

Análisis Dinámico Incremental De Marcos Multi-Panel Arriostrados Concéntricamente

Incremental Dynamic Analysis Of Concentrically Braced Multi-Panel Frames

Autores

Paúl André Añazco Campoverde¹, Gilbert Adrián Añazco Campoverde², Leyden Oswaldo Carrión Romero³

¹Universidad Técnica de Machala, e-mail: panazco@utmachala.edu.ec

²Universidad Técnica de Machala, e-mail: ganazco@utmachala.edu.ec

³Universidad Técnica de Machala, e-mail: locarrion@utmachala.edu.ec

RESUMEN

Los proyectos de obra civil industriales son comúnmente utilizados todos los países, incluyendo los de alta sismicidad, los marcos multi-panel, cuyo sistema estructural está conformado por arriostramientos, los cuales son los encargados de proporcionar la suficiente resistencia y rigidez a la estructura a través del pandeo y fluencia de sus diagonales, y así disminuir sus secciones de viga y columna. Lo interesante de estos marcos es que no presentan un diafragma rígido entre al menos dos o más paneles de la estructura.

Se decidió en el presente trabajo realizar los análisis dinámicos no lineales a modelos de marcos multi-panel para obtener las gráficas de las curvas IDA (Análisis Dinámico Incremental) y valores que permitan evaluar el desempeño sísmico de las estructuras como la intensidad media de colapso y la razón del margen de colapso, utilizando la normativa FEMA P695. Se compara los resultados obtenidos de las metodologías de diseño AISC 341-16 y la NCh 2369 aplicadas para finalmente concluir acerca de que el desempeño observado del sistema de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente (MTBF) no difiere significativamente.

Palabras claves: Análisis dinámico incremental, desempeño sísmico, marcos multi-panel, no linealidad.

ABSTRACT

Industrial civil works projects are commonly used in all countries, including those with high seismicity, multi-panel frames, whose structural system is made up of bracing, which are responsible for providing sufficient resistance and rigidity to the structure through of the buckling and yielding of its diagonals, and thus reduce its beam and column sections. The interesting thing about these frames is that they do not have a rigid diaphragm between at least two or more panels of the structure.

It was decided in the present work to carry out the non-linear dynamic analyzes of multi-panel frame models to obtain the graphs of the IDA curves (Incremental Dynamic Analysis) and values that allow evaluating the seismic performance of the structures such as the average intensity of collapse and the reason for the margin of collapse, using the FEMA P695 standard. The results obtained from the AISC 341-16 and NCh 2369 design methodologies applied are compared to finally conclude that the observed performance of the concentrically braced multi-panel frame system (MTBF) does not differ significantly.

Keywords: Incremental dynamic analysis, seismic performance, multi-panel frames, nonlinearity.

Nota Editorial: Recibido: Noviembre 2022 Aceptado: Diciembre 2022

1. INTRODUCCIÓN

Los proyectos industriales tales como estructuras de un único piso, de gran altura, silos, hangares de aviones, entre otros, son comúnmente utilizados en países de alta sismicidad, cuyo sistema estructural está conformado por arriostramientos, los cuales son los encargados de proporcionar la suficiente resistencia y rigidez a la estructura [1], disipando la energía mediante la incursión inelástica de estos elementos. Al ser estructuras de un único nivel, si se siguiera la normativa para marcos arriostrados concéntricos, se obtendrían diagonales de dimensiones mayores debido a la altura del proyecto, lo que conllevaría a utilizar conexiones robustas, lo cual aumentaría el costo del proyecto [2]. La gran diferencia entre los marcos arriostrados concéntricos presentes en la norma chilena y los marcos multi-panel que se evaluarán en el presente trabajo es que éstos últimos presentan un diafragma rígido entre más de dos paneles de la estructura, tal como se ve en la figura 1 ejemplos de marcos multi-panel, en donde la línea negra de mayor espesor representa el diafragma rígido ortogonal de la estructura [3].

Por tal motivo se ingeniaron los marcos multi-panel arriostrados concénricamente, que permiten mantener la altura libre del proyecto, con la diferencia que ahora se tendrá un conjunto de arriostramientos ubicados en paneles a lo largo de la altura de la estructura, paneles que estarán divididos por riostras horizontales para que puedan resistir el desbalance en la carga horizontal en las columnas y evitar el comportamiento en K de la estructura [4]. El uso de los multi-panel conlleva en una disminución en las longitudes en las diagonales a utilizar, y, por ende, diagonales con secciones menores [5].

Se decide realizar el estudio de los marcos multi-panel arriostrados concénricamente mediante el análisis del desempeño sísmico de proyectos industriales chilenos reales a través de análisis dinámico no lineal, proyectos que estarán bajo la normativa AISC 341-16 [6] y la norma sísmica chilena NCh2369 [7]. Recalcando que en la edición del año 2016 de la AISC 341 se añadió criterios de diseño para los marcos multi-panel arriostrados concénricamente [8], mientras que en la norma chilena aún no se encuentra contemplado este sistema estructural como tal. Lo cual permitirá concluir acerca de que tan acertada se encuentra cada metodología y escoger la más conveniente para ser utilizada en Chile.

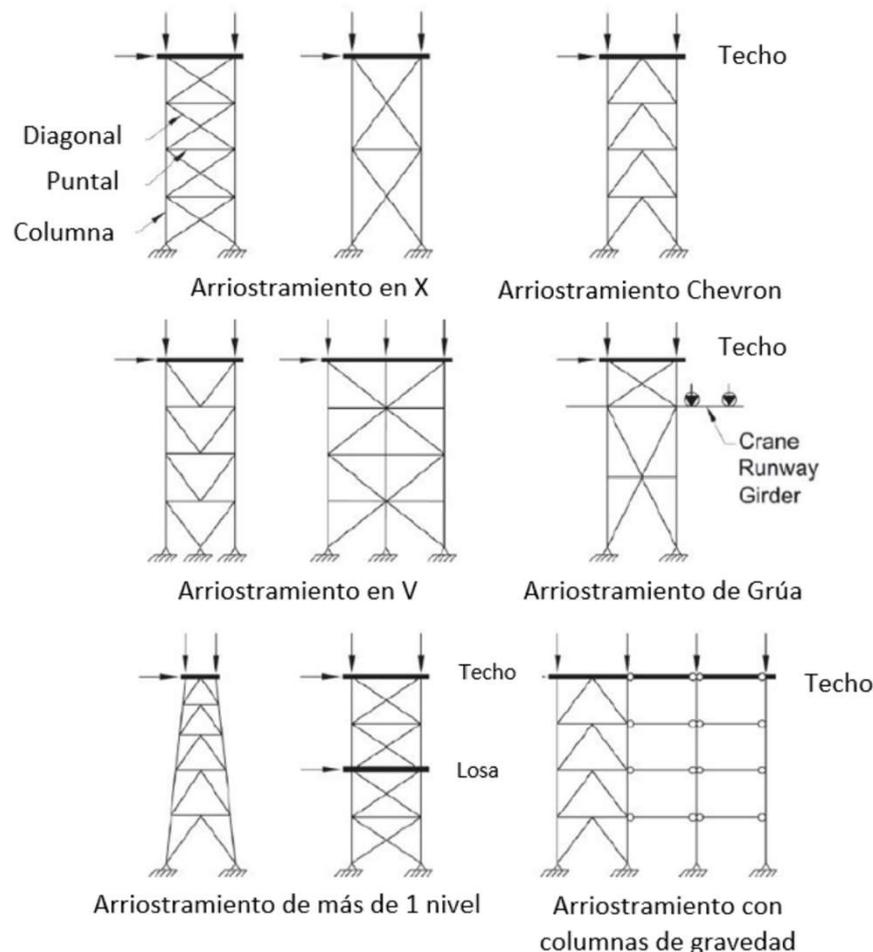


Figura 1: Tipos de marcos multi-panel [6]

Además, siendo Chile un país sísmico en donde las estructuras se ven sometidas a movimientos horizontales, es importante destacar la diferencia de los marcos arriostrados concéntricos (MAC) y los marcos multi-panel (MTBF) que se evaluarán en el presente trabajo. Los marcos arriostrados concéntricos al ser cargados lateralmente al poseer un diafragma rígido en cada piso, los niveles de la estructura entran en un rango inelástico de manera prácticamente uniforme [9]. En cambio, un marco multi-panel al ser cargado lateralmente y no poseer un diafragma rígido en cada nivel, las deformaciones inelásticas se van a acumular en un panel denominado como crítico, el aumento en la demanda puede incluso desencadenar el pandeo fuera del plano del marco multi-panel [10] (ver figura 2).

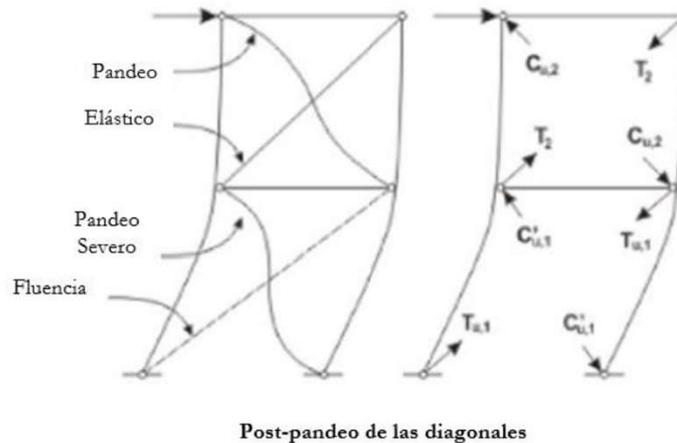


Figura 2: Post-pandeo de las diagonales en los marcos multi-panel [6]

Partiendo de estudios previos [11] en donde se evalúa el desempeño sísmico de marcos multi-panel (MTBF) mediante análisis estáticos no lineales se decide en el presente trabajo realizar los análisis dinámicos no lineales (análisis tiempo-historia) a cada modelo estructural para obtener valores que permitan evaluar el desempeño sísmico de las estructuras y poder comparar los resultados obtenidos de cada metodología de diseño aplicada para finalmente concluir acerca del comportamiento observado del sistema de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente (MTBF).

2. METODOLOGÍA

En la presente sección se realiza una descripción de la metodología utilizada para llevar a cabo esta investigación, iniciando por una ardua revisión bibliográfica del sistema estructural en cuestión, posteriormente una descripción del diseño estructural, explicación del modelamiento matemático, los registros sísmicos seleccionados, así como su escalamiento en base a la metodología FEMA P695 [12] para el análisis dinámico incremental.

2.1. Diseño Estructural

El diseño de arriostramientos y columnas a tracción se encuentra en el capítulo D de la norma AISC 360-16, la resistencia de perfiles sometidos a tracción viene dado por la ecuación (1):

$$P_n = \min \left\{ \begin{array}{l} F_y * A_g \\ F_u * A_e \end{array} \right\} \quad (1)$$

En donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero

A_g = Área gruesa de la sección

F_u = Esfuerzo último del acero

A_e = Área neta efectiva de la sección

El diseño de arriostramientos a compresión se encuentra en el capítulo E de la norma AISC 360-16, la resistencia de perfiles sometidos a compresión para elementos no esbeltos viene dado por la ecuación (2) basada en el estado límite del pandeo a flexión:

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (2)$$

En donde:

F_{cr} = Esfuerzo crítico

A_g = Área gruesa de la sección

El esfuerzo crítico F_{cr} se determina como en las ecuaciones (3) y (4):

- Cuando $\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y \quad (3)$$

- Cuando $\frac{L_c}{r} \geq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = 0.877 * F_e \quad (4)$$

En donde:

L_c = Longitud efectiva del elemento

E = Módulo de elasticidad del acero

F_e = Esfuerzo elástico al pandeo

r = Radio de giro

La norma AISC 341-16 divide a los marcos arriostrados concéntricamente en dos grupos: “Marcos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente” (OCBF) y “Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente” (SCBF), ubicando a los marcos multi-panel arriostrados concéntricamente (MTBF) como un caso particular, al estar expuesto ante algún evento sísmico, que será el enfoque de estudio del presente trabajo.

Su diseño se lo puede realizar ya sea por capacidad (LRFD: Load and Resistance Factor Design) o por esfuerzos admisibles (ASD: Allowable Strength Design) [6]. En la figura 3 se presentan algunos ejemplos de arriostramientos que entran en la categoría SCBF, donde está prohibido el uso de diagonales que trabajen únicamente a tracción, y se espera que los marcos especiales arriostrados concéntricamente proporcionen una significativa deformación inelástica. La fuerza sísmica requerida para las columnas, vigas, puntales y conexiones deben ser determinados usando la capacidad límite de la carga sísmica, la cual es la mayor de:

1. Análisis donde las diagonales llegan a sus resistencias esperadas a tracción y compresión respectivamente (T_{exp} y C_{exp}).
2. Análisis donde las diagonales en tracción llegan a su resistencia esperada (T_{exp}), mientras que las diagonales en compresión llegan a su resistencia residual post-pandeo (C'_{exp}).
3. Análisis representando la fluencia y el pandeo progresivo, desde el panel más débil hasta el más fuerte.

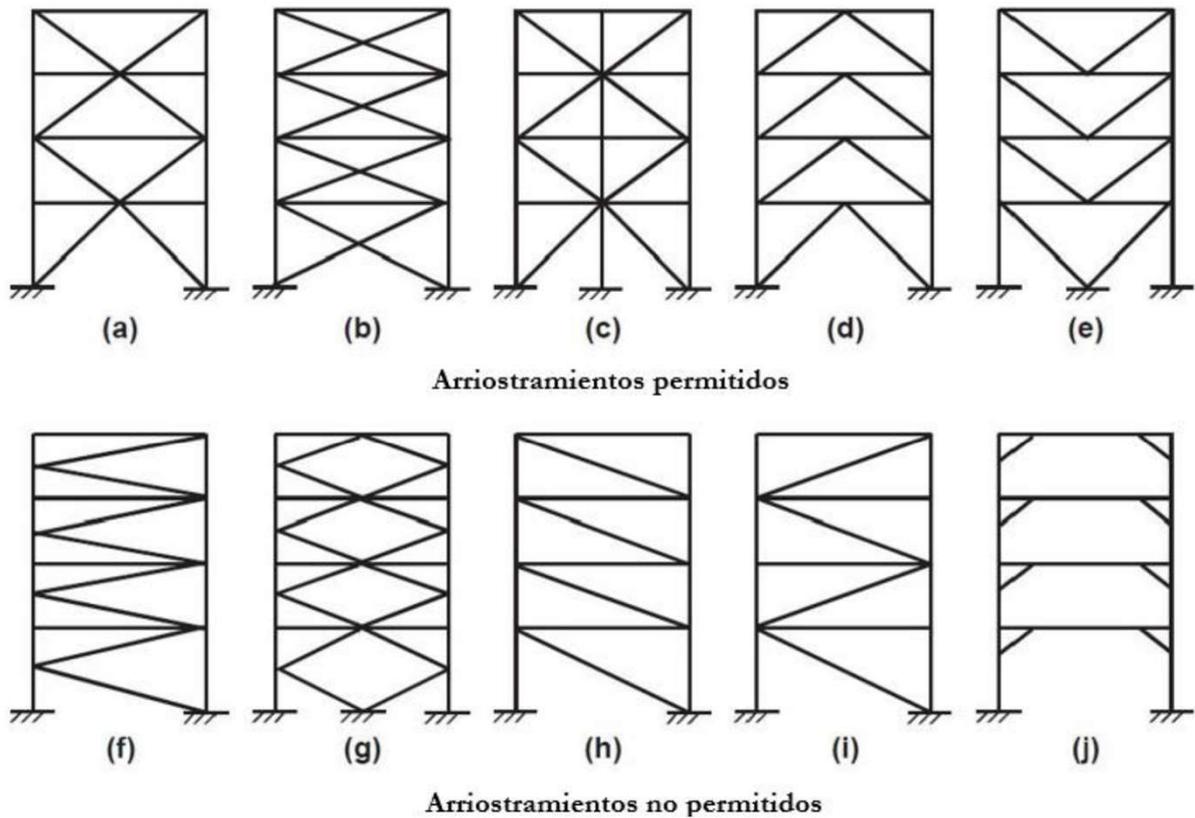


Figura 3: Arriostramientos permitidos para SCBF [13]

2.2. Modelo Matemático

Para este paso se deben tener definidos los diseños de los edificios prototipo, el modelo matemático debe aprehender las no linealidades de la estructura, para una correcta simulación de la misma. El presente trabajo de investigación utiliza modelos no lineales realizados a través del software Opensees (ver figura 4), en donde se incluye tanto la no linealidad del material (comportamiento no lineal del acero) como la no linealidad geométrica (efecto de imperfecciones y efecto $P-\Delta$) [14].

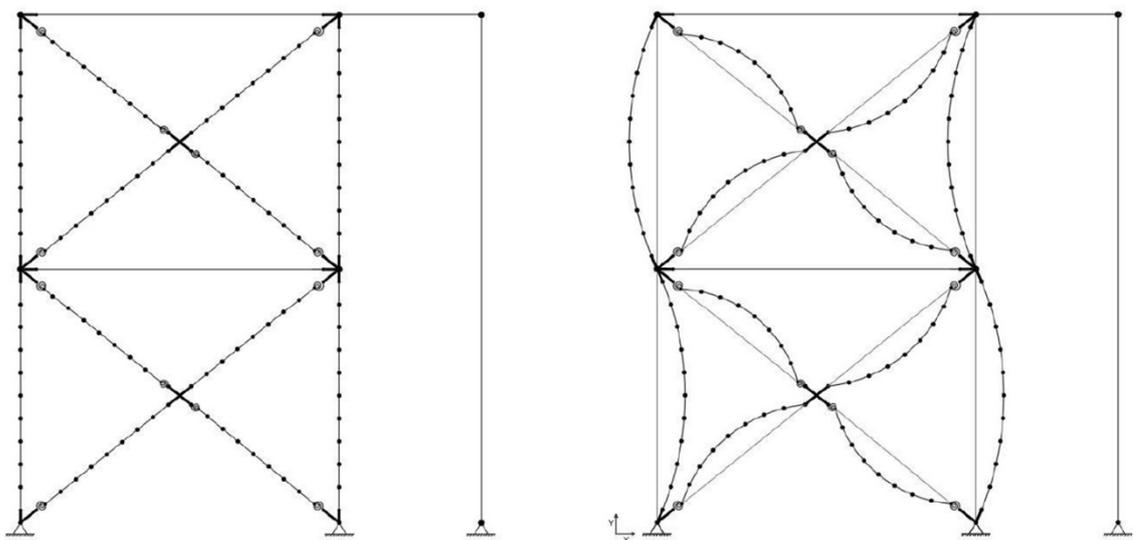


Figura 4: Modelo matemático del marco multi-panel de 2 niveles

2.3. Sismo Máximo Considerado

Para la definición del sismo máximo considerado, o como sus siglas en inglés MCE “Maximum Considered Earthquake” se utilizó la norma NCh 2745 “Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica” [7], donde se lo define como la sismicidad cuya intensidad presenta una probabilidad de excedencia del PGA igual a 10% en 100 años, como se lo puede apreciar en la figura 5:

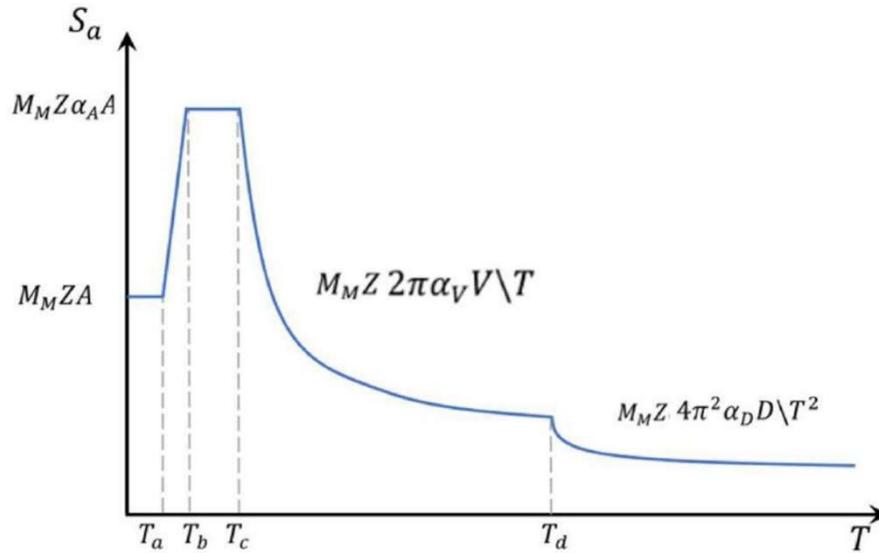


Figura 5: Espectro máximo considerado [7]

En donde:

M_M = Coeficiente relacionado con la respuesta al sismo máximo posible

Z = Factor que depende de la zonificación sísmica, definida en NCh433

PGA = Aceleración máxima del suelo

α_A = Máxima aceleración del espectro

α_V = Parámetro de velocidad

α_D = Parámetro de desplazamiento

T_a, T_b, T_c, T_d = Períodos característicos del espectro

2.4. Escalamiento de Registros Sísmicos

La mediana de los espectros de aceleración de todos los registros sísmicos a utilizar para el análisis es escalada con respecto a la intensidad del espectro del sismo máximo considerado en el período fundamental de la estructura, factor calculado con la ecuación (5):

$$F. E. = \frac{S_{a_{MCE}}}{S_{a_{Median}}} \quad (5)$$

Dicho factor se usa para multiplicar la amplitud de cada registro sísmico a utilizar, quedando de esta manera listos para iniciar el análisis dinámico incremental. Seguidamente, la amplitud de cada registro se aumenta progresivamente hasta alcanzar el colapso; para finalizar, cuando el 50% de los registros de aceleración, escogidos aleatoriamente, provoquen el colapso del modelo se obtiene la intensidad media de colapso (\widehat{S}_{CT}) y la razón del margen de colapso (CMR), en donde:

- \widehat{S}_{CT} : Intensidad media de colapso
- CMR : Razón del margen de colapso

2.5. Análisis Dinámico Incremental

El análisis incremental no lineal dinámico, o como sus siglas en inglés IDA “Incremental Dynamic Analysis”, implica someter a los modelos matemáticos a una combinación entre la carga gravitacional y una aceleración sísmica de los registros cuya amplitud es incrementada progresivamente. Además, se debe seleccionar la capacidad de deriva de entrepiso promedio que provoca el colapso. De cada análisis se debe tomar nota de una medida de daño (eje X), en el presente estudio fue la deriva máxima de entrepiso y una medida de intensidad (eje Y), escogiendo la aceleración espectral del registro utilizado para el período de la estructura, tal como se ve en la figura 6:

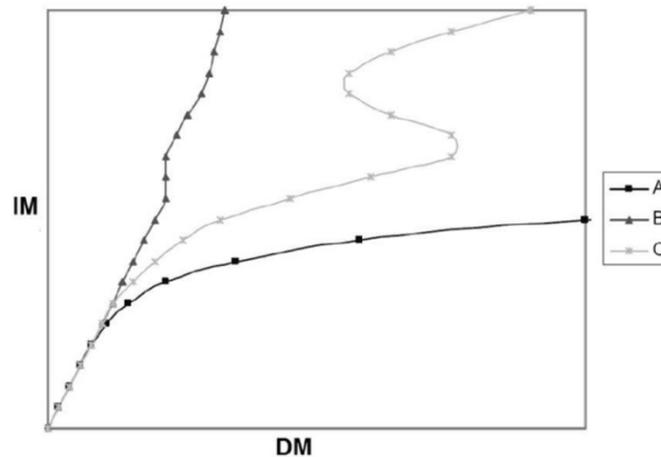


Figura 6: Ejemplo de curvas del análisis incremental dinámico [12]

2.6. Evaluación del Desempeño Sísmico

Del análisis dinámico no lineal (tiempo-historia) realizado se deben obtener los siguientes resultados:

- Aceleración espectral S_{MT} para el sismo máximo considerado con el respectivo período fundamental T utilizado para calcularlo.
- Intensidad media de colapso \widehat{S}_{CT}
- Razón del margen de colapso CMR
- La data utilizada para calcular la intensidad media de colapso.
- Parámetros utilizados para la definición de la condición del colapso, como por ejemplo la deriva máxima de entrepiso. Acompañado con gráficas y texto.
- Histéresis de los elementos estructurales.

Para posteriormente calcular valores que permitirán complementar la evaluación del desempeño sísmico de la estructura, los cuales son:

- Razón del margen de colapso ajustado: $ACMR = SSF * CMR$
- Incertidumbre total del sistema: β_{TOT}
- Valores admisibles del margen del colapso: $ACMR_{10\%}$ y $ACMR_{20\%}$

3. RESULTADOS

El trabajo contempla el estudio analítico de los marcos multi-panel arriostrados concéntricamente (MTBF), para dar respuesta a los objetivos planteados se trabajó inicialmente con dos prototipos: uno con alturas iguales de paneles, y el otro con el primer panel de mayor altura equivalente al 55% de la altura total, se indujo la fluencia en el escenario cuando el panel base (panel 1) es crítico, así como también cuando el panel superior (panel 2) es

crítico, obteniendo un total de 8 modelos iniciales. Posteriormente, se decidió estudiar la influencia del tipo de suelo en la respuesta estructural, duplicando el número de modelos a 16.

La investigación se centró en el análisis de dos marcos individuales de proyectos industriales chilenos. Partiendo del estudio previo de Rodríguez [11] donde se evalúa el desempeño sísmico de marcos multi-panel mediante análisis estáticos, se realizan a través de Opensees análisis dinámicos incrementales (IDA), diferenciando el tipo de suelo con registros en roca (tipo A y B) y en suelo (tipo C, D y E), a fin de estudiar la influencia del suelo en la respuesta estructural y poder comparar los resultados obtenidos de cada metodología de diseño aplicada.

El diseño bajo la norma AISC genera un peso estructural 15% mayor, debido al aumento en las secciones de puntales y columnas, tal como se observa en la tabla 1

Tabla 1: Secciones obtenidas para cada metodología de diseño

Prototipo 1: Paneles de igual altura		Prototipo 2: Paneles de diferente altura	
Prototipo 1 – NCh 2369		Prototipo 2 – NCh 2369	
Diagonal	XL25x36.6	Diagonal	XL25x36.6
Columna	HN30x159	Columna	HN30x156
Puntal	HN25x46	Puntal	HN20x46
Viga de techo	IN35x106	Viga de techo	IN35x106
Panel crítico por verificar		Panel crítico por verificar	
Prototipo 1 – AISC 341-16		Prototipo 2 – AISC 341-16	
Diagonal	XL25x36.6	Diagonal	XL25x36.6
Columna	HN30x180	Columna	HN30x180
Puntal	IN30x102	Puntal	HN25x106
Viga de techo	IN35x106	Viga de techo	IN35x106
Panel 1 crítico		Panel 2 crítico	

En la figura 7 se muestran los resultados de las gráficas IDA para el primer modelo, bajo la metodología chilena de la norma NCh2369, tanto como para roca como para suelo, las gráficas tienen una misma escala para efectos comparativos. A primera instancia se observa una clara diferencia en los valores de la razón de margen de colapso según el tiempo de suelo, siendo este mayor para los análisis realizados en suelo. También se observa congruencia con los resultados de los análisis estáticos no lineales, evidenciando un desempeño elástico y llegando a derivas máximas entre 0.4% y 0.5%.

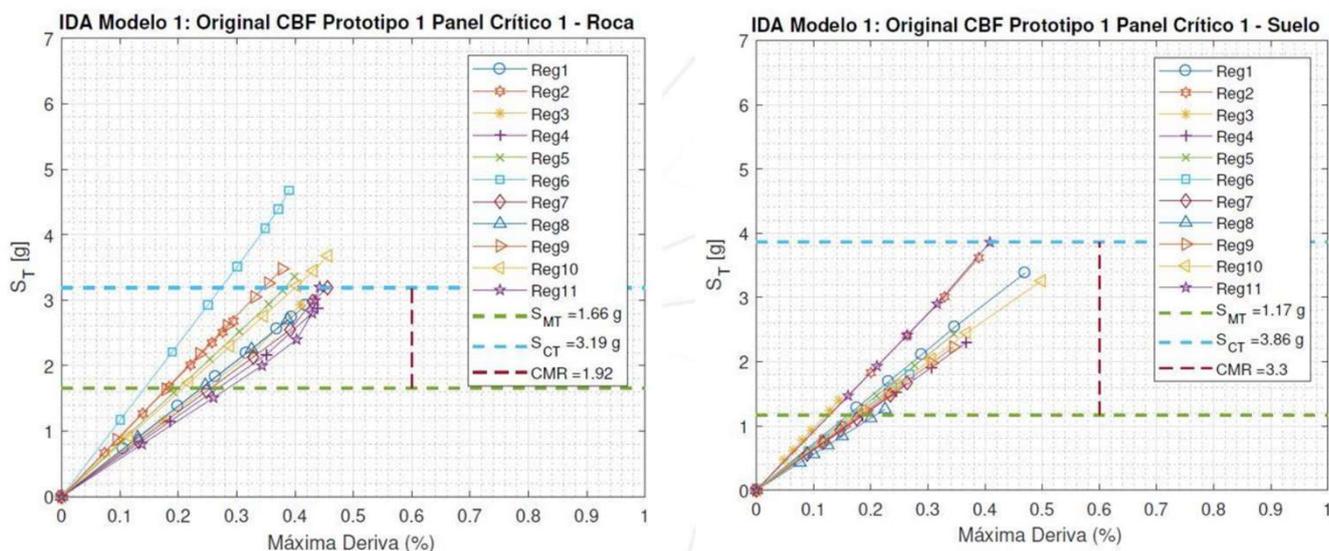


Figura 7: Curvas IDA para modelo chileno, prototipo 1, panel crítico 1, en roca y suelo

En la figura 8 se observan los resultados para el modelo 5, que es el modelo bajo la metodología de diseño AISC, prototipo 1, panel crítico 1. Se evidencia la misma relación de la influencia del tipo de suelo en la respuesta estructural obteniendo valores mayores de razones de margen de colapso (CMR) para los modelos en suelo, pero presentando valores ligeramente mayores de CMR en ambos casos. El resumen de resultados de todos los modelos se encuentra en la tabla 2 y 3.

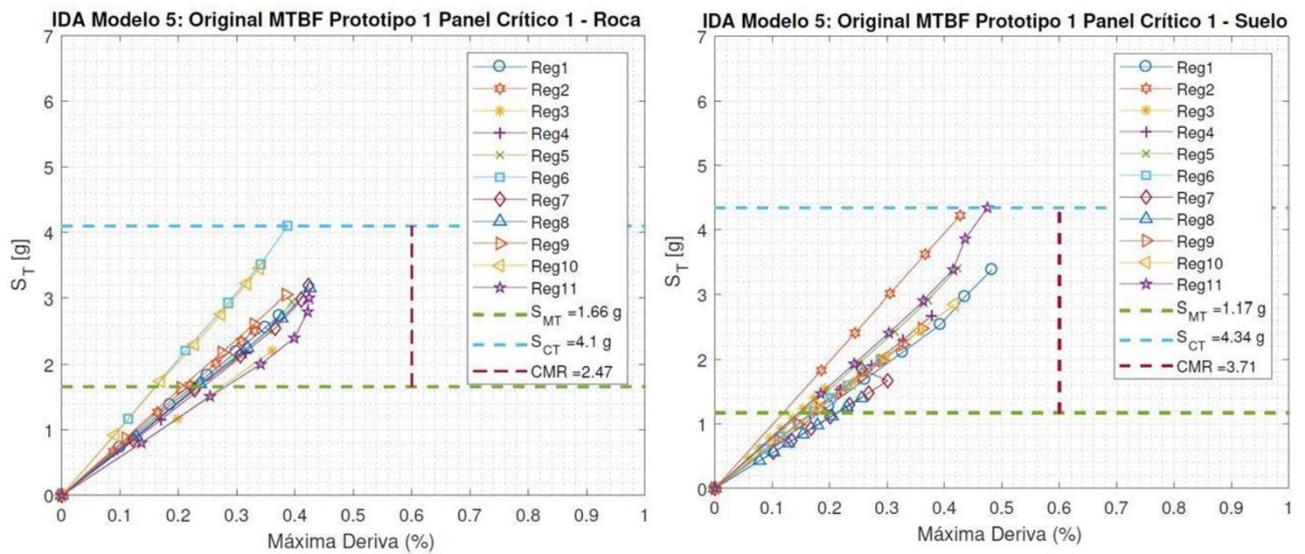


Figura 8: Curvas IDA para modelo AISC, prototipo 1, panel crítico 1, en roca y suelo

Se evaluó el desempeño sísmico individual de cada marco multi-panel según lo estipulado en la norma FEMA P695 comparando los valores de la razón de margen de colapso ajustada con los valores admisibles, basado en la ecuación (6), y se verificó que todos cumplen con un desempeño satisfactorio tanto para roca como para suelo, tal como se muestra en la tabla 2.

$$ACMR_i \geq ACMR_{20\%} \quad (6)$$

Tabla 2: Verificación del criterio de aceptación para modelos en roca

ROCA							
#	Modelo	CMR	SSF	β_{total}	ACMR	ACMR _{20%}	Criterio
1	CBF P1 PC1	1.92	1	0.525	1.92	1.56	Cumple
2	CBF P1 PC2	2.82	1	0.525	2.82	1.56	Cumple
3	CBF P2 PC1	1.92	1	0.525	1.92	1.56	Cumple
4	CBF P2 PC2	2.22	1	0.525	2.22	1.56	Cumple
5	MTBF P1 PC1	2.47	1	0.525	2.47	1.56	Cumple
6	MTBF P1 PC2	2.64	1	0.525	2.64	1.56	Cumple
7	MTBF P2 PC1	1.96	1	0.525	1.96	1.56	Cumple
8	MTBF P2 PC2	2.10	1	0.525	2.10	1.56	Cumple

Tabla 3: Verificación del criterio de aceptación para modelos en suelo

SUELO							
#	Modelo	CMR	SSF	β_{total}	ACMR	ACMR _{20%}	Criterio
1	CBF P1 PC1	3.30	1	0.525	3.30	1.56	Cumple
2	CBF P1 PC2	4.12	1	0.525	4.12	1.56	Cumple
3	CBF P2 PC1	3.61	1	0.525	3.61	1.56	Cumple
4	CBF P2 PC2	3.61	1	0.525	3.61	1.56	Cumple
5	MTBF P1 PC1	3.71	1	0.525	3.71	1.56	Cumple
6	MTBF P1 PC2	3.61	1	0.525	3.61	1.56	Cumple
7	MTBF P2 PC1	4.12	1	0.525	4.12	1.56	Cumple
8	MTBF P2 PC2	3.71	1	0.525	3.71	1.56	Cumple

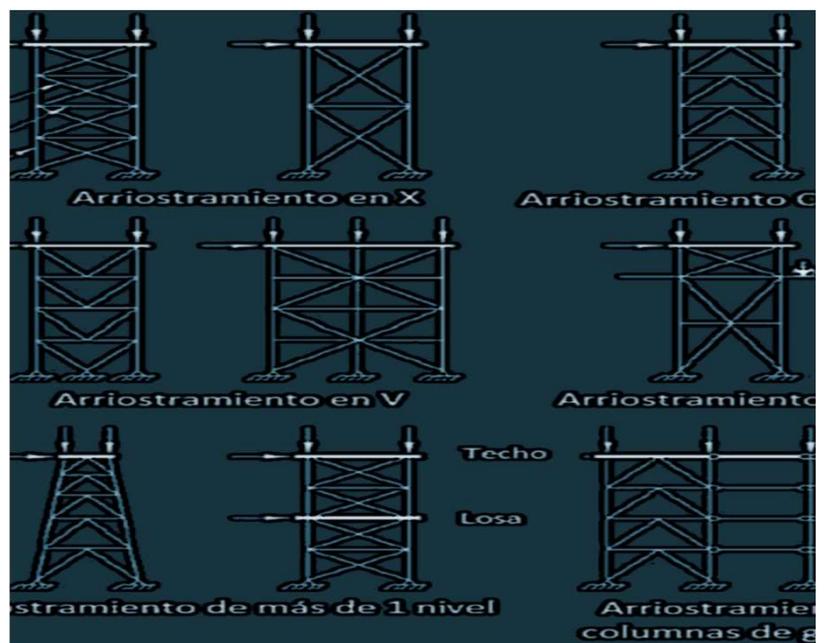
Sobre la base de los cálculos y los análisis se puede inferir que los marcos están sobredimensionados en resistencia, al tener un desempeño prácticamente elástico, una buena solución podría ser disminuir las secciones de los perfiles utilizados, pero por norma se debe cumplir requerimientos de rigidez y estabilidad lateral y torsional, que son los que controlan en el diseño en este tipo de marcos.

4. CONCLUSIONES

Se observó una clara influencia del suelo en la respuesta estructural de los marcos multi-panel arriostrados concéntricamente, al ser un sistema estructural poco dúctil comparado con otros sistemas estructurales como los marcos especiales a momento, los convierte en estructuras más rígidas, lo cual influye en la obtención de valores de CMR menores comparados con los análisis en roca.

Los MTBF estudiados cumplen los requisitos del FEMA P695, su desempeño fue elástico y poco dúctil, lo cual se ve reflejado en la forma de las curvas IDA al tener una tendencia lineal de las gráficas generadas, en la que también se observa poca incursión inelástica de los modelos debido a la presencia de inestabilidades ante elevadas intensidades sísmicas. Resultados fueron congruentes con los análisis estáticos no lineales.

Al comparar los desempeños sísmicos bajo ambas metodologías, se observa que cumplen los requerimientos de la norma FEMA P695 para un desempeño satisfactorio, pero se evidencia poca incursión inelástica en los marcos, finalmente se concluye que los requerimientos de la norma AISC 341 para los marcos multi-panel no son efectivos en el desempeño sísmico de las estructuras estudiadas.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Egger, J. E., Rojas, F. R., & Massone, L. M., "High-Strength Reinforcing Steel Bars: Low Cycle Fatigue Behavior Using RGB Methodology". *International Journal of Concrete Structures and Materials*, vol. 15(1), pp. 1-13, 2021
2. Imanpour, A., Auger, K., and Tremblay, R., "Seismic Design and Performance of Multi-Tiered Steel Braced Frames Including the Contribution from Gravity Columns under In-plane Seismic Demand.", *Advances in Engineering Software*, pages 106–122, 2016
3. Auger, K., "Conception Parasismique Des Contreventements Concentriques En Treillis À Segments Multiples Combinés Aux Poteaux Gravitaires." *Mémoire de maîtrise. École Polytechnique de Montreal*, 2017.
4. Comeau, C., Cano, P., Tremblay, R., Imanpour, A., "Seismic Response of Two-Bay Steel Multi-Tiered Concentrically Braced Frames." *Proceedings of the 10th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas. STESSA 2022. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 262. Springer, Cham., 2022
5. Imanpour, A. and Tremblay, R., "Seismic Design and Response of Steel Multi-Tiered Concentrically Braced Frames in Canada.", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2016
6. American Institute of Steel Construction, "ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings." Chicago, IL, 2016.
7. INN-Chile Instituto Nacional de Normalización, "NCh2369.Of2003, Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales." Santiago, Chile, 2013
8. Comeau, C., Cano, P., Imanpour, A., Tremblay, R., "Seismic Behaviour and Design of Chevron Multi-tiered Concentrically Braced Frames." *Proceedings of the 10th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas. STESSA 2022. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 262. Springer, Cham., 2022.
9. Cano, P., Imanpour, A., "Evaluation of Seismic Desing Methos for Steel Multi-Tiered Special Concentrically Braced Frames." *Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council. Baltimore, Maryland, April 10-13, 2018*
10. Imanpour, A. and Tremblay, R., "Seismic Design Procedure For Steel Multi-Tiered Concentrically Braced Frames Beyond CSA S16 Limit.", *Resilient Infraestructure London*, 2016.
11. Rodríguez, M., "Desempeño Sísmico de Estructuras Industriales de Marcos Multi-Panel Arriostrados Concéntricamente, MTBF.", Tesis para Optar al Título de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, 2020.
12. Federal Emergency Management Agency, "FEMA P695 - Quantification of Building Seismic Performance Factors.", Washington, D.C., 2009
13. Bani, M., Imanpour, A., "Seismic Performance of Steel Multi-tiered Buckling-Restrained Braced Frames in Canada". *Proceedings of the 10th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas. STESSA 2022. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 262. Springer, Cham., 2022.
14. American Society of Civil Engineers, "ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation of Existing Buildings.", Reston VA, 2013.

