

7

Análisis No Lineal Dinámico Incremental De Marcos Especiales A Momento Compuestos (C-SMF)

Incremental Dynamic Nonlinear Analysis of Composite Moment Frames (C-SMF)

Autores

Gilbert Adrián Añezco Campoverde

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje,
ganazco@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0002-9071-1601>

Paul André Añezco Campoverde

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje,
panazco@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0001-8981-3769>

Freddy Leonardo Espinoza Urgilés

Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Km 5 ½ Machala-Pasaje,
fespinoza@utmachala.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0002-0577-0448>

7

Análisis No Lineal Dinámico Incremental De Marcos Especiales A Momento Compuestos (C-SMF)

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se evalúa el desempeño sísmico y el riesgo de colapso de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF), utilizando la metodología de FEMA P695. Para llevar a cabo este planteamiento, se realizó el diseño de varias configuraciones de edificios prototipo en 2D de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura tomados de una planta típica, ubicados en diferente zonificación sísmica y tipo de suelo, aplicando la norma chilena NCh 433. Se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) y la no linealidad del material al implementar modelos de plasticidad concentrada basados en fibras utilizando las curvas efectivas de esfuerzo-deformación para dicho fin. Se utilizó el software SAP2000 versión 19.1.1 para llevar a cabo todo el trabajo de investigación. Seguidamente, se realizaron análisis no lineales dinámicos incrementales (Tiempo-Historia) para obtener la intensidad media de colapso y la razón del margen de colapso para así poder evaluar el desempeño sísmico comparando la razón del margen de colapso ajustado calculada ACMR con los valores admisibles propuestos por FEMA P695. Acorde a los resultados obtenidos, los factores de desempeño sísmico para uso normativo en C-SMF que se recomiendan son: factor de sobrerresistencia igual a 3,0, factor de reducción de respuesta sísmica igual a 6,0 y factor de amplificación de desplazamientos igual a 5,5. La evaluación del desempeño fue satisfactoria para todos los casos individuales y grupales; sin embargo, a criterio de los autores, el sistema estructural C-SMF asegura la protección de vida y puede ser incluido en normativa nacional colocando una limitación en altura de 12 pisos.

Palabras clave: Análisis No Lineal Dinámico, Desempeño Sísmico, Marcos Especiales a Momento Compuestos.

ABSTRACT

This research evaluates the seismic performance and collapse risk of composite special moment frames (C-SMF) using the FEMA P695 methodology. To achieve this, several prototype building configurations in 2D with 3, 6, 8, 12, and 16 stories were designed based on a typical floor plan, located in different seismic zones and soil types, following the Chilean standard NCh 433. Geometric nonlinearity (P-Delta effect) and material nonlinearity were incorporated by implementing concentrated plasticity models based on fibers, using effective stress-strain curves for this purpose. The SAP2000 software, version 19.1.1, was utilized to conduct the entire research work. Subsequently, incremental dynamic nonlinear analyses (Time-History) were performed to determine the mean collapse intensity and collapse margin ratio (CMR), enabling the evaluation of seismic performance by comparing the adjusted collapse margin ratio (ACMR) with the allowable values proposed by FEMA P695. According to the results, the recommended seismic performance factors for regulatory use in C-SMF are: an overstrength factor of 3,0, a seismic response reduction factor of 6,0, and a displacement amplification factor of 5,5. The performance evaluation was satisfactory for all individual and group cases; however, the authors conclude that the C-SMF structural system ensures life safety and can be incorporated into national regulations with a height limitation of 12 stories..

Keywords: Nonlinear Dynamic Analysis, Seismic Performance, Composite Special Moment Frames.

Nota Editorial: Recibido: Febrero 2025 Aceptado: Marzo 2025

1. INTRODUCCIÓN

El análisis estructural ha experimentado una transformación significativa en las últimas décadas, impulsado por la necesidad de evaluar el comportamiento de estructuras sometidas a cargas extremas y eventos dinámicos complejos, como sismos, explosiones o vientos huracanados. En este contexto, el análisis no lineal dinámico (AND) emerge como una herramienta indispensable para capturar con precisión la respuesta real de sistemas estructurales bajo condiciones que superan los límites del comportamiento elástico y lineal [1]. A diferencia de los métodos tradicionales (basados en simplificaciones lineales y estáticas), este enfoque integra la variabilidad temporal de las cargas, la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) y la no linealidad del material (plasticidad, fisuración), así como interacciones complejas como el contacto entre elementos o la dependencia de la rigidez en el tiempo [2].

Una de las principales ventajas del AND radica en su capacidad para modelar fenómenos irreversibles, como la degradación de rigidez, la disipación de energía histerética y la redistribución de esfuerzos tras el inicio de daño localizado. Esto permite predecir con mayor exactitud el colapso progresivo, identificar modos de falla no intuitivos y optimizar el diseño mediante una evaluación realista de la ductilidad y capacidad resistente. Además, al considerar la historia completa de carga, el método supera las limitaciones de los análisis estáticos equivalentes o espectrales, que subestiman efectos acumulativos en estructuras sometidas a movimientos sísmicos de larga duración o cargas cíclicas [3].

Los beneficios del AND se extienden también a la innovación en materiales y sistemas estructurales. Por ejemplo, en estructuras con aislamiento sísmico, disipadores de energía o materiales compuestos, el análisis no lineal dinámico facilita la validación de tecnologías avanzadas al simular su respuesta bajo escenarios extremos. Asimismo, contribuye a la sostenibilidad al reducir sobredimensionamientos, optimizar el uso de recursos y prolongar la vida útil mediante estrategias de reparación basadas en daño predecible. En la era de las normativas basadas en desempeño, el AND se consolida como un pilar para diseñar estructuras resilientes, seguras y económicamente eficientes, marcando un hito en la ingeniería moderna frente a los desafíos de un entorno en constante evolución [4].

Chile es un país situado en una de las zonas sísmicas más activas del mundo, con una historia de terremotos destructivos (Mw9,5-1960, Mw8,8-2010, Mw8,3-2015). Esto exige que las estructuras cumplan con rigurosos estándares de diseño sísmico, garantizando resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía. En este contexto, los sistemas estructurales innovadores, como los pórticos especiales a momento compuestos (C-SMF) con columnas tubulares de acero rellenas de hormigón (CFT) y vigas de perfil W, emergen como alternativas técnicas prometedoras. En países con alta sismicidad (Japón, EE.UU.), las CFT ya se utilizan en edificios altos y puentes. Sin embargo, en Chile su empleo es incipiente, limitado a proyectos puntuales (torres de oficinas, hospitales), lo que señala la necesidad de estudios locales para validar su eficacia bajo normativa nacional.

Chile carece de guías específicas para su implementación en C-SMF. Esto justifica estudios que: validen modelos numéricos y experimentales simulando sismos chilenos (registros de subducción), optimicen detalles constructivos como refuerzos en nodos, espesores de tubos, dosificación de hormigón y evalúen costos y plazos para posicionar a los C-SMF como alternativa competitiva frente a sistemas tradicionales (muros estructurales de hormigón armado). Aunque el acero estructural es común en Chile, las CFT aún no se masifican por desconocimiento técnico y resistencia al cambio. Dentro del marco normativo chileno se enfatizan sistemas disipativos, lo que favorece a los C-SMF si se demuestra su eficacia mediante análisis.

En el presente trabajo de investigación se evalúa el desempeño sísmico y el riesgo de colapso de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF), utilizando la metodología de FEMA P695 [5]. El éxito y la versatilidad de las estructuras compuestas se puede expresar en una explicación sencilla y comprensible: el hormigón reacciona muy bien a la compresión, mientras que el acero se comporta muy bien a la tracción. Estas ventajas se pueden utilizar para lograr un diseño ligero y eficaz mediante la combinación de los dos materiales en una estructura que resiste eficazmente la flexión y las fuerzas axiales. Además, las CFT reducen la huella de carbono al minimizar el uso de hormigón y acero, alineándose con políticas de construcción sustentable. Dentro de los beneficios y ventajas se tiene:

La estructura compuesta de acero y hormigón es aproximadamente un 30% más ligero que el hormigón armado y un 2% más pesado que el acero estructural. Esta reducción significativa en el peso de los materiales compuestos en comparación con el hormigón armado junto con la eliminación de una gran cantidad de trabajo, contribuye a un factor enorme en la reducción de los plazos de construcción. Como resultado, el montaje y la instalación en sitio son más fáciles y los costos de mano de obra se pueden minimizar [6].

Con una sección transversal relativamente pequeña, la construcción compuesta de acero y hormigón puede llegar a alcanzar altas resistencias. Se pueden reducir el tamaño de los elementos de apoyo, incluidos los costos de cimentación; esto debido al peso reducido de la construcción compuesta, lo que minimiza las fuerzas que deben resistir los elementos. Se obtienen diseños compactos, estéticos, económicos, seguros y ecológicos debido a la relación resistencia-peso que es superior en los materiales compuestos. Trabajos como el apuntalamiento, actividades temporales y encofrados se pueden eliminar al utilizar construcción compuesta.

En construcción compuesta, los ahorros pueden llegar al 10% en comparación con el hormigón armado y al 7% en comparación con el acero estructural. El acero recubierto con hormigón no solo mejora la resistencia de los miembros compuestos, sino que protege toda la estructura de los efectos adversos del fuego, el pandeo y la corrosión [7]. Debido al acero estructural, las vigas compuestas pueden cubrir vanos más largos sin necesidad de columnas intermedias. Las columnas compuestas proporcionan una conexión más fácil a las vigas de acero; además, reducen la necesidad de colocar refuerzo transversal y la fijación de tirantes laterales que requiere mucho tiempo.

Las columnas compuestas que involucran tubos de acero o revestimientos de tuberías simplifican los trabajos de cimentación y la construcción en cuerpos de agua, así como también el hormigonado de los pisos sucesivos puede proceder sin tener que esperar a que los pisos previamente moldeados ganen resistencia [8]. El sistema steel deck proporciona un refuerzo de momento positivo para el piso compuesto, requiriendo solo pequeñas cantidades de barras de temperatura para controlar el agrietamiento.

En el presente trabajo, como primer punto se realizó el diseño de varias configuraciones de edificios prototipo en 2D de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura conformados únicamente por columnas tubulares cuadradas de acero rellenas de hormigón y vigas principales de acero estructural perfil W; la variación en altura se optó con la finalidad de tener una amplia variedad de estructuras rígidas de período corto y estructuras flexibles de período largo, tomados de una planta típica, ubicados en diferente zonificación sísmica y tipo de suelo, aplicando la norma chilena NCh 433 [9]. Se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) y la no linealidad del material al implementar modelos de plasticidad concentrada basados en fibras utilizando las curvas efectivas de esfuerzo-deformación para dicho fin. Se utilizó el software SAP2000 versión 19.1.1 para llevar a cabo todo el trabajo de investigación.

Como segundo punto se realizaron análisis no lineales dinámicos incrementales (Tiempo-Historia) para obtener la Intensidad Media de Colapso (\hat{S}_{CT}), la Razón del Margen de Colapso (CMR) y así poder evaluar el desempeño sísmico comparando la Razón del Margen de Colapso Ajustado (ACMR) con los valores admisibles propuestos por FEMA P695 [5]. El propósito de esta metodología es determinar el Factor de Reducción de Respuesta Sísmica (R), el Factor de Amplificación de Desplazamientos (Cd) y el Factor de Sobrerresistencia (Ω_o) para que cuando sean propiamente implementados en los procesos de diseño, las edificaciones resulten con una seguridad equivalente contra el colapso durante un terremoto de manera similar a la seguridad que brindan los actuales códigos de diseño sísmico. Además, busca afirmar que el sistema estructural analizado asegure la protección de vida cuando posea una baja probabilidad de colapso (<10%) al ser sometida al Sismo Máximo Considerado (MCE) con la finalidad de incluir el sistema C-SMF en normativa nacional chilena para resistir fuerzas laterales inducidas por sismos.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El sistema resistente a cargas laterales se compone de columnas conformadas por perfiles tubulares cuadrados de acero rellenos de hormigón (CFT) y vigas principales de perfil W. Los materiales utilizados en el presente trabajo de investigación son de alta resistencia, decisión tomada para asegurar elementos resistentes y rígidos a pesar de su esbeltez; además se les da un uso más eficiente a ambos materiales. Para el perfil tubular de acero de la columna compuesta se utiliza un ASTM A500 con un $F_y= 550$ MPa (80 KSI), para la viga de acero de perfil W se utiliza un ASTM A992 con un $F_y= 345$ MPa (50 KSI), ambos con un módulo de elasticidad de $E_s= 200000$ MPa. El hormigón utilizado en la columna compuesta posee una resistencia a la compresión de $f'_c= 55$ MPa (8 KSI) con un módulo de elasticidad de $E_c= 34856$ MPa. La configuración estructural de los edificios prototipo es en 2D, siendo estos de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura con un máximo de 5 vanos ($L=6$ m/vano); además se tiene una altura constante de entrepiso de $H=4$ m.

En la Figura 1 se presenta únicamente la planta y elevación típica del edificio de 8 pisos, así como también las secciones transversales de columnas y vigas utilizadas, donde el marco seleccionado para la modelación es un pórtico representativo de la estructura; se recalca que todos sus pórticos son resistentes a momento por ser este el sistema de piso comúnmente utilizado en la construcción. Los edificios a diseñar corresponden a una categoría ocupacional II destinados a oficina ubicados en zona sísmica 2 y 3 sobre suelo C, D, E, utilizando el espectro de la norma NCh 433 [9] para considerar las cargas sísmicas. Se definen cargas gravitacionales aplicadas directamente sobre las vigas principales como $D_{piso}= 3,0$ T/m, $L_{piso}= 1,5$ T/m, $D_{techo}= 2,3$ T/m, $L_{techo}= 0,6$ T/m.

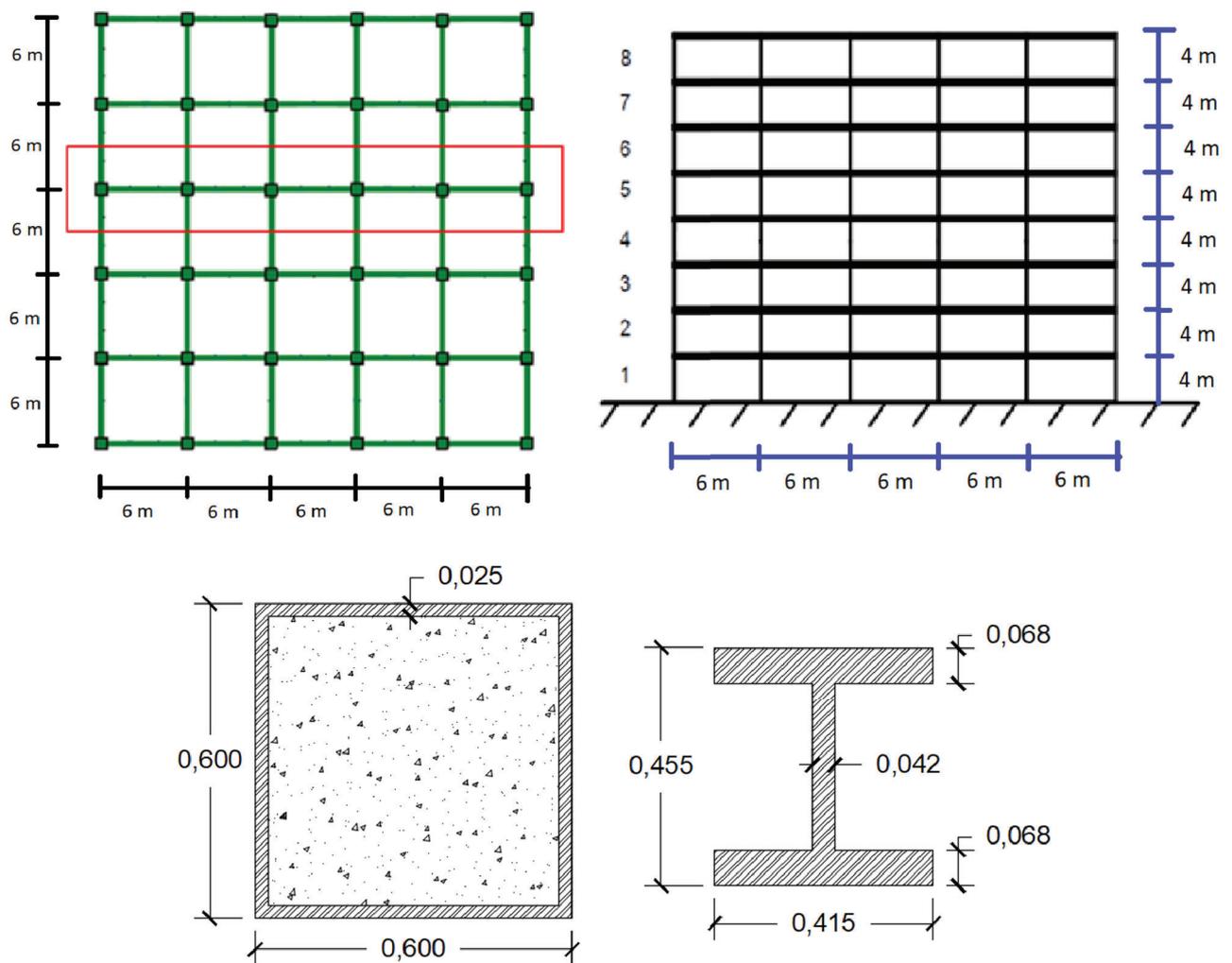
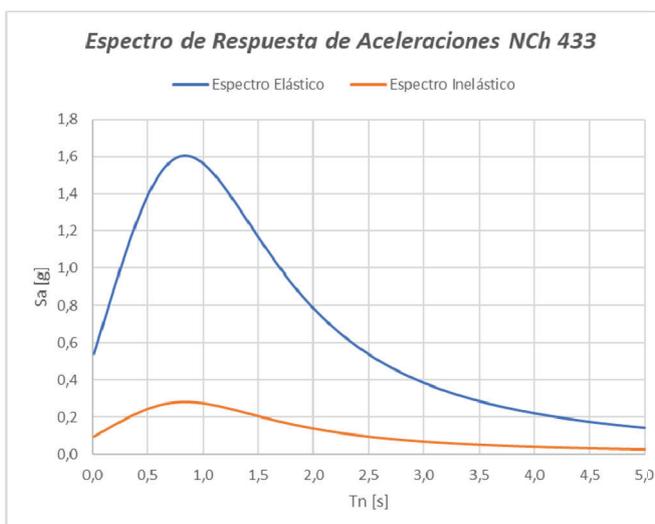


Figura 1: Planta y Elevación Típica de los Edificios Chilenos. Secciones transversales representativas de columna compuesta (CFT) y viga de perfil W.

La Figura 2 muestra el espectro de diseño elástico e inelástico de la NCh 433. En la tabla de la mencionada figura se presenta como ejemplo el diseño sísmico del edificio prototipo de 8 pisos. Acorde a la normativa chilena, "R" es el factor de modificación de respuesta sísmica a ser utilizado en análisis lineales-estáticos (fuerzas laterales), "Ro" es el factor de modificación de respuesta sísmica a ser utilizado en análisis lineales-dinámicos (modal espectral), "R*" es el factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis y depende de Ro. Finalmente "R**" es el factor R* corregido para que el corte basal del programa SAP2000 no sobrepase el corte basal máximo ni sea inferior al corte basal mínimo que establece la norma.



Modelo 8 Pisos Zona 3 Suelo D		Columna Fuerte- Viga Débil	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 8	1,07
Período Fundamental [s]	0,73143	Piso 7	1,79
Sa [m/s ²] (Elástico)	13,16	Piso 6	1,78
Peso Sísmico [T]	1115	Piso 5	1,77
V basal SAP2000 [T]	193	Piso 4	1,85
V basal min [T]	89	Piso 3	2,07
V basal max [T]	187	Piso 2	2,06
Factor de Escala	0,97	Piso 1	2,05
V basal diseño [T]	187	Secciones del Piso 5 al Piso 8	
R	7	Viga	W 14X342
Ro	11	Columna	CFT 550X550X20
R*	6,17	Secciones del Piso 1 al Piso 4	
R**	6,37	Viga	W 14X370
V elástico [T]	1191	Columna	CFT 600X600X25
Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Piso 8	0,038178	Piso 8	0,000429
Piso 7	0,036460	Piso 7	0,000798
Piso 6	0,033267	Piso 6	0,001162
Piso 5	0,028621	Piso 5	0,001426
Piso 4	0,022919	Piso 4	0,001468
Piso 3	0,017046	Piso 3	0,001602
Piso 2	0,010640	Piso 2	0,001599
Piso 1	0,004245	Piso 1	0,001061

Figura 2: Ejemplo de Diseño Sísmico. Edificio Prototipo de 8 Pisos.

Respecto al diseño estructural, se logró cumplir con las especificaciones para elementos, con las limitaciones sísmicas de la NCh 433 [9] y el diseño por capacidad, donde la disipación de energía se concentra en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer entrepiso haciendo énfasis en la verificación del criterio sísmico de columna fuerte-viga débil el cual establece que la sumatoria de los momentos nominales de las columnas que llegan a un nodo dividido para la sumatoria de los momentos nominales de las vigas que llegan al mismo nodo, debe ser mayor o igual a uno (1,0), esto asegura que las vigas sean las primeras en sufrir daño y las relaciones ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos lo cual permite que toda la sección transversal de los elementos se plastifique antes de pandearse y garantizan un comportamiento dúctil bajo cargas cíclicas severas. La sollicitación en los elementos fue mucho menor que su resistencia quedando los diseños controlados completamente por la deriva de entrepiso impuesta por la NCh 433 [9] ($\theta < 0,002$ Radianes).

De los 30 modelos caracterizados, se obtuvieron 18 diseños distintos ya que la diferencia en el diseño para suelo tipo C y D arrojaba las mismas secciones. Estos 18 diseños serán sometidos al análisis no lineal y el resumen de sus dimensiones de presenta en la Tabla 1.

Tabla 1: Dimensiones de los 18 modelos a ser sometidos al Análisis No Lineal Dinámico Incremental

Modelo de 3 Pisos	
Zona Sísmica 2 Suelo E	
Secciones del Piso 1 al Piso 3	
Viga	W 12X152
Columna	CFT 400X400X25
Zona Sísmica 3 Suelo E	
Secciones del Piso 1 al Piso 3	
Viga	W 12X210
Columna	CFT 450X450X20

Modelo de 6 Pisos	
Zona Sísmica 2 Suelo D	
Secciones del Piso 4 al Piso 6	
Viga	W 14X193
Columna	CFT 450X450X15
Secciones del Piso 1 al Piso 3	
Viga	W 14X211
Columna	CFT 500X500X20
Zona Sísmica 2 Suelo E	
Secciones del Piso 4 al Piso 6	
Viga	W 14X233
Columna	CFT 500X500X20
Secciones del Piso 1 al Piso 3	
Viga	W 14X257
Columna	CFT 550X550X25
Zona Sísmica 3 Suelo D	
Secciones del Piso 4 al Piso 6	
Viga	W 14X257
Columna	CFT 500X500X20
Secciones del Piso 1 al Piso 3	
Viga	W 14X283
Columna	CFT 550X550X25
Zona Sísmica 3 Suelo E	
Secciones del Piso 4 al Piso 6	
Viga	W 14X311
Columna	CFT 550X550X20
Secciones del Piso 1 al Piso 3	
Viga	W 14X342
Columna	CFT 600X600X25

Modelo de 8 Pisos	
Zona Sísmica 2 Suelo D	
Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 14X257
Columna	CFT 500X500X20
Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 14X283
Columna	CFT 550X550X25
Zona Sísmica 2 Suelo E	
Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 14X342
Columna	CFT 550X550X20
Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 14X370
Columna	CFT 600X600X25
Zona Sísmica 3 Suelo D	
Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 14X342
Columna	CFT 550X550X20
Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 14X370
Columna	CFT 600X600X25
Zona Sísmica 3 Suelo E	
Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 14X455
Columna	CFT 600X600X20
Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 14X500
Columna	CFT 650X650X25

Tabla 1 (Continuación): Dimensiones de los 18 modelos a ser sometidos al Análisis No Lineal Dinámico Incremental

Modelo de 12 Pisos	
Zona Sísmica 2 Suelo D	
Secciones del Piso 9 al Piso 12	
Viga	W 14X342
Columna	CFT 550X550X20
Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 14X370
Columna	CFT 600X600X20
Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 14X398
Columna	CFT 650X650X25
Zona Sísmica 2 Suelo E	
Secciones del Piso 9 al Piso 12	
Viga	W 14X370
Columna	CFT 600X600X20
Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 14X398
Columna	CFT 650X650X25
Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 14X426
Columna	CFT 700X700X30
Zona Sísmica 3 Suelo D	
Secciones del Piso 9 al Piso 12	
Viga	W 14X342
Columna	CFT 550X550X20
Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 14X370
Columna	CFT 600X600X20
Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 14X398
Columna	CFT 650X650X25
Zona Sísmica 3 Suelo E	
Secciones del Piso 9 al Piso 12	
Viga	W 14X550
Columna	CFT 650X650X20
Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 14X605
Columna	CFT 700X700X25
Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 14X665
Columna	CFT 750X750X30

Modelo de 16 Pisos	
Zona Sísmica 2 Suelo D	
Secciones del Piso 13 al Piso 16	
Viga	W 24X76
Columna	CFT 350X350X15
Secciones del Piso 9 al Piso 12	
Viga	W 24X84
Columna	CFT 400X400X20
Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 24X94
Columna	CFT 450X450X20
Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 24X103
Columna	CFT 500X500X25
Zona Sísmica 2 Suelo E	
Secciones del Piso 13 al Piso 16	
Viga	W 30X108
Columna	CFT 400X400X15
Secciones del Piso 9 al Piso 12	
Viga	W 30X116
Columna	CFT 450X450X20
Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 30X124
Columna	CFT 500X500X20
Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 30X132
Columna	CFT 550X550X25
Zona Sísmica 3 Suelo D	
Secciones del Piso 13 al Piso 16	
Viga	W 30X99
Columna	CFT 400X400X15
Secciones del Piso 9 al Piso 12	
Viga	W 30X108
Columna	CFT 450X450X20
Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 30X116
Columna	CFT 500X500X25
Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 30X124
Columna	CFT 550X550X30
Zona Sísmica 3 Suelo E	
Secciones del Piso 13 al Piso 16	
Viga	W 36X182
Columna	CFT 500X500X20
Secciones del Piso 9 al Piso 12	
Viga	W 36X194
Columna	CFT 550X550X25
Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 36X210
Columna	CFT 600X600X30
Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 36X232
Columna	CFT 650X650X35

En la presente investigación se utilizó un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras tanto para las columnas como para las vigas; aquí las fibras están representadas por los puntos rojos en la sección transversal de cada elemento como muestra la Figura 3 (c) y dentro de cada uno de estos puntos se incluye la no linealidad del material colocando las curvas de esfuerzo-deformación respectivamente como se aprecia en la Figura 3 (a). Estas curvas incluyen la fluencia y pandeo local del tubo de acero y de la viga, la adherencia y deslizamiento entre el tubo de acero y el hormigón, el agrietamiento y aplastamiento del hormigón, así como el confinamiento que el tubo de acero ejerce sobre el concreto como lo explica Herrera [10]. Se definen extremos rígidos en la conexión viga-columna (conexión totalmente restringida) y se incluye la no linealidad geométrica (efecto P-Delta) en los modelos para considerar efectos de segundo orden.

El modelo no lineal utilizado para las columnas compuestas CFT y vigas de perfil W ha sido tomado de la tesis doctoral de Herrera [10] realizándose las siguientes modificaciones: (a) De 18 fibras sobre la sección transversal de la columna compuesta CFT (10 para el acero y 8 para el hormigón), se aumentó a 21 fibras (12 para el acero y 9 para el hormigón) y (b) De 5 fibras sobre la sección transversal de la viga de perfil W, se aumentó a 9 fibras. Los materiales utilizados son de alta resistencia, siendo estos los mismos que empleó Herrera [10] con la finalidad de tomar como base sus curvas efectivas de esfuerzo-deformación calibradas a partir de ensayos experimentales. Para el acero se utilizó un modelo de degradación histerético del tipo Kinematic y para el hormigón un modelo de degradación histerético del tipo Takeda como se muestra en la Figura 3 (b).

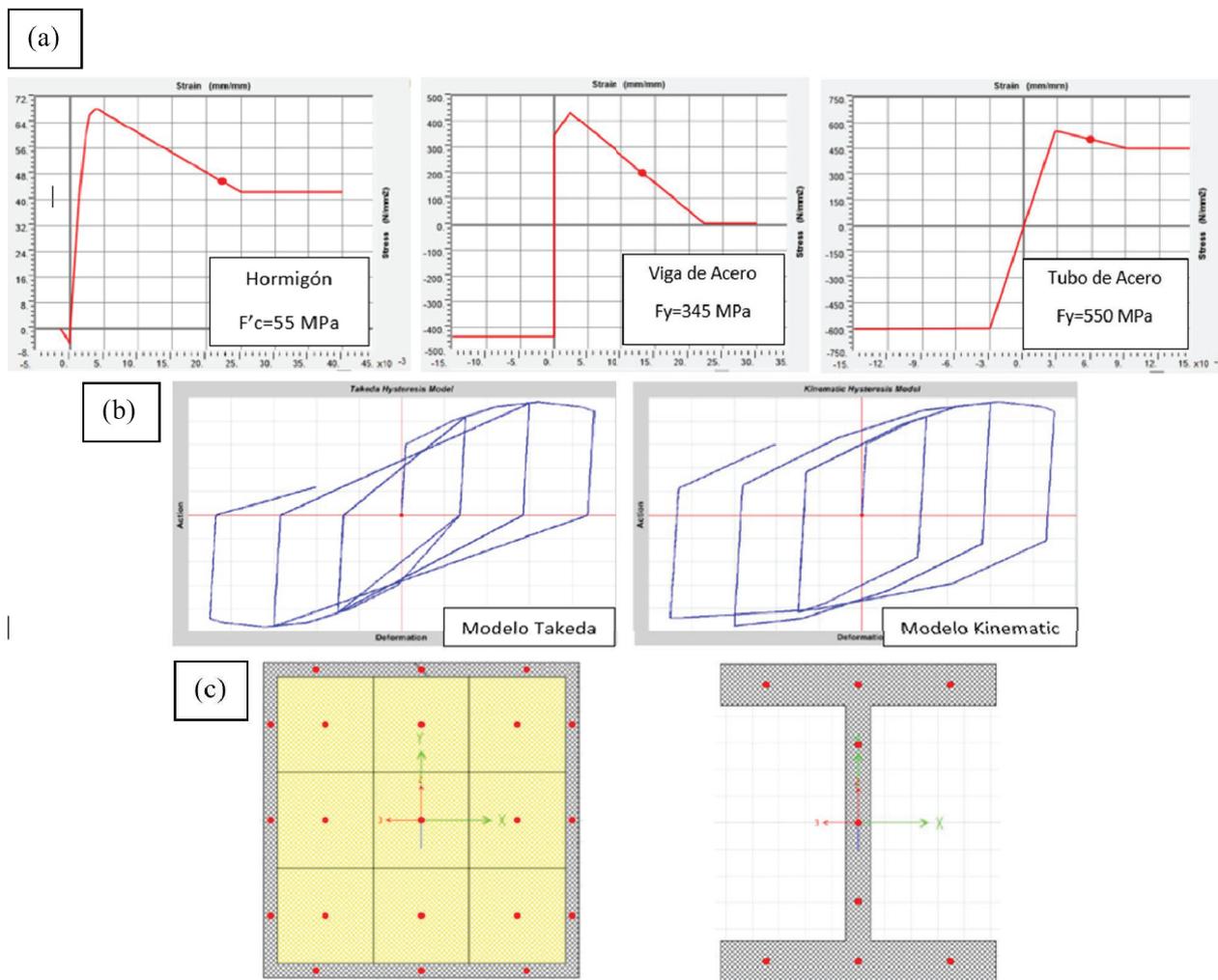


Figura 3: (a) Curvas esfuerzo-deformación de los materiales, (b) curvas de degradación histerética de los materiales, (c) modelo no lineal basado en fibras.

La no linealidad del material es concentrada en forma de rótulas plásticas basadas en fibras ubicadas en los extremos de las vigas y columnas. La no linealidad de la zona panel no fue incluida ya que los análisis realizados por Herrera [10] demostraron que dicha zona permanecía prácticamente elástica sin incursiones importantes en el rango inelástico. Se utilizó una combinación de carga gravitacional igual a 100% CM + 25% CV como se muestra en la Figura 4 y registros sísmicos chilenos con duraciones que varían entre 3 a 8 minutos y Mw entre 7,7 a 8,8 tal como se muestra en la Tabla 2.

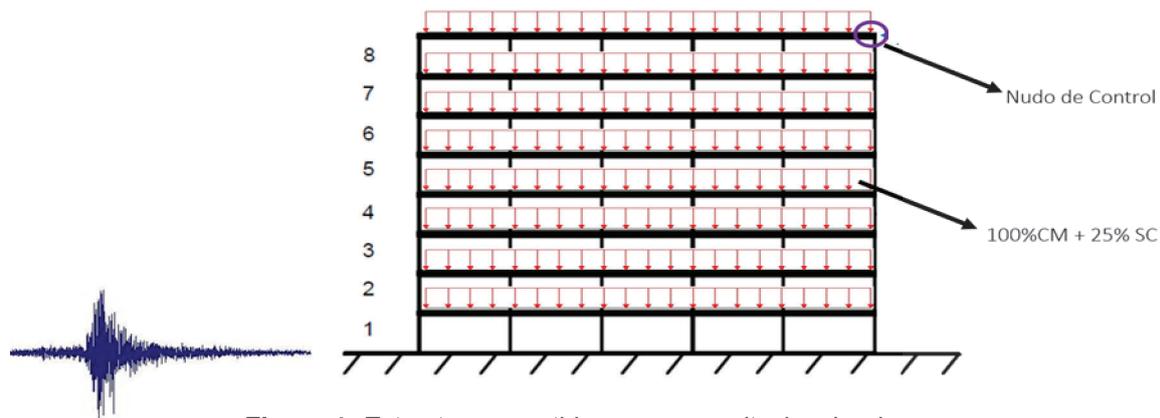


Figura 4: Estructura sometida a carga gravitacional y sísmo.

Tabla 2: Registros sísmicos utilizados.

Epicentro	Fecha	Estación	Duración [s]	Δt [s]	Mecanismo	Magnitud	PGA [g]	Nombre
Tarapacá	13/6/2005	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
							0,420	MEJI_NS
Cobquecura	27/2/2010	La Florida	208	0,005	Interplaca	8,8 Mw	0,133	LAFLO_EW
							0,186	LAFLO_NS
		Puente Alto	147	0,010			0,268	PTEAL_EW
							0,266	PTEAL_NS
		Hospital Curico	180	0,010			0,414	HCUR_EW
							0,475	HCUR_NS
Iquique	1/4/2014	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	16/9/2014	Monte Patria	470	0,005	Interplaca	8,4 Mw	0,831	MPAT_EW
							0,713	MPAT_NS

Para evaluar el riesgo de colapso, las ordenadas de la mediana de los espectros de aceleración de los 18 registros sísmicos proporcionados por la Universidad de Chile (ver Tabla 2) se incrementan hasta alcanzar la intensidad del espectro de aceleración del sismo máximo considerado (MCE) en el período fundamental de la estructura; ese factor de escala constante ($F.E. = Sa_{MCE}/Sa_{Median}$) es utilizado para multiplicar la amplitud de los 18 registros quedando de esta manera listos para comenzar el análisis incremental dinámico no lineal (IDA) tal como se muestra en la Figura 5. Luego de esto, la amplitud de cada registro es progresivamente aumentada hasta que se alcance el colapso. Finalmente, cuando el 50% de los registros sísmicos utilizados provocan el colapso del modelo, se determina la intensidad media de colapso \hat{S}_{CT} y la razón del margen de colapso CMR. Dado que la NCh 433 "Diseño Sísmico de Edificios" [9] no define un espectro a nivel del MCE, se hizo uso de la norma NCh 2745 "Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica" [11] donde el espectro MCE se define como la sismicidad en territorio chileno cuya intensidad presenta una probabilidad de excedencia del 10% en 100 años, para un amortiguamiento del 5% con respecto al crítico.

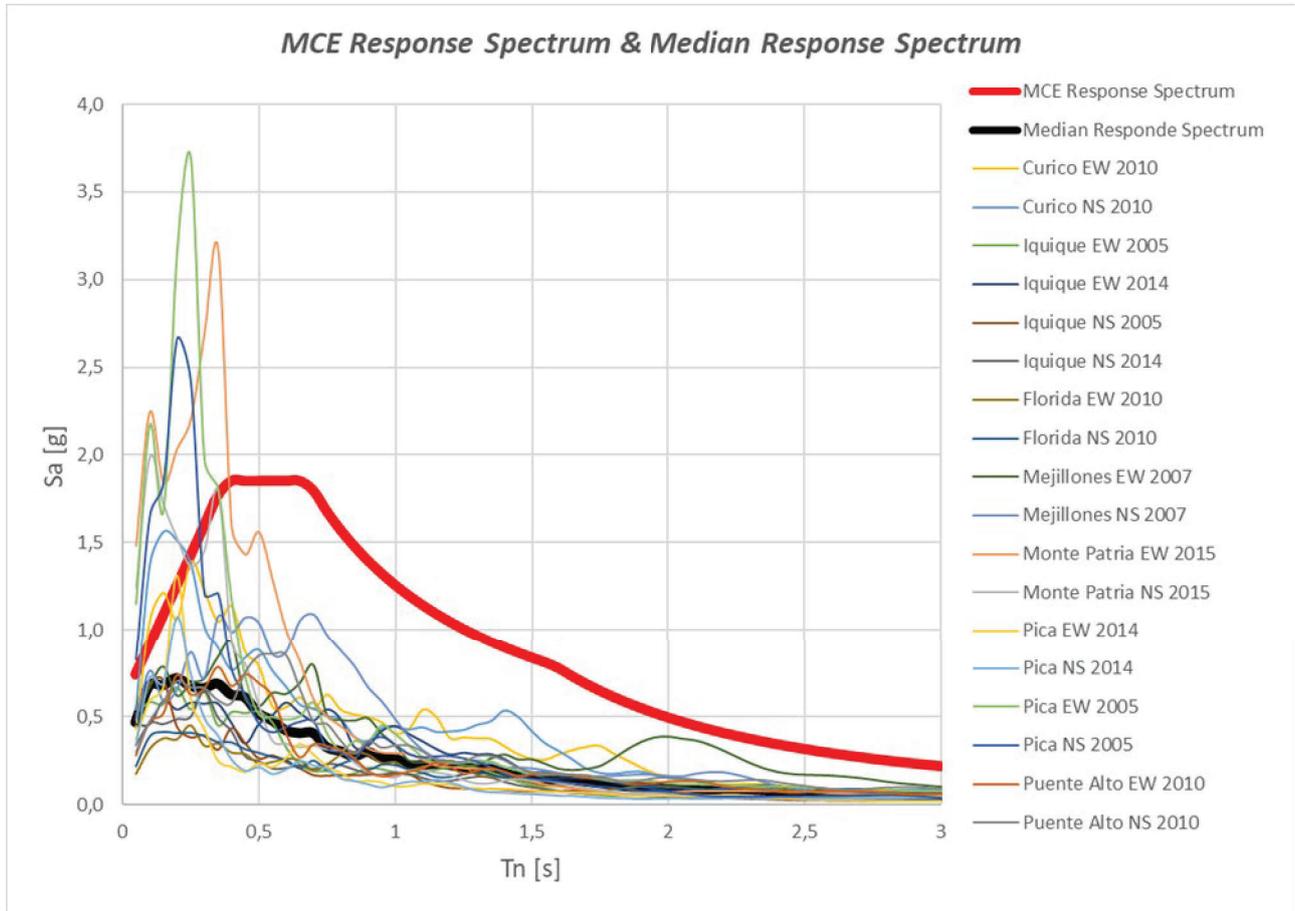


Figura 5: Factor de escala utilizando el MCE y el Median Response Spectrum.

3. RESULTADOS

Al finalizar cada análisis se debe de registrar tanto la máxima deriva de entrepiso como la aceleración espectral del registro utilizado para el período fundamental de la estructura. La máxima deriva de entrepiso se la obtiene directamente del software SAP2000, mientras que para obtener la aceleración espectral se utilizó el programa SeismoSpect 2018 el cual aplica el método de Newmark. En las Figuras 6-10 se presentan resultados representativos para distintos números de pisos.

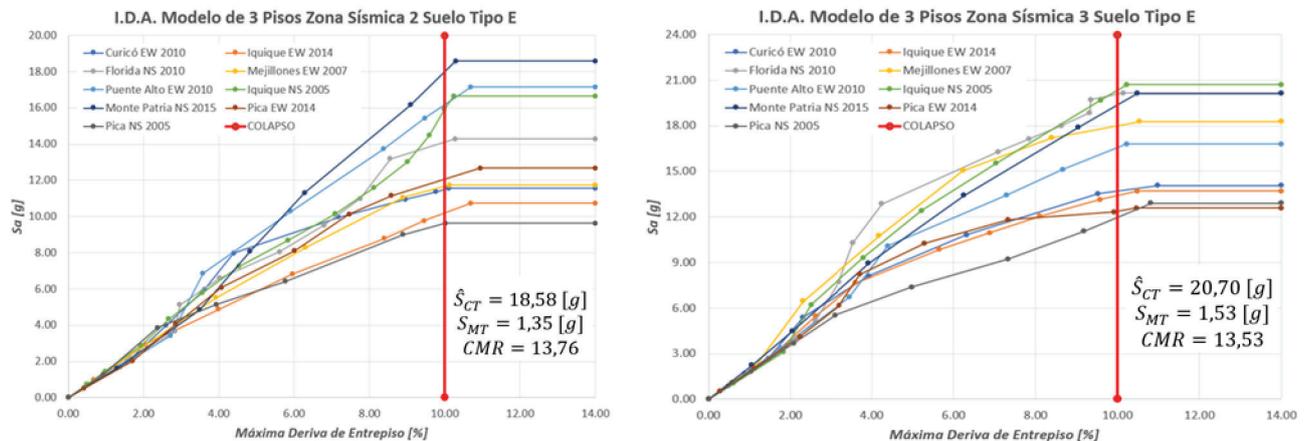


Figura 6: Análisis No Lineal Dinámico Incremental. Edificios de 3 pisos.

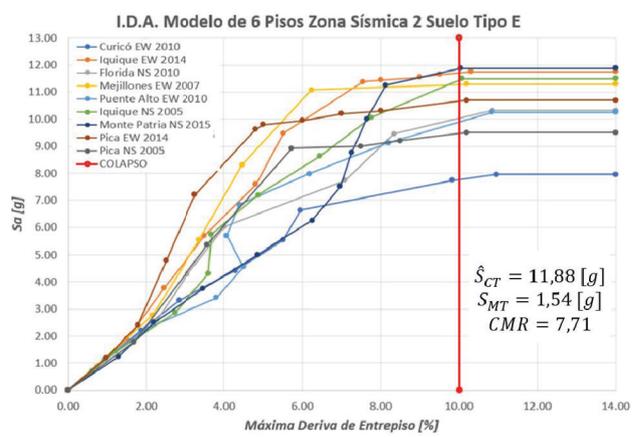
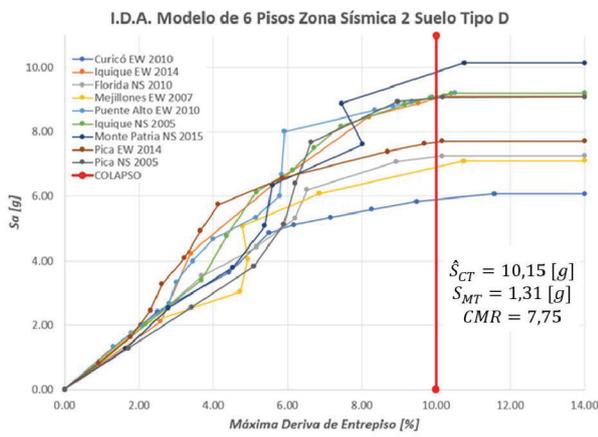


Figura 7: Análisis No Lineal Dinámico Incremental. Edificios de 6 pisos.

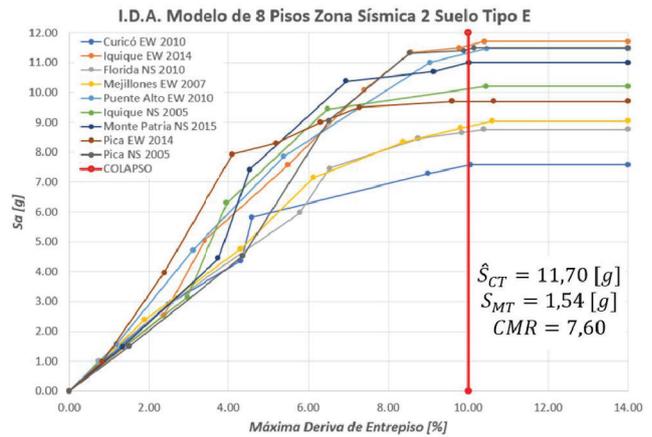
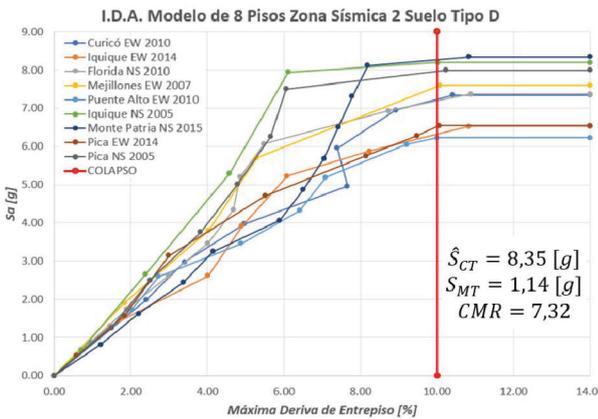


Figura 8: Análisis No Lineal Dinámico Incremental. Edificios de 8 pisos.

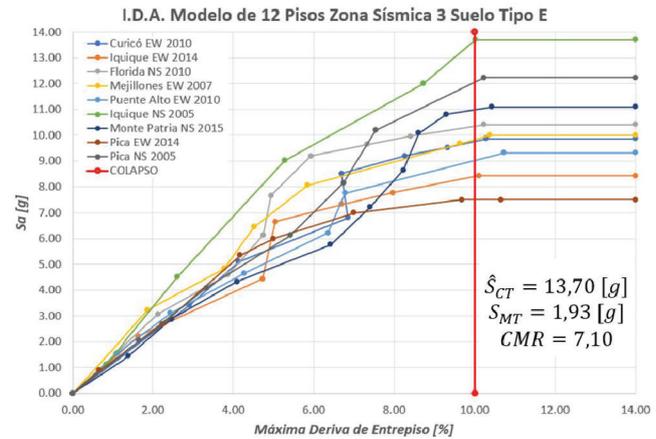
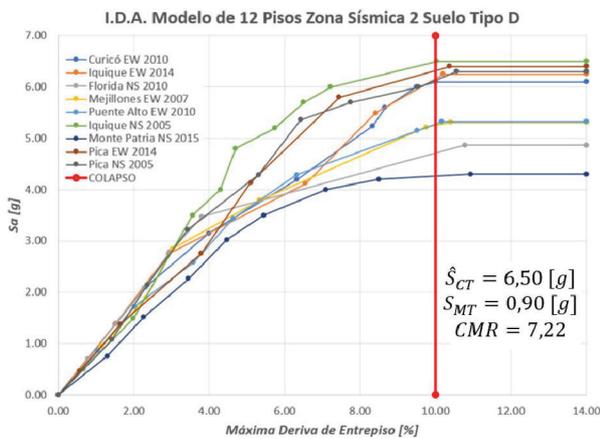


Figura 9: Análisis No Lineal Dinámico Incremental. Edificios de 12 pisos.

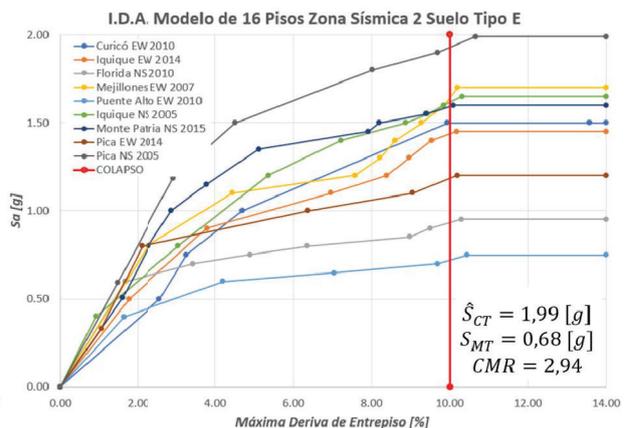
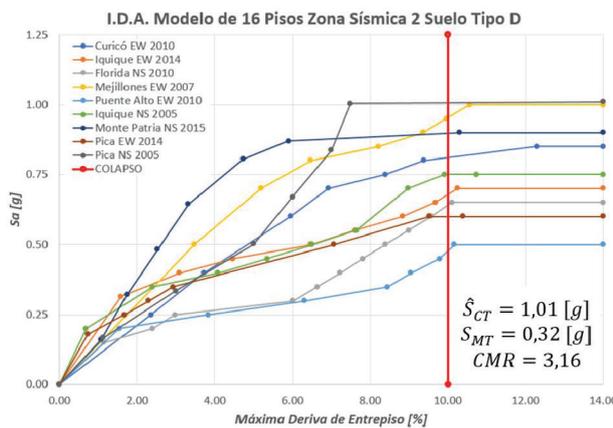


Figura 10: Análisis No Lineal Dinámico Incremental. Edificios de 16 pisos.

En el análisis no lineal dinámico incremental (IDA Time-History) se utilizó el criterio de estabilidad global que provee FEMA [5], el cual, para la prevención del colapso adopta un valor límite de 0,1 (10%) para la máxima deriva de entrepiso. En este análisis se observó una reducción del valor del margen de colapso (CMR) con el aumento de la altura; además, se puede apreciar que para suelos tipo D se obtiene un CMR mayor en comparación con suelos tipo E, esto se debe a que el espectro de aceleraciones de la normativa chilena cambia en función del período fundamental de la estructura, arrojando en este caso, para suelo D mayores demandas lo que se traduce en secciones más robustas. Para modelos de 3 pisos se obtuvo un CMR promedio de 13, para alturas entre 6, 8 y 12 pisos se obtuvieron CMRs alrededor de 7 y para alturas de 16 pisos un CMR de 3; esto evidencia una adecuada capacidad proporcionada a los modelos tal como se muestra en la Tabla 3.

Los IDA realizados fueron simplificados ya que la metodología de FEMA [5] permite llevar al colapso únicamente el 50% de la totalidad de los registros sísmicos considerados; es decir, se llevaron al colapso 9 de los 18 registros con duraciones que variaban entre 3 a 8 minutos y Mw entre 7,7 a 8,8; al hacerlo con esta premisa provoca que el valor final de CMR sea altamente condicionado a la cantidad y tipo de terremoto (Interplaca o Intraplaca). En la presente investigación los registros utilizados fueron medidos en diferentes estaciones, variando únicamente su componente ya sea N-S o E-W mas no se utilizaron pares de registros (es decir la componente N-S y E-W de un mismo sismo) lo que provocó valores altos de CMR, sin embargo, los valores de CMR disminuirán si se lleva a cabo un Full IDA utilizando los 18 registros sísmicos.

Tabla 3: Resumen Análisis No Lineal Dinámico Incremental

Altura de Edificio	Nº de Pisos	S_{MT} [g]	\hat{S}_{CT} [g]	CMR individual	CMR promedio
Baja	3	1,35	18,58	13,76	13,6
	3	1,53	20,70	13,53	
Intermedia	6	1,31	10,15	7,75	7,3
	6	1,54	11,88	7,71	
	6	1,85	14,41	7,79	
	6	1,89	13,70	7,25	
	8	1,14	8,35	7,32	
	8	1,54	11,70	7,60	
	8	1,66	12,12	7,30	
	8	1,93	14,20	7,36	
	12	0,90	6,50	7,22	
	12	1,38	8,97	6,50	
	12	1,13	7,82	6,92	
	12	1,93	13,70	7,10	
Alta	16	0,32	1,01	3,16	3,0
	16	0,68	1,99	2,94	
	16	0,70	2,14	3,05	
	16	1,62	4,83	2,98	

La adopción del número final de grupos de desempeño obedece al criterio de iguales secciones; es decir, se eliminaron los prototipos que poseen secciones transversales similares. Además, estos grupos de desempeño se organizaron para considerar configuración estructural básica, nivel de carga gravitacional, zona sísmica y período fundamental.

Según FEMA P695 [5], como mínimo, cuando se tiene una sola configuración estructural (longitud de vano y altura entrepiso constante, variando únicamente el número de pisos) y un solo tipo de carga gravitacional (carga gravitacional perimetral o interior), se tendrán 4 grupos de desempeño basados en la combinación de 2 zonas sísmicas y 2 tipos de período fundamental (largo o corto). Cada grupo de desempeño debe incluir al menos 3 prototipos, arrojando un resultado final de mínimo 12 modelos que tienen que ser sometidos a análisis no lineal para evaluar su desempeño sísmico. En la presente investigación se utilizó un total de 18 modelos agrupados en 4 Grupos de Desempeño.

Por tratarse de modelos en 2D, se consideró solo un tipo de carga gravitacional; es decir, la interior. Además, se tiene un solo tipo de configuración estructural ya que se mantiene constante la longitud de vano y la altura de entrepiso, variando únicamente el número de pisos. En lo que respecta a la zona sísmica, se consideró tanto la zona sísmica 2 y zona sísmica 3 (máximas demandas), ambas para suelos D y E.

Para la clasificación de los períodos ya sea en largo o corto no se pudo utilizar el criterio estadounidense ya que el espectro de aceleración de la norma NCh 433 [9] no posee una meseta constante por lo que no fue posible determinar el período de transición " T_s " como lo hace la Norma Americana ASCE/SEI 07 [12], debido a esto, se utilizó un criterio similar al de Herrera [10] basado en el número de pisos para clasificar a los prototipos, siendo los de 3, 6 y 8 niveles considerados como período corto y los de 12 y 16 niveles como período largo. En las Tablas 4-5 se presentan los grupos de desempeño y los criterios de aceptación respectivamente. Dentro de la terminología utilizada en la primera columna de la Tabla 5 se tiene por ejemplo "3PZ3SE" lo que quiere decir que corresponde al modelo de 3 pisos para la zona sísmica 3 y suelo tipo E.

Tabla 4: Grupos de Desempeño.

Resumen Grupos de Desempeño					
Grupo N°	Criterio de Grupo			Período	Cantidad de Prototipos
	Configuración Básica	Nivel de Carga de Diseño			
		Gravitacional	Sísmica		
PG-1	Longitud de Vano 6 [m] Altura de Entre piso 4 [m]	Alta=Interior	Zona Sísmica 3	Corto	5
PG-2			Zona Sísmica 3	Largo	4
PG-3			Zona Sísmica 2	Corto	5
PG-4			Zona Sísmica 2	Largo	4

Tabla 5: Criterios de Aceptación

Modelo	$R^* = Cd$	$\bar{R}^* = \bar{C}\bar{d}$	Ω	$\bar{\Omega}$	μT	CMR	SSF	β total	ACMR	ACMR 20%	Criterio Individual	\bar{ACMR}	ACMR 10%	Criterio Grupal
3PZ3SE	5,79	6,4	15,98	11,7	3,14	13,53	1,00	0,525	13,53	1,56	CUMPLE	8,65	1,96	CUMPLE
6PZ3SD	6,83		10,48		4,35	7,79	1,00	0,525	7,79	1,56	CUMPLE			
6PZ3SE	6,36		11,49		4,61	7,25	1,00	0,525	7,25	1,56	CUMPLE			
8PZ3SD	6,37		9,37		4,39	7,30	1,00	0,525	7,30	1,56	CUMPLE			
8PZ3SE	6,64		11,19	4,61	7,36	1,00	0,525	7,36	1,56	CUMPLE				
12PZ3SD	7,21		10,31	4,48	6,92	1,00	0,525	6,92	1,56	CUMPLE				
12PZ3SE	6,79		9,15	4,53	7,10	1,00	0,525	7,10	1,56	CUMPLE				
16PZ3SD	5,25		5,03	7,15	3,05	1,00	0,525	3,05	1,56	CUMPLE				
16PZ3SE	6,41	4,65	7,79	2,98	1,00	0,525	2,98	1,56	CUMPLE					
3PZ2SE	6,23	6,5	17,35	12,5	4,08	13,76	1,00	0,525	13,76	1,56	CUMPLE	8,83	1,96	CUMPLE
6PZ2SD	6,28		10,28		4,16	7,75	1,00	0,525	7,75	1,56	CUMPLE			
6PZ2SE	6,71		12,04		4,35	7,71	1,00	0,525	7,71	1,56	CUMPLE			
8PZ2SD	6,58		11,46		4,15	7,32	1,00	0,525	7,32	1,56	CUMPLE			
8PZ2SE	6,93		11,53	4,39	7,60	1,00	0,525	7,60	1,56	CUMPLE				
12PZ2SD	7,21		13,64	4,48	7,22	1,00	0,525	7,22	1,56	CUMPLE				
12PZ2SE	6,67		8,29	4,69	6,50	1,00	0,525	6,50	1,56	CUMPLE				
16PZ2SD	3,64		4,56	6,11	3,16	1,00	0,525	3,16	1,56	CUMPLE				
16PZ2SE	6,94	4,55	6,74	2,94	1,00	0,525	2,94	1,56	CUMPLE					

El grupo de desempeño que controla el factor de sobrerresistencia del sistema es el PG-3 con $\Omega_o=12,5$; mientras que el grupo de desempeño que controla el factor de modificación de respuesta estructural y el factor de amplificación de desplazamientos del sistema es el PG-4 con $R^*=Cd=6,1$.

La evaluación del desempeño fue satisfactoria para todos los casos individuales y grupales; sin embargo, se debe remarcar que los valores de CMR obtenidos disminuirán (aproximadamente en un 50%) si se realiza un Full IDA utilizando los 18 registros sísmicos, lo que provocaría que el valor de CMR para las edificaciones de 16 pisos no cumpla con el criterio de aceptación. Con este antecedente, a criterio del autor, el sistema estructural C-SMF asegura la protección de vida ya que posee una baja probabilidad de colapso al ser sometido a niveles correspondientes al sismo máximo considerado (MCE) y puede ser incluido en normativa nacional para resistir fuerzas laterales inducidas por sismos colocando una limitación en altura de 12 pisos.

4. CONCLUSIONES

En el análisis no lineal dinámico incremental (IDA Time-History) se utilizó el criterio de estabilidad global que provee la normativa FEMA [5], el cual, para la prevención del colapso adopta un valor límite de 0,1 (10%) para la máxima deriva de entrepiso. Con este análisis se observó una reducción del valor del margen de colapso con el aumento de la altura. Para modelos de 3 pisos se obtuvo un CMR promedio de 13, para alturas entre 6, 8 y 12 pisos se obtuvieron CMRs alrededor de 7 y para alturas de 16 pisos un CMR de 3; esto confirma una adecuada capacidad proporcionada a los modelos.

La evaluación del desempeño fue satisfactoria para todos los casos individuales y grupales; sin embargo, se debe remarcar que los valores de CMR obtenidos disminuirán (aproximadamente en un 50%) si se realiza un Full IDA utilizando los 18 registros sísmicos, lo que provocaría que el valor de CMR para las edificaciones de 16 pisos no cumpla con el criterio de aceptación. Con este antecedente, a criterio de los autores, el sistema estructural C-SMF asegura la protección de vida ya que posee una baja probabilidad de colapso al ser sometido a niveles correspondientes al sismo máximo considerado (MCE) y puede ser incluido en normativa nacional para resistir fuerzas laterales inducidas por sismos colocando una limitación en altura de 12 pisos.

Los factores de desempeño sísmico para uso normativo en C-SMF que se recomiendan son: Factor de Sobrerresistencia $\Omega_0=3,0$ que es el máximo valor permitido por la metodología de FEMA P695 [5] e igual al valor límite que impone la Norma Americana ASCE/SEI 07 [12]; Factor de Modificación de Respuesta Estructural $R^*=6,0$, obtenido a partir de la norma chilena NCh 433 [9] donde se evidencia una buena calibración de este parámetro demostrado en la Tabla 5 del presente trabajo; además, resulta ser conservador, pues es inferior al valor establecido por la norma americana ASCE/SEI 07 [12] de $R=8,0$, por lo que la NCh 433 [9] subestima la capacidad de la estructura para incursionar en el rango no lineal, Factor de Amplificación de Desplazamientos $C_d=5,5$, valor limitado por la Norma Americana ASCE/SEI 07 [12].

- [1] N. J. Sitapra, "A Simplified Incremental Dynamic Analysis Procedure Using SAP2000", en *Recent Advances in Materials, Mechanics and Structures*, vol. 269, S. Saha, A. S. Sajith, D. R. Sahoo, y P. Sarkar, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 269. , Singapore: Springer Nature Singapore, 2023, pp. 97–106. doi: 10.1007/978-981-19-3371-4_9.
- [2] M. J. A. Sibayan y J. P. L. Bersamina, "Application of Nonlinear Static Analysis and Nonlinear Dynamic Analysis in Building Seismic Performance: A Review", en *Proceedings of the 2nd International Conference on Geosynthetics and Environmental Engineering*, vol. 396, H.-Y. Jeon, Ed., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 396. , Singapore: Springer Nature Singapore, 2025, pp. 129–139. doi: 10.1007/978-981-97-7766-2_11.
- [3] E. Bruschi y V. Quaglioni, "Assessment of Non-Linear Analyses of RC Buildings Retrofitted with Hysteretic Dampers According to the Italian Building Code", *Appl. Sci.*, vol. 14, núm. 7, p. 2684, mar. 2024, doi: 10.3390/app14072684.
- [4] K. Kolozvari, S. Abdullah, J. Wallace, y K. Kajiwara, "Assessment of the 2015 full-scale ten-story RC test Structure using ASCE/SEI 41", *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 21, núm. 15, pp. 6623–6646, dic. 2023, doi: 10.1007/s10518-023-01657-3.
- [5] FEMA P695, Quantification of Building Seismic Performance Factors. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. [En línea]. Disponible: <https://www.fema.gov/>
- [6] Masrilayanti, R. Kurniawan, J. Tanjung, y M. Yunus, "Displacement Performance of 8 Storeys Hotel Building Using Nonlinear Time History Analysis Method", en *Proceedings of the 3rd International Civil Engineering and Architecture Conference*, vol. 389, M. Casini, Ed., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 389., Singapore: Springer Nature Singapore, 2024, pp. 327–336. doi: 10.1007/978-981-99-6368-3_28.
- [7] A. K. Tiwary y H. Singh, "Nonlinear Dynamic Response of Structures Located in Tehran: A Comparative Study Based on El-Centro and Alaska Earthquakes", en *Proceedings of the 2nd International Conference on Trends in Architecture and Construction*, vol. 527, A. Varma, V. Chand Sharma, y E. Tarsi, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 527. , Singapore: Springer Nature Singapore, 2025, pp. 1325–1342. doi: 10.1007/978-981-97-4988-1_74.
- [8] A. Ş. Gençoğlu, F. Çalım, y E. Yüksel, "The Effect of Structural Ductility on the Selection and Scaling of Ground Motion Records", en *Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, vol. 488, E. Uckan, H. Akgun, E. Gok, y C. Yenidogan, Eds., en *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 488. , Cham: Springer Nature Switzerland, 2024, pp. 411–419. doi: 10.1007/978-3-031-57659-1_30.
- [9] NCh 433 Of 1996 Modificada en 2012, "Diseño Sísmico de Edificios", ed. Santiago-Chile: Instituto Nacional de Normalización (INN), 2012. [En línea]. Disponible: <https://www.inn.cl/>
- [10] R. Herrera, "Seismic Behavior of Concrete Filled Tube Column-Wide Flange Beam Frames", Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University, United States, 2005. [En línea]. Disponible: <https://engineering.lehigh.edu/cee>
- [11] NCh 2745 Of 2013, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile. [En línea]. Disponible: <https://www.inn.cl/>
- [12] ASCE/SEI 07, American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 7a ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017. doi: 10.1061/9780784414248.