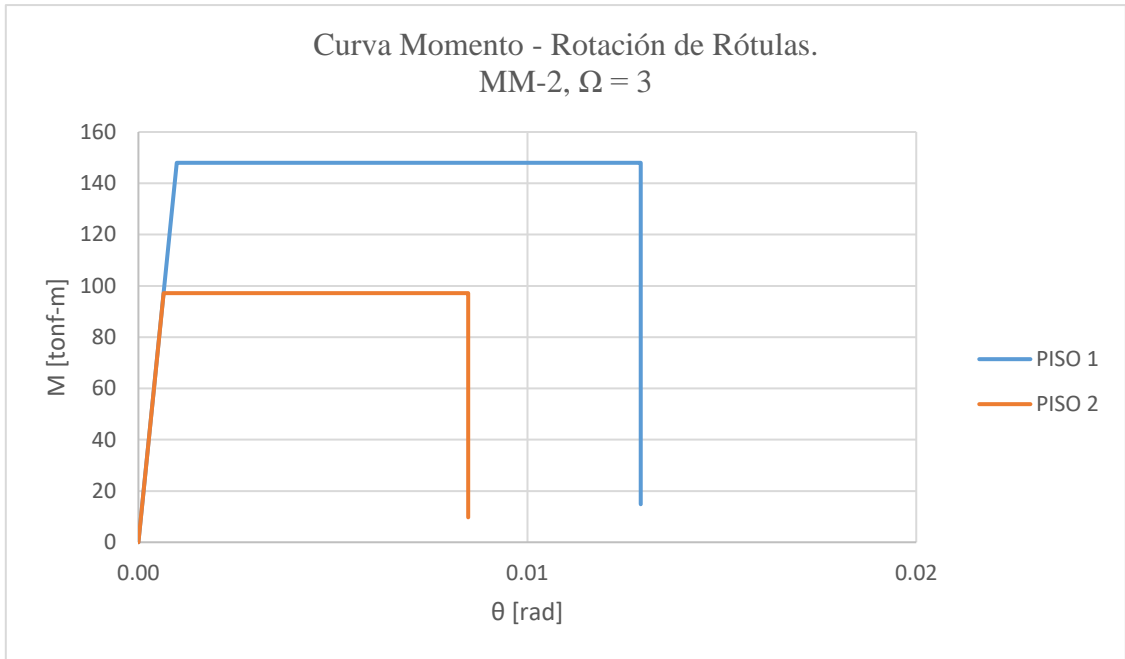


Figura B-2. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-2 FSR3

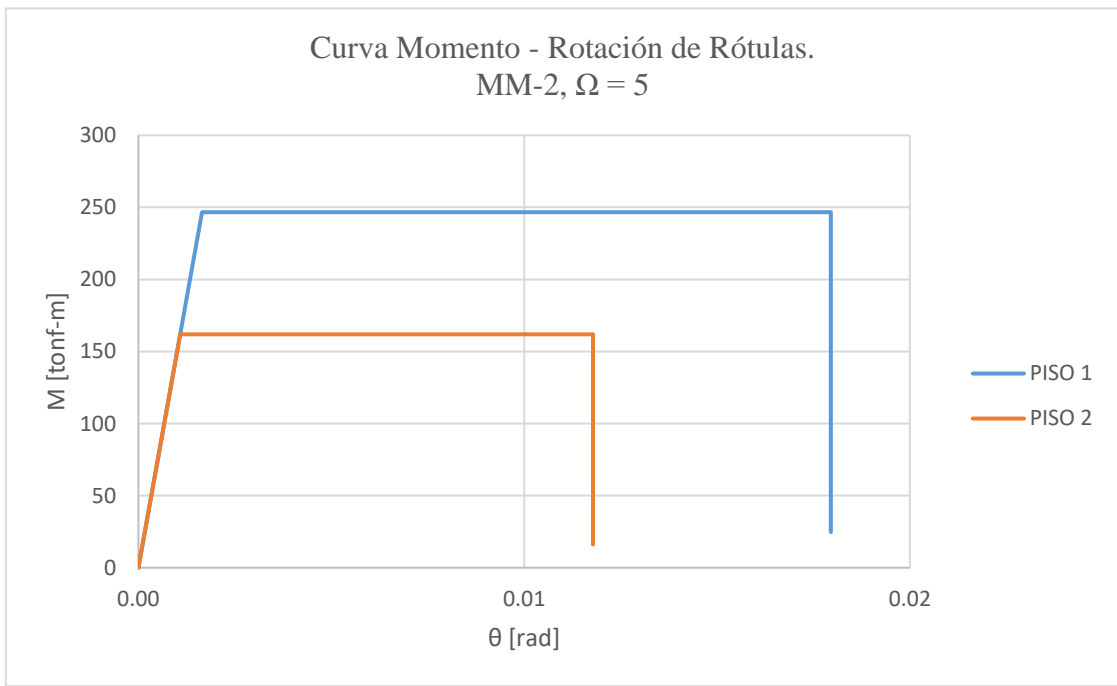


Figura B-3. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-2 FSR5

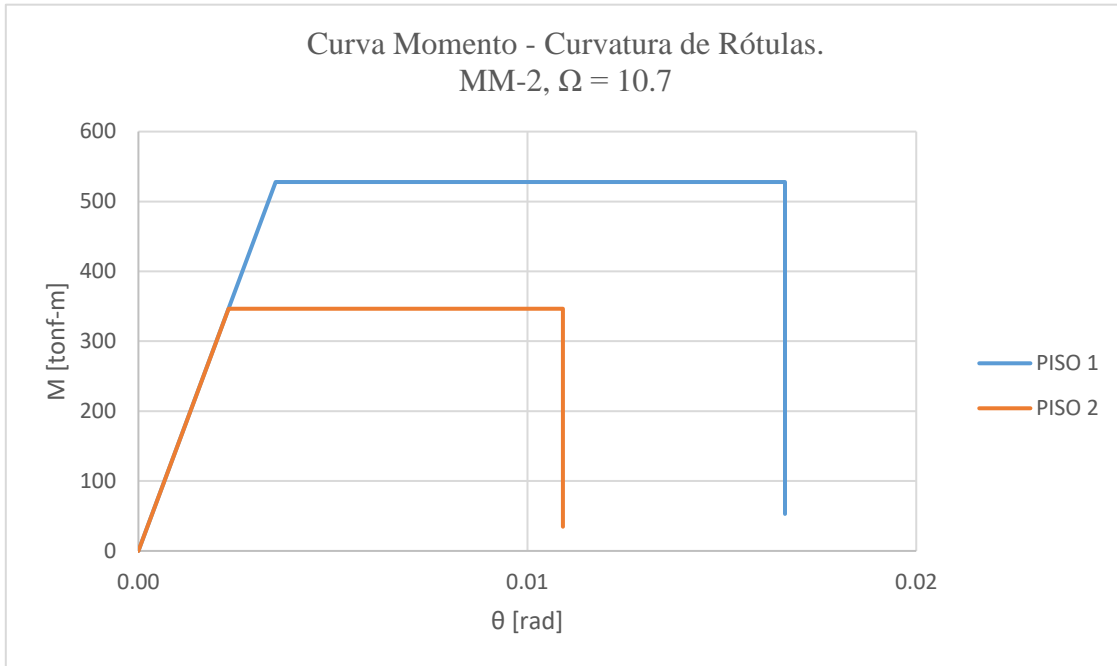


Figura B-4. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-2 FSR10.7

- **Grupo de Arquetipos MM-4**

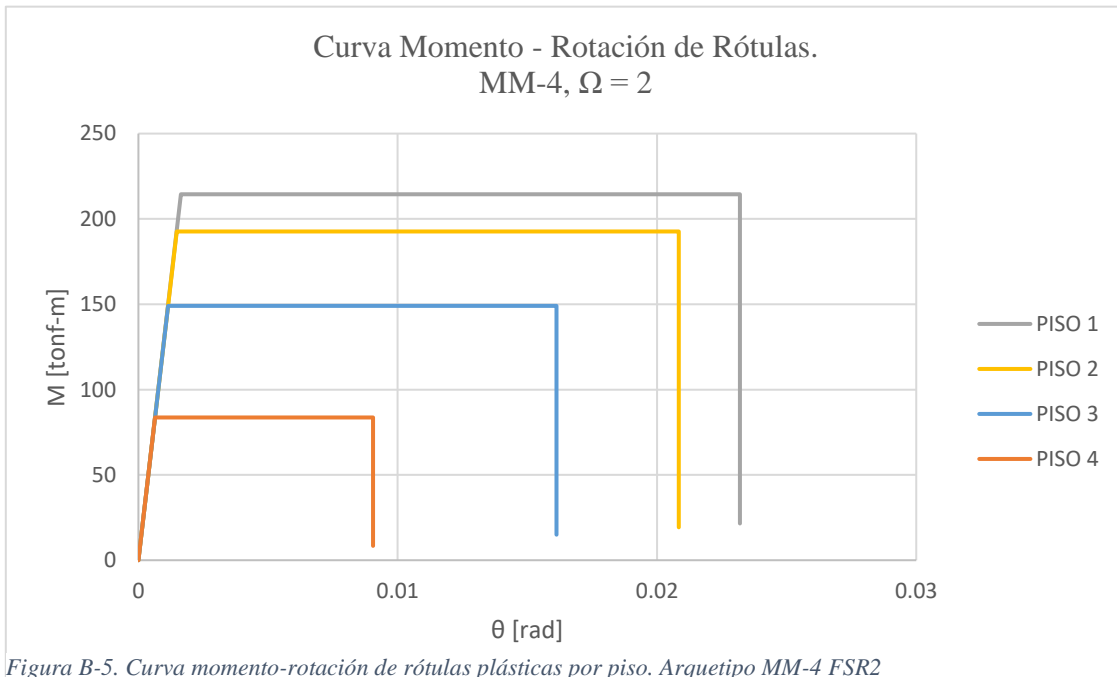


Figura B-5. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-4 FSR2

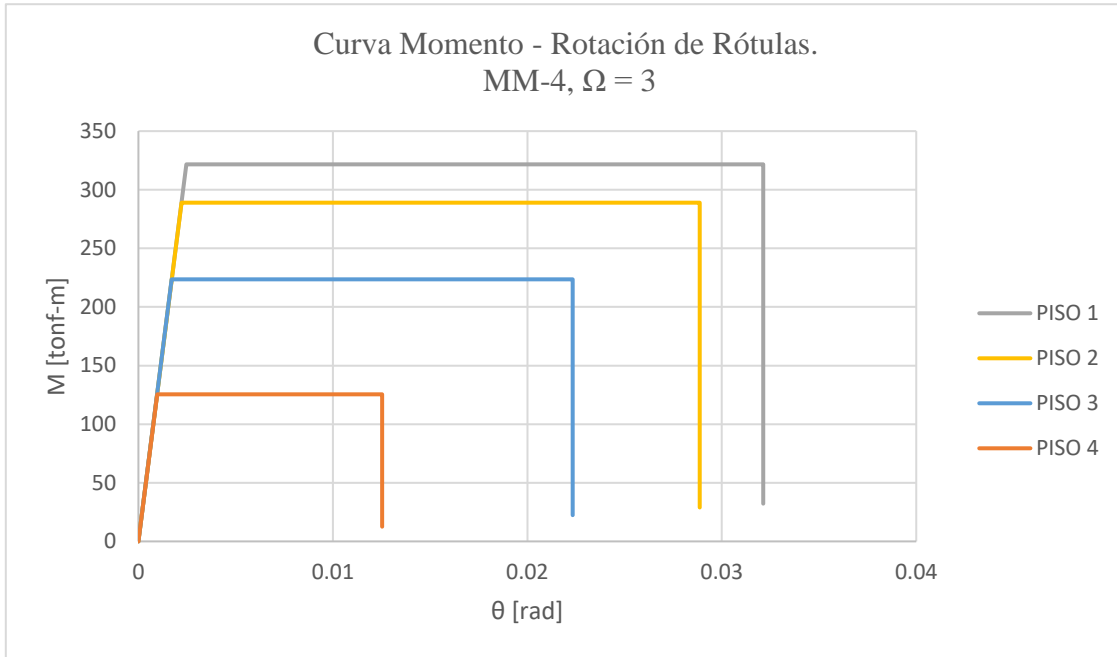


Figura B-6. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-4 FSR3

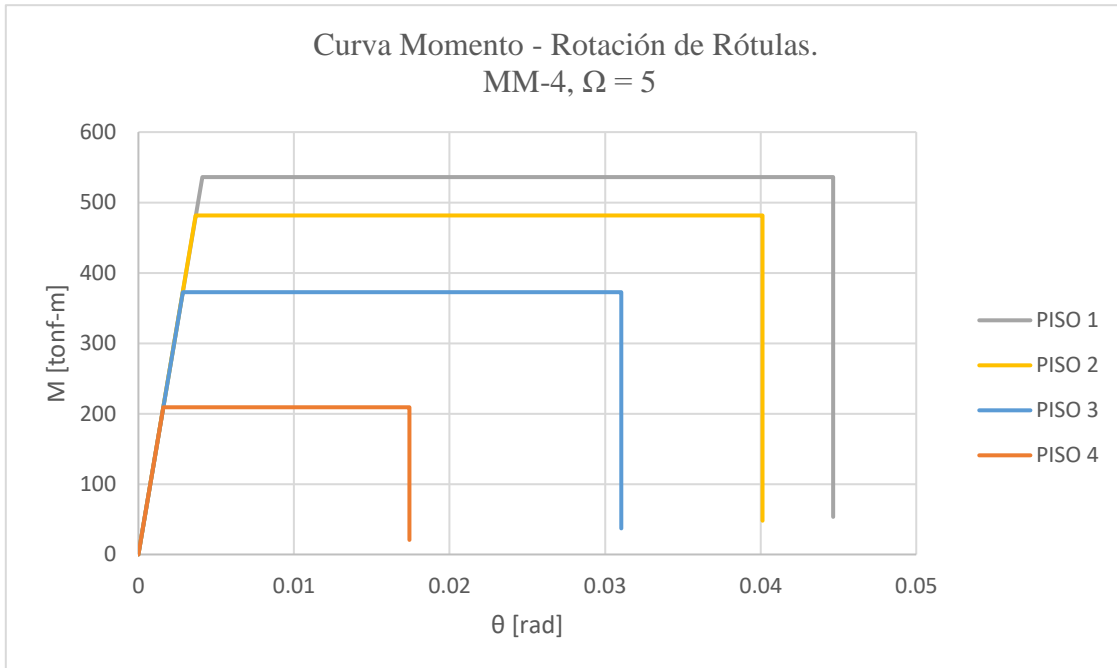


Figura B-7. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-4 FSR5

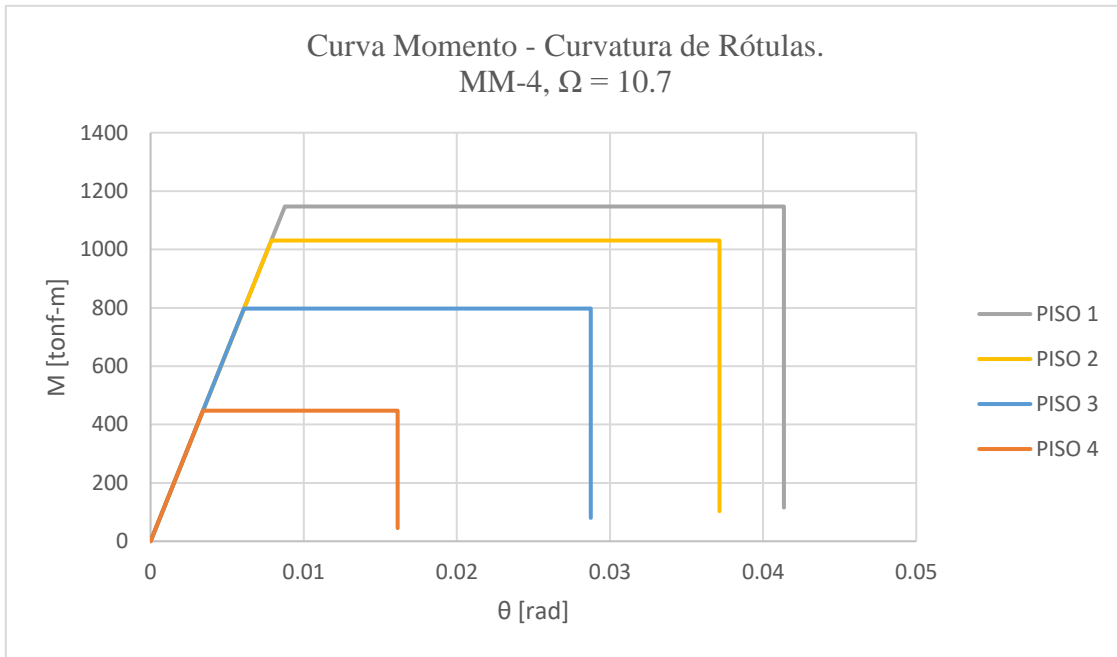


Figura B-8. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-4 FSR10.7

- **Grupo de Arquetipos MM-6**

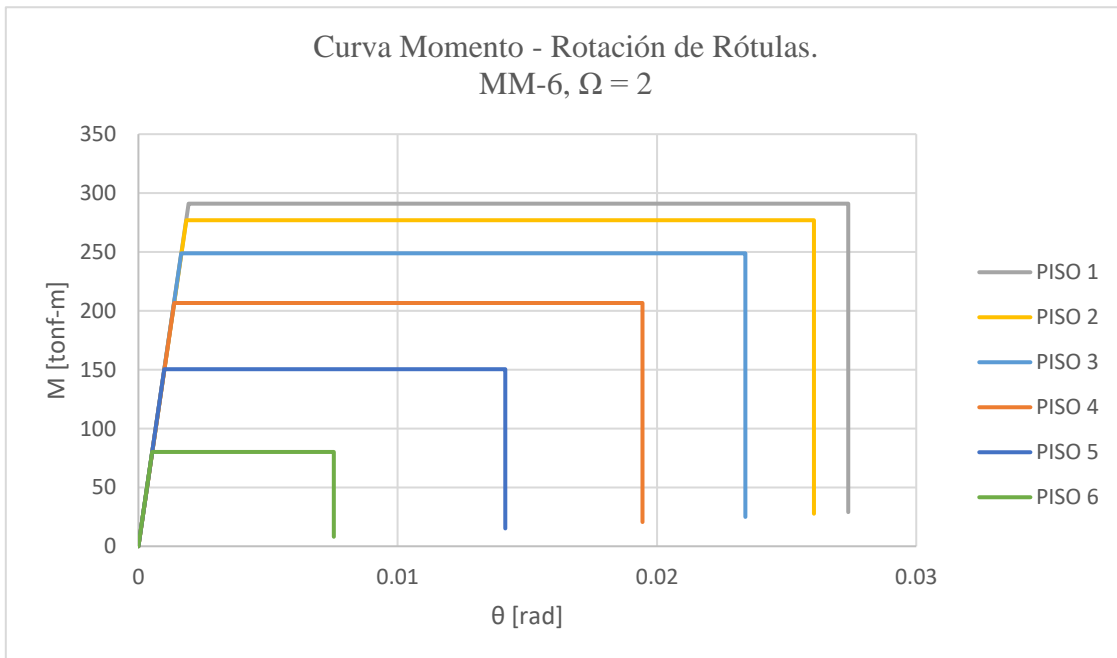


Figura B-9. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-6 FSR2

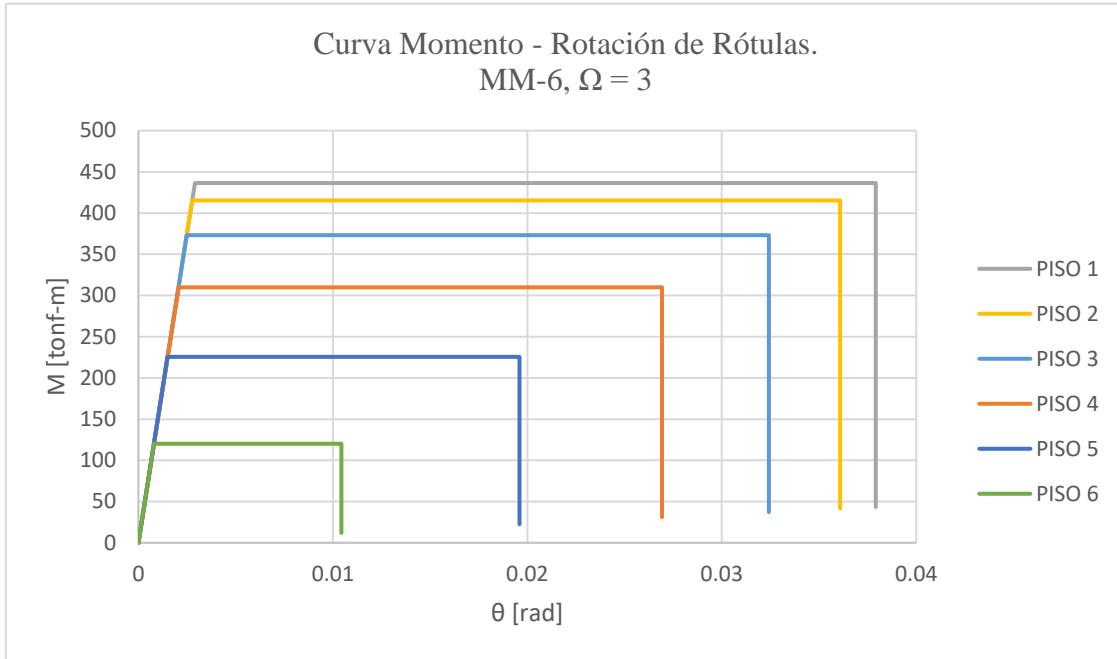


Figura B-10. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-6 FSR3

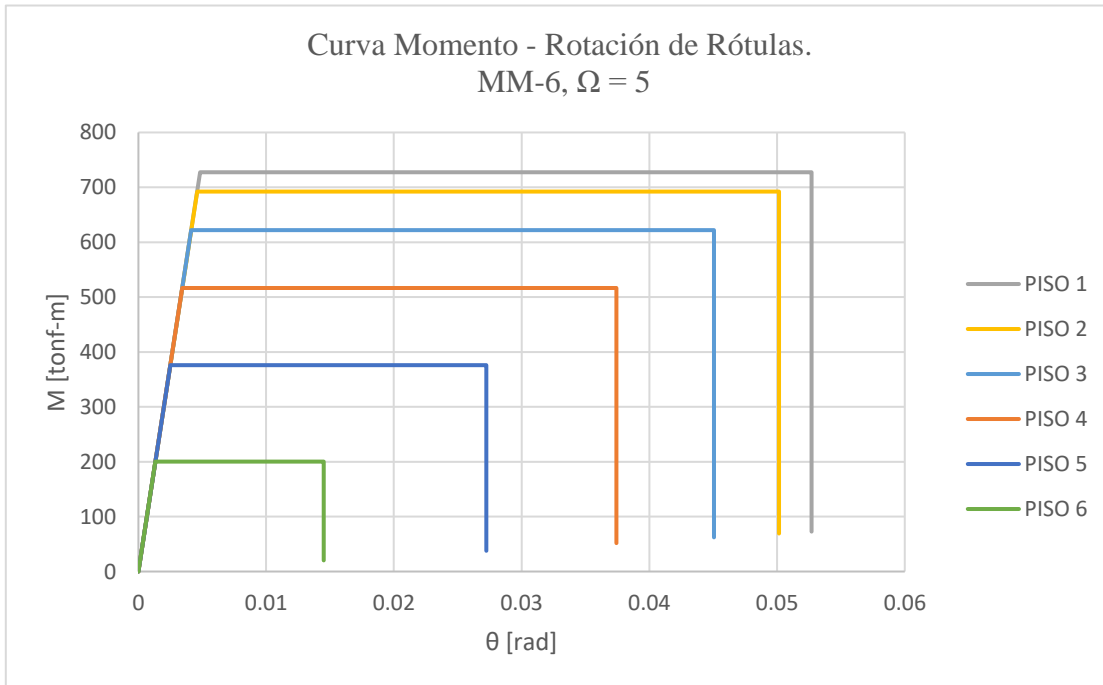


Figura B-11. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-6 FSR5

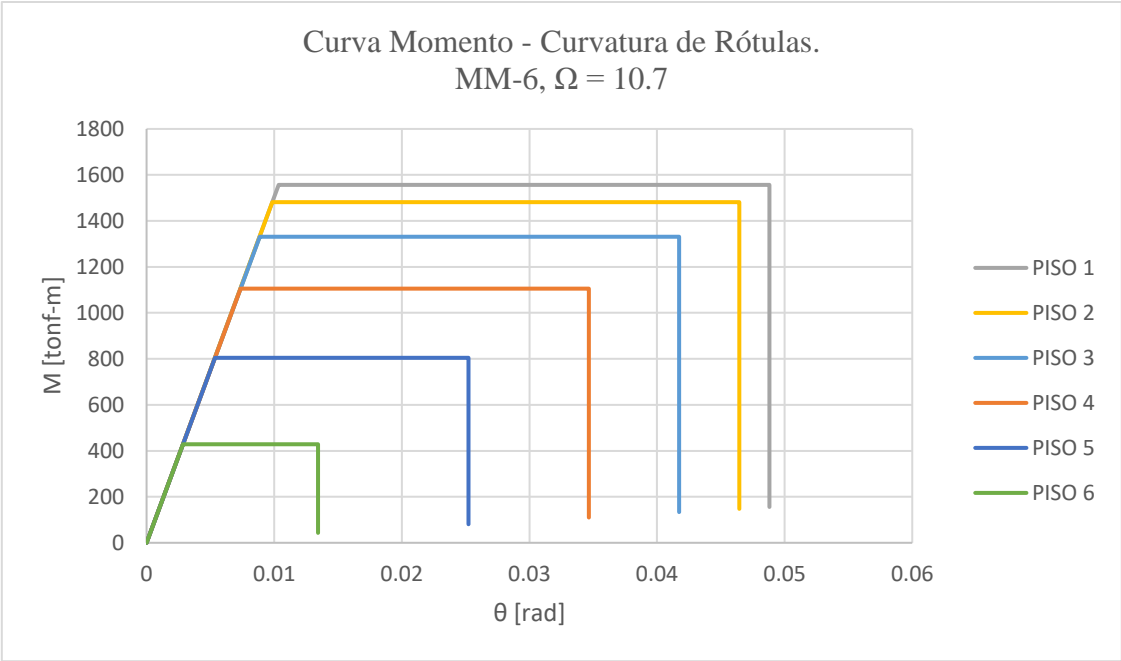


Figura B-12. Curva momento-rotación de rótulas plásticas por piso. Arquetipo MM-6 FSR10.7