

Desempeño Estructural de Marcos de Momento Con Anclajes Ductiles

M. Medalla (1), P.Torres (2), D. López-García (3)

(1) Ingeniero Civil, M. Eng., Ph.D.(c), AMU Ingenieros, miguel.medalla@amuingenieros.com

(2) Ingeniero Civil, Ph.D., Universidad San Francisco de Quito, patorresr@usfq.edu.ec

(3) Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile; & Investigador, Centro de Investigación para la Gestión Integrada del Riesgo de Desastres (CIGIDEN) ANID FONDAF 1522A0005, dlg@ing.puc.cl

Resumen

En Chile, una práctica acostumbrada en el diseño de estructuras de acero es considerar a las bases de columna como fusibles sísmicos. A diferencia de la filosofía norteamericana, en donde se espera desarrollar la plasticidad en el extremo inferior de la columna durante un sismo severo, la práctica chilena para el diseño de marco resistentes a momento (MRM) intenta concentrar dicha demanda plástica en pernos de anclajes con una longitud flexible que evite su eventual ruptura y que también permita faenas de inspección y eventual reapriete luego de terremotos. Si bien esta filosofía de diseño y práctica constructiva se ha extendido por muchos años, no existe documentación profunda respecto de métodos formales y/o estandarizados de diseño, así como tampoco respecto del comportamiento sísmico esperado en estructuras que consideren esta solución. De acuerdo con avances recientes en este tópico, respecto del comportamiento esperado de este sistema de anclaje frente a protocolos de diseño estandarizados, el presente estudio presenta un análisis de desempeño de un sistema tipo MRM con anclajes dúctiles diseñados con distintas fuerzas de diseño. Los resultados indican que la inclusión de bases de columnas dúctiles disminuye el nivel de daño en las columnas del primer nivel y aumentan las medianas de colapso aun cuando se consideren fuerzas de diseño tan bajas como el 30% de la capacidad esperada de las columnas.

Palabras-Clave: marcos resistentes a momento, anclajes dúctiles, plasticidad concentrada

Abstract

In Chile, a common practice in the design of steel structures is to consider base columns as seismic fuses. Unlike the North American philosophy, where plasticity is expected to be developed at the lower end of the column during a severe earthquake, the Chilean practice for Moment Resisting Frame (MRM) designs attempts to concentrate this plastic demand on anchor bolts with an exposed length that avoids its eventual fracture and allows inspection and eventual retightening after earthquakes. Although this design philosophy and construction practice has been extended for many years, there is no deep documentation regarding formal and/or standardized design methods, nor regarding the expected seismic behavior of structures that consider this solution. In accordance with recent advances in this topic, regarding the expected behavior of this anchoring system against standardized design protocols, this study presents a performance analysis of an MRM-type system with ductile anchors designed for different force levels. Results indicate that including a ductile base column decreases the level of damage in the 1st-story columns and increases the median collapse capacities even when considering design forces as low as 30% of the expected capacity of the columns.

Keywords: moment resisting frames, ductile base columns, lumped plasticity

1 Introducción

El diseño sismorresistente de marcos resistentes a momento (MRM) en zonas de alta sismicidad se basa en mecanismos de colapso que concentran la deformación plástica, y por ende la disipación de energía, en los extremos de las vigas y en la base de las columnas [1][2] con el propósito de maximizar la capacidad de deformación lateral del sistema previo al desarrollo de un mecanismo de colapso o falla frágil (ver. Fig. 1).

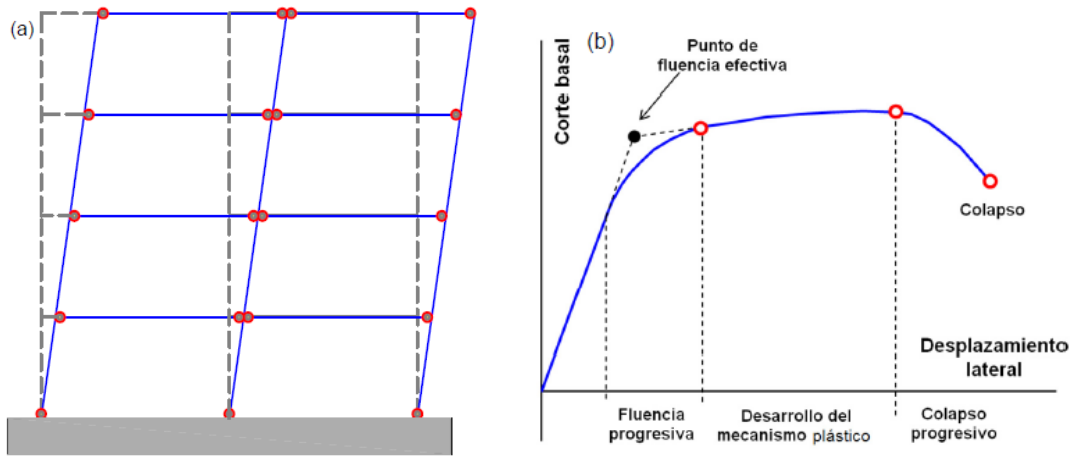


Fig. 1: Mecanismo de Colapso Objetivo MRM [3]. (a) Distribución de plastificaciones, (b) Relación Corte Basal – Desplazamiento Lateral deseado.

Ahora bien, a diferencia de la práctica norteamericana, en donde se desea el desarrollo de la rotulación plástica en el extremo inferior de la columna (i.e., en extremo inferior del elemento prismático), la práctica chilena desarrolla dicha plastificación a través del comportamiento axial en tracción de los pernos de anclaje. Para esto, el detalle más común usado en la práctica chilena considera pernos con una longitud libre expuesta (i.e., longitud libre fuera del hormigón de los pedestales o fundaciones) que permite la acumulación de la deformación plástica en dicha zona. El objetivo principal es evitar fallas frágiles durante un sismo severo, así como también permitir inspecciones y eventuales reaprietes o reparaciones post sismo. La Fig. 2 muestra un esquema del detalle de base de columna dúctil comúnmente considerado en la práctica nacional.

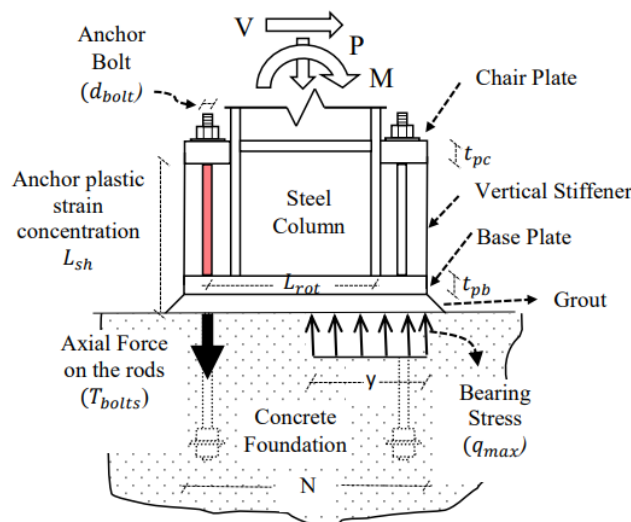


Fig. 2: Base de Columna dúctil con pernos expuestos [6]

Si bien este detalle de conexión ha sido ampliamente usado en la práctica chilena industrial por muchos años, metodologías o protocolos de diseño formales y evaluaciones profundas respecto de su impacto en el comportamiento sísmico de los sistemas estructurales frente a sismos severos son escasos, y por tanto no se tiene claridad respecto de la real contribución de este eventual sistema de disipación de energía.

Es importante hacer notar que el estado de la práctica en el diseño de estas bases dúctiles ha considerado a los pernos de anclaje como un fusible sísmico estándar, es decir, que estos comúnmente son diseñados para resistir fuerzas elásticas reducidas por el factor de modificación de respuesta R que corresponda al sistema estructural. Esto último levanta una duda adicional respecto del real impacto o contribución del anclaje dúctil al comportamiento estructural general, dado que estudios previos [9] en base a otros tipos de bases de columna (i.e., detalle típico de práctica norteamericana) han concluido que la flexibilidad adquirida en bases de columnas diseñadas con cargas reducidas podría aumentar la probabilidad de colapso de sistemas MRM respecto de sistemas que han considerado fuerzas de diseño para las bases de columna iguales a la capacidad esperada de la columna o iguales a cargas amplificadas por el factor de sobrerresistencia [2].

Considerando avances recientes referentes a protocolos de diseño para esta base de columna dúctil [4], así como también la caracterización de sus correspondientes relaciones momento curvatura [5], han permitido proponer modelos de plasticidad concentrada [6] para propósitos de análisis sísmicos y evaluaciones generales de desempeño estructural.

El presente trabajo tiene por objetivo considerar los recientes avances en la generación de herramientas analíticas para la modelación de bases dúctiles con pernos expuestos para evaluar la respuesta estructural de un sistema tipo MRM de 6 niveles que considera bases de columna empotradas diseñadas con 3 niveles de fuerzas de diseño diferentes.

2 Sistema Estructural en Estudio

La Fig. 3 muestra la planta y elevación del sistema estructural en estudio. El diseño considera los siguientes aspectos: a) Análisis modal espectral b) Edificio de Oficinas, c) Bases de Columnas Dúctiles con pernos expuestos d) Conexiones Viga-Columna RBS (Sección Reducida), f) Resistencia de elementos de acuerdo con AISC360-10 [5], d) Acero Calidad ASTM A992. El diseño ha sido realizado de acuerdo con las disposiciones de diseño requeridas en [7] considerando: a) Categoría de Riesgo II, b) Suelo Clase C, c) Magnitud de Momento entre 8.0 – 8.5, d) Coordenada espectral de periodo corto $S_s = 2.00 g$, coordenada espectral de periodo 1 segundo $S_1 = 0.75 g$. Los parámetros antes indicados corresponden a demandas espectrales MCE_R que pueden ser obtenidas en diversas zonas de la Costa Oeste de Estados Unidos (comparable a la demanda sísmica elástica de Chile en zonas de alta sismicidad). Los sistemas estructurales clasifican como Categorías de Diseño Sísmico D. El resumen del diseño puede observarse en la Tabla 1.

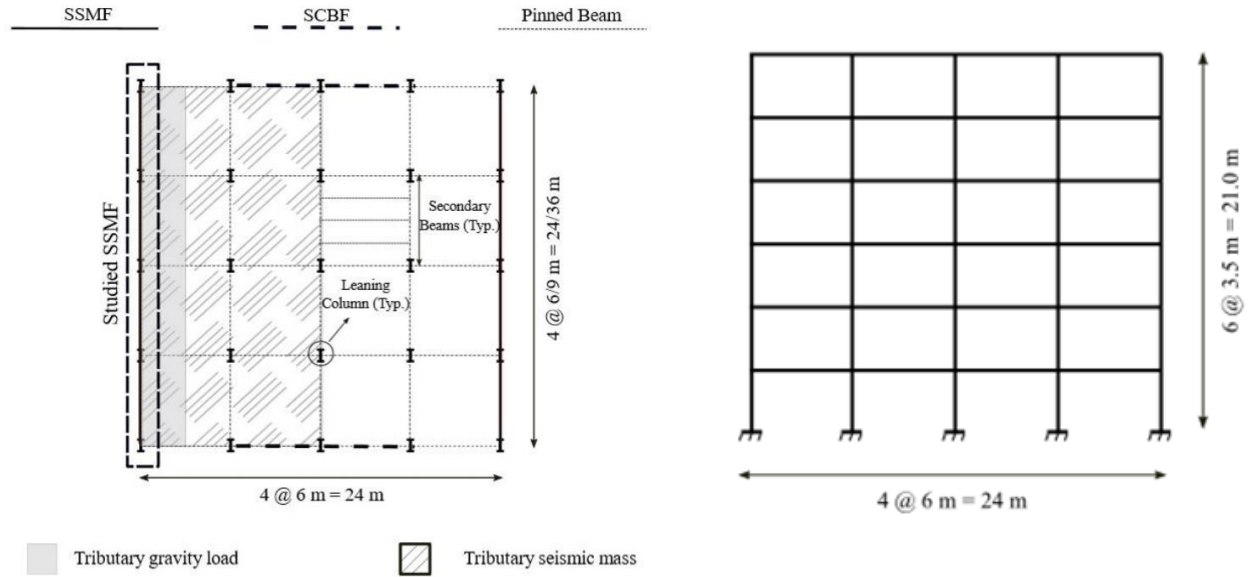


Fig. 3: Planta y Elevación MRM en Estudio [17]

Tabla 1 – Resumen de Diseño MRM analizado

6 Niveles	Periodo - $T_1 = 1.16$ seg.		
	R_{eff} 8.0	C_s 0.076	Ω_o 3
Piso	Col. Ext	Col. Int	Viga
1	W24x94	W24x103	W21x73
2	W24x94	W24x103	W21x73
3	W24x94	W24x103	W18x60
4	W24x94	W24x103	W18x60
5	W24x76	W24x94	W18x50
6	W24x76	W24x94	W18x50

R_{eff} : Factor de modificación de Respuesta Efectivo; C_s : Coeficiente Sísmico de Diseño; Ω_o : Factor de Sobrerresistencia

3 Diseño de Bases de Columnas

Para evaluar la respuesta o sensibilidad de los sistemas MRM frente a distintos diseños de las bases de columna se han considerado 3 fuerzas de diseño para el diseño de los pernos de anclaje, estas son: a) 30% M_{pr} (M30), b) 50% M_{pr} (M50) y c) 100% M_{pr} (M100), con M_{pr} igual a la capacidad esperada a momento de las bases de columna conectadas. Se hace notar que el valor indicado en a) es aproximadamente equivalente al nivel de fuerzas elásticas reducidas por el factor de modificación de respuesta efectivo R_{eff} . De acuerdo con [4] la Tabla 2 presenta el resumen general de los diseños de las placas base.

Tabla 2 – Resumen Diseño Placas Base

Diseño	Columna	B (mm)	N (mm)	L _{sh} (mm)	Diametro Pernos (in)	Nº Pernos (/lado)
M100	Interior	800	1100	530	2.00	4
M100	Exterior	900	1100	585	2.25	4
M50	Interior	600	900	405	1.50	4
M50	Exterior	700	1050	470	1.75	4
M30	Interior	600	900	405	1.50	4
M30	Exterior	500	850	350	1.25	4

N: Largo de Placa Base; B: Ancho de Placa Base; L_{sh}: Longitud Expuesta pernos de anclaje (ver Fig.2)

4 Modelo de Plasticidad Concentrada Base de Columna Dúctil

De acuerdo con los resultados obtenidos en [5], recientemente [6] ha propuesto modelos de plasticidad concentrada que permiten capturar el comportamiento no lineal de la respuesta cíclica de bases de columna dúctiles empotradas. El modelo de plasticidad concentrada se construye en base al modelo desarrollado por Takeda [8] para propósitos de modelación de elementos de hormigón armado. Considerando un arreglo de dos resortes en paralelo (Fig. 4), el modelo incluye un set de reglas para la modelación de la descarga, recarga y estrangulamiento (i.e., pinching), así como también modos de degradación cíclica de rigidez y resistencia (Fig. 5). Los parámetros requeridos para la construcción de la curva de capacidad, así como los parámetros de degradación, pueden observarse en la Tabla 3.

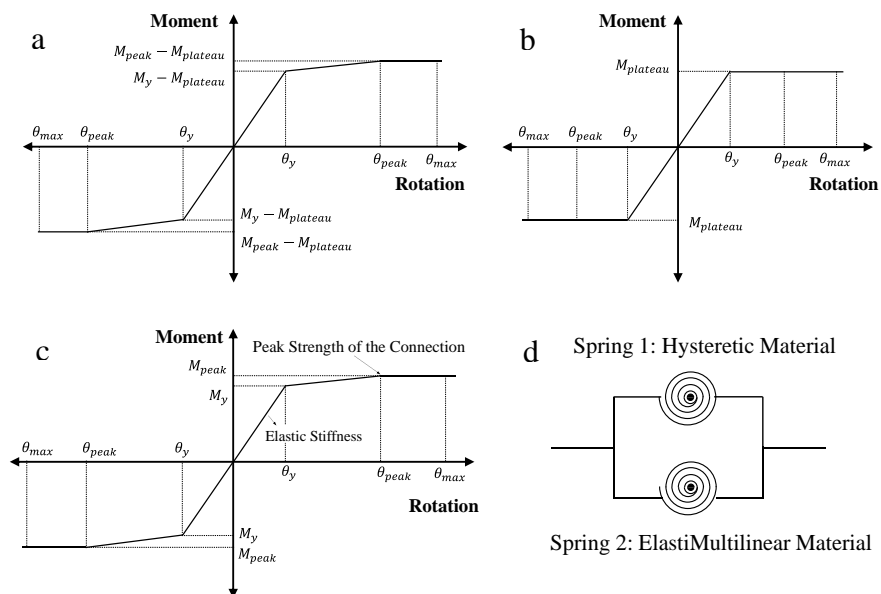


Fig. 4: Formulación del Modelo de plasticidad concentrada [6] a) Modelo histérico multilinear, b) Modelo multielástico (plateau), c) Curva de capacidad base de columna, d) Resortes en paralelo.

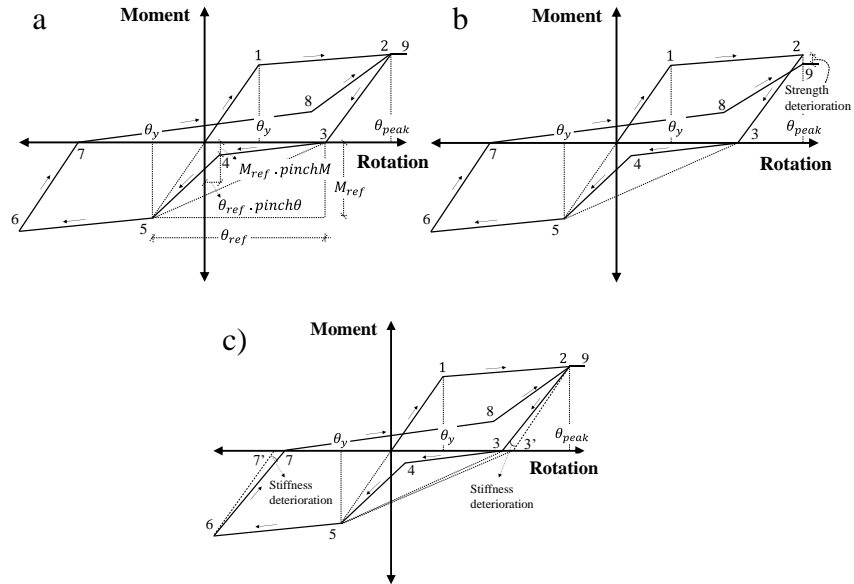


Fig. 5: Histéresis del Modelo de plasticidad concentrada [6] a) Reglas de histéresis, b) Degradación de resistencia en recarga, c) Degradación de resistencia en descarga.

Tabla 3 – Parámetros de Modelo de Plasticidad Concentrada

Diseño	Columna	M_y (kN.m)	θ_y (rad)	M_{peak} (kN.m)	θ_{peak} (rad)	M_{crit} (kN.m)	$pinch\theta$	$pinchM$	v_1	v_2
M100	Interior	2176	0.0017	2563	0.096	529	1.00	0.15	0.00	0.10
M100	Exterior	2524	0.0010	2735	0.047	275	1.00	0.15	0.00	0.10
M50	Interior	1124	0.0015	1300	0.085	432	1.00	0.15	0.00	0.10
M50	Exterior	1580	0.0008	1582	0.047	262	1.00	0.15	0.00	0.10
M30	Interior	810	0.0001	924	0.032	408	1.00	0.15	0.00	0.10
M30	Exterior	1580	0.0008	1582	0.047	262	1.00	0.15	0.00	0.10

v_1, v_2 : Parámetros de degradación

A través del arreglo de resortes indicado en la Fig. 4 el modelo de plasticidad concentrada ha sido implementado en *OpenSees* [10] mostrando la capacidad de reproducir de manera adecuada las histéresis obtenidas previamente de simulaciones de bases de columna dúctiles realizadas en modelos sofisticados de elementos finitos (FEM) sometidos a protocolos de carga cíclica. La Fig. 6 muestra algunas imágenes de una de las modelaciones realizada y luego la Fig. 7 muestra dos respuestas registradas en los modelos FEM en conjunto con la respuesta estimada por el modelo de plasticidad propuesto.

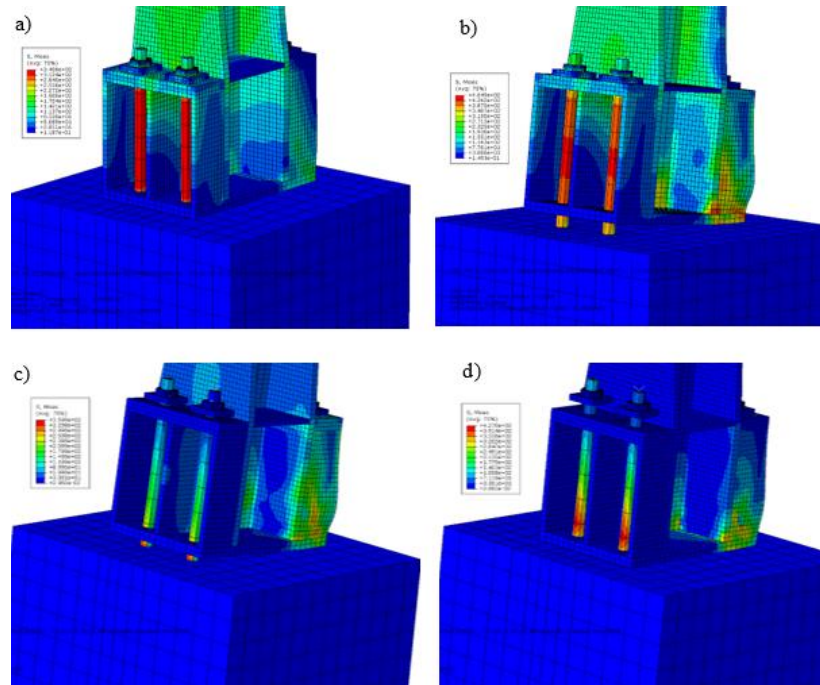


Fig. 6: Distribución de Tensiones Base de Columna Dúctil en distintas etapas [6] a) Momento de Primera Fluencia, b) Máximo Momento, c) Comienzo de Plateau, d) Fin de Plateau.

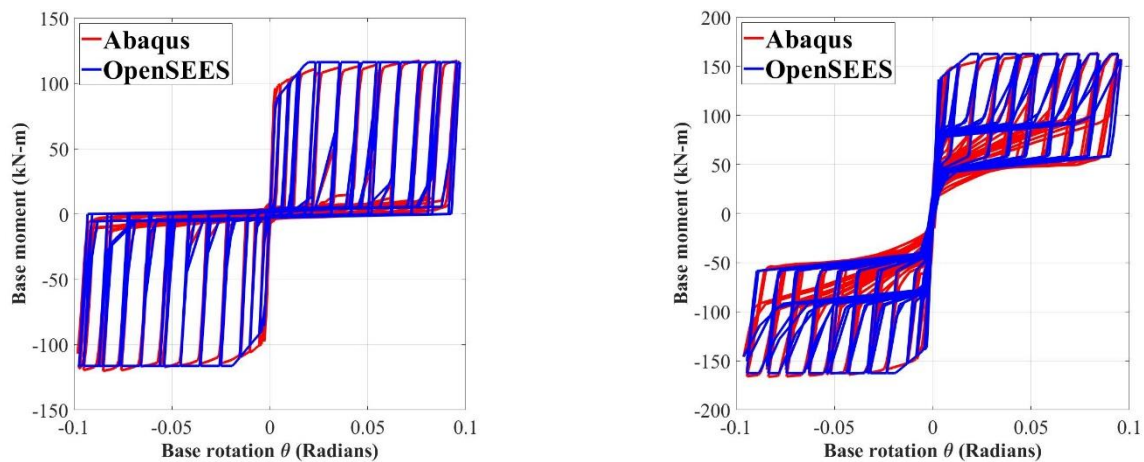


Fig. 7: Respuestas Modelos FEM vs Modelo de plasticidad concentrada [6]. (Izq.) Carga Axial Nula. (Der.) Carga Axial igual al 10% Capacidad en Fluencia Esperada

5 Registros Sísmicos

Considerando el criterio de selección de FEMA P695 [11], los análisis consideran un set de 44 registros de eventos subductivos de gran magnitud. La base de datos contempla registros sísmicos con aceleraciones máximas del suelo $PGA > 0.2 \text{ g}$ y velocidades máximas del suelo $PGV > 15 \text{ cm/seg}$. Los registros considerados provienen de los siguientes eventos: Valparaíso 1985, Chi-Chi 1999, Sur del Perú 2001, Tokachi-Oki 2003, Tocopilla 2007, Maule 2010, Tohoku 2011, Iquique 2014, Coquimbo 2015, Manabi 2016. La Fig. 8 muestra los espectros de respuesta elástica del set de registros sísmicos considerados. Para más detalles revisar el apéndice A de [17]

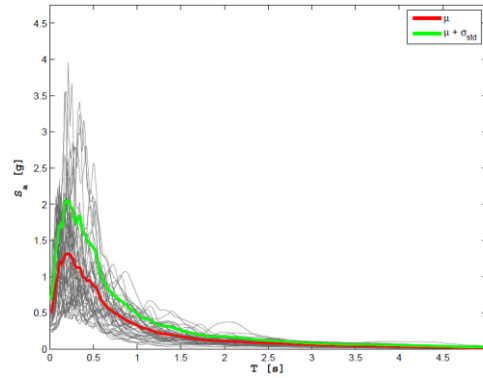


Fig. 8: Espectros de respuesta elástica set de registros sísmicos considerados

6 Modelo de Respuesta No Lineal

Los modelos estructurales se analizan en el plano (2D) a través del software OpenSees versión 2.5.0 [10]. Los efectos P-Delta son evaluados considerando la cinemática en grandes desplazamientos. La masa sísmica considerada corresponde al 100% de las cargas muertas más un 25% de las cargas vivas definidas en el diseño. Las relaciones constitutivas de los elementos vigas han sido modeladas a través de modelos de plasticidad concentrada con 3 elementos elásticos y dos resortes no lineales. Las propiedades de la curva esqueleto momento-rotación están basadas en los parámetros definidos en [12] y [13], luego adaptados y actualizados por [14]. Cada columna ha sido modelada con un elemento elástico y dos resortes no lineales, las propiedades de la curva esqueleto corresponden a las propuestas definidas en [15]. Consistente con los hallazgos de [16] la interacción carga axial – momento flector ha considerado a la carga de gravedad para el ajuste de las relaciones constitutivas. Tanto para columnas como para vigas el modelo de degradación considerado corresponde al modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler [13]. Las tasas de degradación han sido asumidas como constantes, las recomendaciones de [14] han sido consideradas. El modelo de la zona panel considera las definiciones de [15], pero se ha considerado una tasa de endurecimiento post fluencia de 1% en vez del 3% del modelo original de acuerdo con los hallazgos y recomendaciones recientes de [15]. Para más detalles del modelo no lineal se refiere a [17]

El método dinámico incremental (IDA) ha sido considerado para la evaluación de la capacidad de colapso del sistema estructural. El marco en estudio ha sido sometido a 44 historias de aceleración del suelo, donde cada una de estas historias de aceleración son incrementadas por factores de escala hasta alcanzar el colapso o estado límite considerado. En cada análisis de respuesta en el tiempo la máxima distorsión de entrepiso en todos los pisos ha sido monitoreada. Se ha definido al colapso estructural como una inestabilidad dinámica cuando la máxima distorsión de entrepiso aumenta rápidamente sin límite o cuando esta cantidad ha alcanzado 10%, lo que ocurra primero. Dado que típicamente el peligro o amenaza sísmica es computado a través de la intensidad de medida correspondiente a la aceleración espectral en el modo fundamental del edificio ($Sa(T_1)$) es que se ha considerado a dicho valor para los análisis del presente estudio.

Luego de realizados los análisis las gráficas presentadas en la Fig. 9 muestran las curvas IDA de los diseños M100, M50 y M30 respectivamente. Se hace notar que las figuras presentan en las ordenadas las pseudoaceleraciones $Sa(T_1)$ normalizadas a su correspondiente valor al nivel MCE_R . Luego las medianas de colapso fueron computadas para cada diseño obteniendo los valores de $\mu_{100} = 1.69$, $\mu_{50} = 1.98$ y $\mu_{30} = 1.82$ para los diseños M100, M50 y M30, respectivamente. Es posible observar que

la mediana de colapso más alta corresponde al diseño M50 con razones de 1.17 y 1.09 respecto de los diseños M100 y M30 respectivamente. Las respuestas anteriores podrían interpretarse, preliminarmente, como que la inclusión de un base de columna dúctil puede mejorar el comportamiento estructural respecto de las configuraciones tradicionales, en donde se concentra el daño en la columna, en la medida que el fusible sísmico tenga una resistencia mínima que no establezca un sistema base de columna demasiado flexible. De todas formas, es posible observar que el comportamiento del sistema M30 resulta con una mediana de colapso 1.08 veces mayor que la del sistema M100.

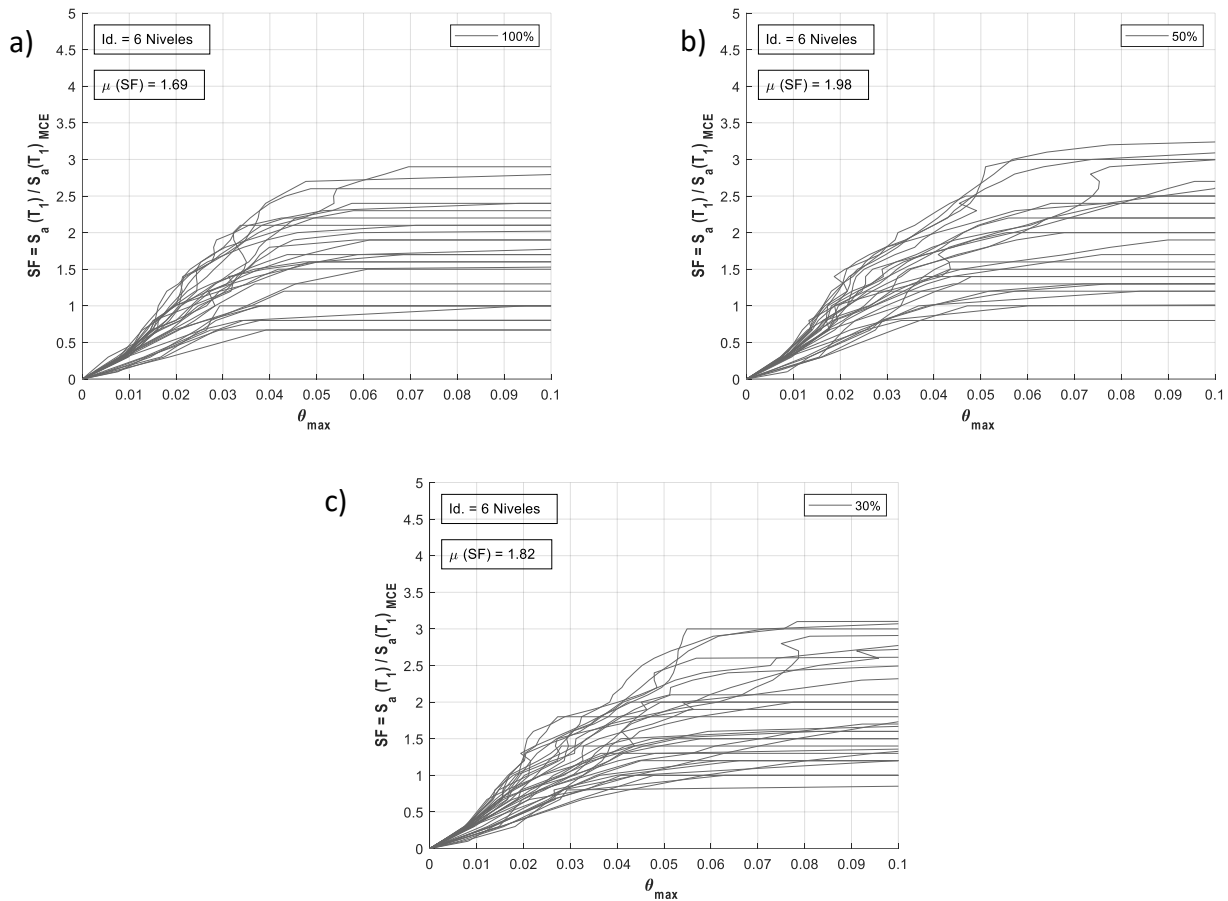


Fig. 9: Curvas IDA. a) Diseño M100. b) Diseño M50. c) Diseño M30. [17]

Para interpretar físicamente las respuestas registradas, se presentan en las Fig. 10 a Fig. 14 distintas respuestas obtenidas para un registro escalado al nivel MCE_R (Factor de Escalamiento igual a 2.37). Es posible observar que las distorsiones angulares del primer piso son mayores en la medida en que disminuye la fuerza de diseño, lo cual es esperable dado la flexibilización de la conexión a medida que disminuyen las fuerzas de diseño. Sin embargo, es posible observar que las distorsiones de entrepiso y deformaciones residuales del sexto nivel aumentan en la medida en que aumentan las fuerzas de diseño. Por otro lado, a nivel local es posible observar un comportamiento similar para las vigas del primer nivel, sin embargo el comportamiento de la columna se modifica dramáticamente en función de la fuerza de activación de la base de columna dúctil, observándose para los diseños M50 y M30 un comportamiento lineal elástico frente al sismo severo al cual se solicitó al sistema estructural.

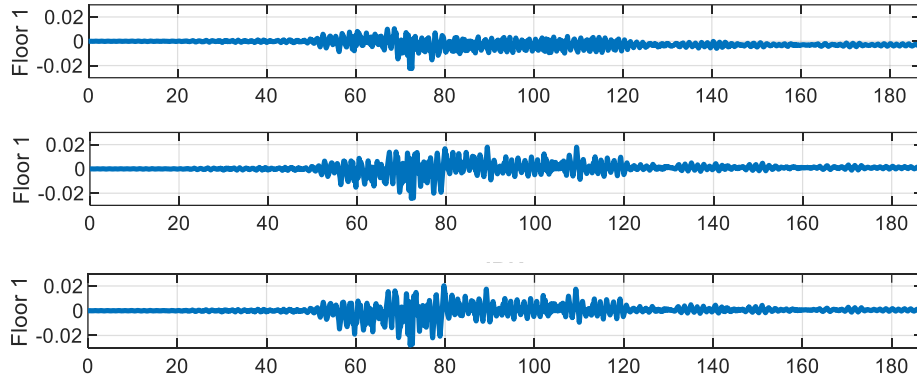


Fig. 10: Historia de respuesta de distorsión de entrepiso Nivel 1.

(Arriba) M100, (Medio) M50, (Abajo) M30

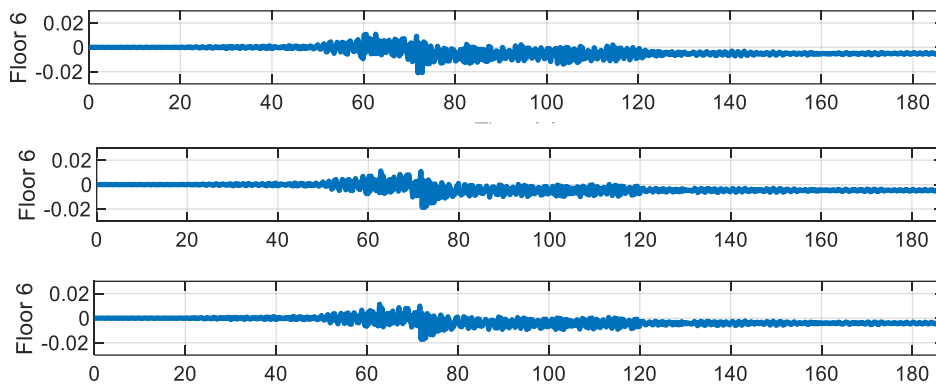


Fig. 11: Historia de respuesta de distorsión de entrepiso Nivel 6.

(Arriba) M100, (Medio) M50, (Abajo) M30

7 Conclusiones y Comentarios

Considerando los avances en protocolos de diseño y modelos analíticos que permitan describir el comportamiento de bases de columnas dúctiles con pernos expuestos a momento, se ha realizado un análisis de comportamiento de un marco resistente a momento de 6 niveles, concluyendo lo siguiente:

- Las bases de columna dúctiles permiten disminuir el daño esperado en la parte inferior de las columnas del primer nivel, obteniendo incluso un comportamiento 100% elástico en los casos en estudio. Este comportamiento permitiría evitar eventuales acortamientos del edificio frente a sismos severos.
- Concentrar el daño en los pernos de anclaje puede significar una faena de reparación más veloz y menos invasiva que la reparación de columnas. Considerando lo anterior, el desarrollo de un sistema de base de columna con pernos intercambiables podría significar una mejora sustancial del comportamiento esperado de las estructuras de marcos resistentes a momento convencionales.
- Las bases de columna dúctiles han aumentado las medianas de colapso respecto de sistemas diseñados para que la inelasticidad se concentre en las columnas cuando son analizados mediante análisis dinámico-incrementales. Se observa que las respuestas son sensibles a la fuerza de diseño de las bases de columna, disminuyendo su efectividad en la medida en que se

consideren fuerzas de diseño demasiado bajas para los anclajes (e.g., fuerzas reducidas por el factor de reducción de respuesta). En trabajos futuros se recomienda investigar en detalle los niveles óptimos para el dimensionamiento de las bases de columnas.

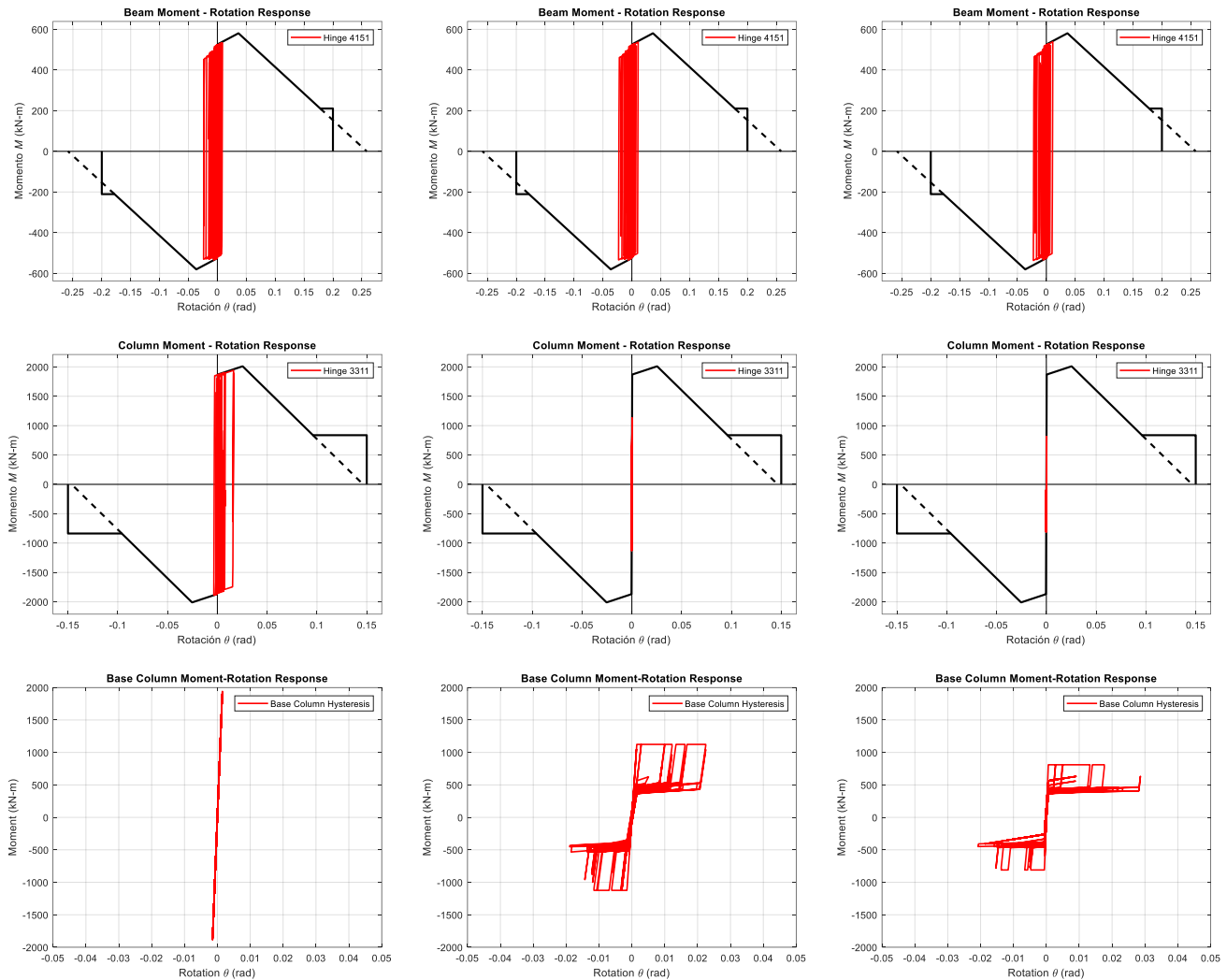


Fig. 12: Respuestas Sismo Registro Sísmico Maule 2010 – Estación Santiago-Maipú (FE=2.37)

(Arriba) Columna 1^{er} Nivel, (Medio) Viga 1^{er} Nivel, (Abajo) Base Columna

(Izq.) M100, (Central) M50, (Der.) M30

8 Agradecimientos

Se agradece el apoyo brindado por el Centro de Investigación para la Gestión Integrada del Riesgo de Desastres (CIGIDEN) ANID FONDAP 1522A0005.

9 Referencias

- [1] INN, 2023. Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, NCh2369. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

- [2] AISC, 2016. Seismic provisions for structural steel buildings, AISC341-16. American Institute of Steel Construction, Chicago, U.S.
- [3] Crisafulli, F., 2018. Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero. ALACERO, 5ta Edición.
- [4] Peña, C. (2018). Protocolo de Diseño Bases de Columnas Empotradas. Seminario MRH.
- [5] Torres-Rodas, P., Medalla, M., Zareian, F., & Lopez-Garcia, D. (2022). Cyclic behavior and design methodology of exposed base plates with extended anchor bolts. *Engineering Structures*, 260, 114235.B.
- [6] Torres-Rodas, P., Medalla, M & Lopez-Garcia, D. (2023). A Mathematical Model for the Cyclic Behavior of Exposed Base Plates with Extended Anchor Rods. *Engineering Structures*, en revisión.
- [7] American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-16, Reston, VA.
- [8] Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the structural division*, 96(12), 2557-2573
- [9] T. Falborski, P. Torres-Rodas, F. Zareian, A. Kanvinde, Effect of base-connection strength and ductility on the seismic performance of steel moment-resisting frames, *J. Struct. Eng.* (2020)
- [10] McKenna F, Fenves G and Scott M (2006) OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Center, University of California. Available at: <http://opensees.berkeley.edu> (accessed March 2022).
- [11] Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2009) Quantification of Building Seismic Performance Factors. FEMA P695, 1 June, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [12] Applied Technology Council (ATC), 2010. ATC 72-1, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, Redwood City, CA, USA.
- [13] Lignos, D.G., Krawinkler, H., 2011. Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, *Journal of Structural Engineering* 137, 1291-1302.
- [14] Hartloper, A., 2016. Updates to the asce-41-13 nonlinear modeling provisions for performance-based seismic assessment of new and existing steel moment resisting frames, Master Dissertation, McGill University, Québec, Canada.
- [15] Suzuki, Y., Lignos, D., 2015. Large scale collapse experiment of wide flange steel beam-columns. 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA12, Shanghai, China.
- [16] Gupta, A. and Krawinkler, H., 2000. Dynamics P-delta effects for flexible inelastic steel structures, *ASCE Journal of Structural Engineering* 126, 145–154.
- [17] Medalla, M., Lopez-Garcia, D., & Zareian, F. (2020). Seismic characterization of steel special moment frames subjected to megathrust earthquakes. *Earthquake Spectra*, 36(4), 2033-2057.