



**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE BASADO EN DESEMPEÑO SISMICO APLICADO A
MARCOS DE ACERO RIGIDOS ARRIOSTRADOS EN X EMPLAZADOS EN ZONA
MINERA DISEÑADOS SEGÚN LA NORMA NCh2369 ACTUALIZADA EN 2023**

POR

**Natalia Alexandra Carrasco Galindo
Pedro Pablo Ibarra Yañez**

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para
optar al título de Ingeniero Civil

Profesor Guía
Rodrigo Silva

Profesional Supervisor
Cristian Urzúa
Miguel Medalla

Octubre 2023
Concepción (Chile)

© 2023 Natalia Alexandra Carrasco Galindo, Pedro Pablo Ibarra Yañez

© 2023 Natalia Alexandra Carrasco Galindo, Pedro Pablo Ibarra Yañez

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a mi familia, en especial a mi padre y madre, quienes han dado todo en la vida para mi formación académica y lograr ser un profesional, me han contenido en los momentos más difíciles, cuando sentía que no podía más, me dieron fuerzas, cariño y su apoyo incondicional.

A mis hermanos, que me han dado todo su cariño, entregado fuerzas para seguir este camino y ayudaron en todo lo que se encontraba a su alcance.

A mi tia-abuela por regalarme y contenerme en los momentos de estrés y saturación, por aquellas moneditas escondidas para el pasaje y comprarme dulces, por su cariño, y por sobre todo quererme y considerarme como su nieto siempre.

También se la dedico a mis tíos y tías más cercanos, quienes, me tuvieron presente en sus oraciones y entregaron sus palabras de aliento para seguir adelante y culminar este proceso.

Por último, agradecer a las familias tutoras, que formaron parte en las distintas etapas de mi formación académica, entregando todo su apoyo, y acogerme como uno más de su familia.

(Pedro Ibarra)

Este trabajo se lo dedico a mi familia, en especial a mi madre y mi hermano, quienes me han apoyado en cada etapa de mis estudios. También se la dedico a mi pareja quien me ha contenido en los momentos más difíciles, ha brindado su amor y apoyo incondicional y ha ayudado a tener más confianza. Y por sobre todo me lo dedico a mí misma, por tener siempre la paciencia y perseverancia para investigar, trabajar, aportar y cumplir mis objetivos.

(Natalia Carrasco)

AGRADECIMIENTOS

Agradecer a *SIBER-RISK project: Simulation Based Earthquake Risk and Resilience of Interdependent Systems and Networks ANID/FONDECYT/1170836* por la base de datos entregada respecto a los sismos ocurridos en el territorio nacional.

También agradecer a excompañeros que nos antecedieron en este estudio, Alberto Maass y Magdalena Espinoza, entre otros, quienes nos pudieron entregar conocimientos que ellos adquirieron al realizar este trabajo.

Agradecer a los profesores, Cristian Urzúa y Miguel Medalla, por sus conocimientos y asesoramientos que fueron entregados para poder llevar a cabo esta memoria.

Finalmente, agradecer a nuestro profesor guía, Profesor Rodrigo Silva por el conocimiento entregado a lo largo de estos 6 años de formación académica como futuros ingeniero e ingeniera, asesoramiento en esta etapa final para optar al título, además de su paciencia y constancia para culminar esta gran etapa de formación.

RESUMEN

Chile, es uno de los países con mayor actividad sísmica a lo largo de su geografía, donde durante el transcurso de los últimos años ha experimentado una frecuencia de eventos sísmicos no menor, dentro de los cuales se destaca el de Valdivia en 1960. Lo anterior conlleva a la necesidad de estar en completa evaluación y actualización de las normativas de diseño sísmico, siendo crucial en esto la actual normativa vigente NCh2369. Esta norma contiene disposiciones para el diseño de estructuras de acero basadas en marcos arriostrados concéntricamente y placas base de columnas con pernos de anclaje dúctiles (MAC), requerimientos que se deben cumplir a la hora de realizar el diseño de estructuras destinadas a instalaciones industriales. La filosofía detrás de esta norma no se limita a garantizar la resistencia sísmica de las estructuras y proteger la vida, sino también a asegurar la continuidad de la operación y minimizar el tiempo de paralización. Esto es importante debido a las grandes pérdidas económicas que se pueden producir en caso de interrupción prolongada de las operaciones.

La normativa NCh2369 nace durante el año 2003, siendo clave y guía, la experiencia y las prácticas de importantes empresas de ingeniería en Chile para generar diseños estructurales redundantes con alta resistencia lateral, con el objetivo de evitar la incursión inelástica en los elementos estructurales. Sin embargo, debido a el evento sísmico ocurrido en la región del Maule en 2010, se evidenció problemas en la puesta en marcha de equipos, como también deficiencias en el mecanismo de colapso, siendo esto indicio de una clara necesidad de actualizar dicha normativa, dando paso a la actual edición vigente, la normativa NCh2369 actualizada en el presente año (INN, 2023). NCh2369 requiere que el diseño de elementos donde se acepta plastificación (arriostramientos y pernos de anclaje) se base en fuerzas sísmicas reducidas por un factor de modificación de la respuesta R . Si bien esta metodología resulta ser razonable para el diseño de los arriostramientos verticales, el uso de fuerzas sísmicas reducidas para el diseño de pernos de anclaje no es capaz de garantizar que la plastificación del anclaje preceda al pandeo de arriostramientos, perdiéndose el efecto beneficioso del anclaje dúctil.

Dado lo anterior, el objetivo es comparar los resultados de metodología tradicional con los obtenidos mediante la implementación de una nueva metodología para el diseño de pernos de anclaje de tipologías MAC que se basa en la capacidad resistente lateral del sistema para el dimensionamiento de los pernos, considerando un espacio arquetipo de estructuras con periodos que varían entre 0.15 y

0.50 segundos, diseñadas en base a las disposiciones de la norma NCh2369 actualizada en 2023. Se incluye en la modelación la incursión no lineal de los pernos de anclaje y arriostramientos, para dos niveles de amenaza sísmica (nivel de diseño y para un nivel de máximo sismo posible), definidos en base a un espectro objetivo de media condicionada. Se estudian en detalle y con un enfoque estadístico los mecanismos de disipación de energía y los indicadores de daño más relevantes: elongación de los pernos de anclaje, factores de sobrerresistencia, disipación de energía y factor R_{μ} . Estos estudios permitirán validar las modificaciones establecidas a la norma NCh2369 (INN, 2023) y contrastar con la efectividad de la nueva metodología propuesta. De manera adicional se verifica el desempeño de algunas estructuras diseñadas previamente, pero ahora sobredimensionando levemente los arriostramientos de los primeros niveles de cada estructura, con el fin de promover que la plastificación comience en los pernos anclaje.

Los resultados obtenidos son coherentes con las disposiciones de la actual norma. En ambos niveles de amenaza sísmica, tanto para el diseño como para máximo sismo posible, se ha demostrado que los pernos de anclaje actúan eficazmente como fusibles sísmicos, y los arriostramientos, en conjunto, complementan su trabajo, con una igual o mayor participación en esta. Ya que con las nuevas disposiciones se privilegia el uso de perfiles HSS por sobre XL en arriostramientos, es posible obtener factores de utilización en el diseño en general más cercanos a uno, los que, en la mayoría de los casos, provocan una mayor incursión en el rango no lineal de estos miembros. Por otro lado, gracias a las disposiciones establecidas de sobrerresistencia, las columnas sísmicas han demostrado mantener su comportamiento lineal y estar protegidas contra la acción sísmica. Finalmente, a partir de los resultados de factor de reducción de la respuesta y la sobrerresistencia, se comprueba la capacidad de que las estructuras para disipar la energía sísmica sin entrar notoriamente en rango no lineal.

Por otra parte, si bien los resultados obtenidos mediante la normativa tradicional son los esperados y están dentro de los rangos estandarizados y permitidos, la aplicación de la metodología resulta en una mejora ostensible del desempeño estructural respecto al método tradicional (Norma NCh2369), observando que la energía disipada por los arriostramientos es menor lo que alivia el pandeo, y la deformación en dicho elemento también disminuye, considerando estos como los resultados más relevantes.

ABSTRACT

Chile is one of the countries with the highest seismic activity throughout its geography, where during the last years it has experienced a significant frequency of seismic events, among which the Valdivia earthquake in 1960 stands out. This leads to the need to be complete evaluation and updating of seismic design regulations, being crucial in this regard the current NCh2369 standard in force. This standard contains provisions for the design of steel structures based on concentrically braced frames and column base plates with ductile anchor bolts (MAC), requirements that must be met when designing structures for industrial facilities. The philosophy behind this standard is not limited to guaranteeing the seismic resistance of structures and protecting life, but also to ensure continuity of operation and minimize downtime. This is important because of the large economic losses that can occur in the event of prolonged interruption of operations.

The NCh2369 standard was born during 2003, being key and guide, the experience and practices of important engineering companies in Chile to generate redundant structural designs with high lateral resistance, with the objective of avoiding inelastic incursion in the structural elements. However, due to the seismic event that occurred in the Maule region in 2010, problems were evidenced in the commissioning of equipment, as well as deficiencies in the collapse mechanism, indicating a clear need to update this standard, giving way to the current edition in force, the NCh2369 standard updated this year (INN, 2023). NCh2369 requires that the design of elements where plastification is accepted (bracings and anchor bolts) be based on seismic forces reduced by a response modification factor R . Although this methodology is reasonable for the design of vertical bracings, the use of reduced seismic forces for the design of anchor bolts is not able to guarantee that anchorage plastification precedes buckling of bracings, losing the beneficial effect of ductile anchorage.

Given the above, the objective is to compare the results of traditional methodology with those obtained by implementing a new methodology for the design of anchor bolts of MAC typologies that is based on the lateral resistance capacity of the system for the sizing of the bolts, considering an archetypal space of structures with periods varying between 0.15 and 0.50 seconds, designed based on the provisions of the NCh2369 standard updated in 2023. The nonlinear incursion of anchor bolts and bracings is included in the modeling, for two levels of seismic hazard (design level and for a maximum

possible earthquake level), defined based on a conditioned mean objective spectrum. The energy dissipation mechanisms and the most relevant damage indicators are studied in detail and with a statistical approach: anchor bolt elongation, over-resistance factors, energy dissipation and R_{μ} factor. These studies will allow validating the modifications established to the NCh2369 standard (INN, 2023) and contrast with the effectiveness of the new proposed methodology. Additionally, the performance of some previously designed structures is verified, but now slightly oversizing the bracings of the first levels of each structure, in order to promote that plasticization begins at the anchor bolts.

The results obtained are consistent with the provisions of the current standard. At both seismic hazard levels, both for the design and for the maximum possible earthquake, it has been shown that anchor bolts act effectively as seismic fuses, and bracing complements their work, with an equal or greater participation in this. Since the new provisions favor the use of HSS sections over XL in bracing, it is possible to obtain design utilization factors generally closer to one, which, in most cases, results in a greater incursion into the nonlinear range of these members. On the other hand, thanks to the established provisions for over-resistance, seismic columns have been shown to maintain their linear behavior and to be protected against seismic action. Finally, from the results of the response reduction factor and the over-resistance, the capacity of the structures to dissipate the seismic energy without entering notoriously in the nonlinear range is verified.

On the other hand, although the results obtained by means of traditional standards are as expected and within the standardized and permitted ranges, the application of the methodology results in an ostensible improvement of the structural performance with respect to the traditional method (NCh2369), observing that the energy dissipated by the bracings is lower, which alleviates buckling, and the deformation in said element also decreases, considering these as the most relevant results.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3. Plan de trabajo	3
1.4. Principales resultados	4
1.5. Organización de la memoria.....	5
CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES PARA DISEÑO Y MODELACIÓN NO LINEAL	7
2.1. Introducción.....	7
2.2. Revisión histórica del diseño sísmico industrial en Chile y su implicancia en la actualización de la Normativa Chilena Nch2369 (INN, 2003- INN,2023).....	7
2.3. Espacio arquetipo	12
2.4. Análisis no lineal	12
2.5. Conclusiones.....	17
CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DEL ESPACIO ARQUETIPO	18
3.1. Introducción.....	18
3.2. Descripción de espacio arquetipo	18
3.3. Cargas	20
3.4. Combinaciones de diseño	20
3.5. Diseño de espacio arquetipo	21
3.6. Método de diseño para pernos de anclaje de tipologías MAC	24
3.7. Conclusiones.....	26
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS NO LINEAL DEL ESPACIO ARQUETIPO	27

4.1.	Introducción.....	27
4.2.	Modelación no lineal de anclaje y arriostramiento en SAP2000.....	27
4.3.	Resultados para anclaje y arriostramiento no lineales.....	29
4.4.	Discusión de resultados	39
4.5.	Conclusiones.....	42
CAPÍTULO 5: DISEÑO ALTERNATIVO BASADO EN DESEMPEÑO DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS		43
5.1.	Introducción.....	43
5.2.	Metodología.....	43
5.3.	Resultados.....	44
5.4.	Conclusiones.....	57
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS		58
REFERENCIAS		60
ANEXOS		64
ANEXO 2.1 HISTÉRESIS EN ARRIOSTRAMIENTOS		64
	Figura A.2.1 Curva histerética para el modelo de pivote	64
ANEXO 2.2 AMENAZA SÍSMICA.....		65
	Figura A.2.2 Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) T=0.10 s. (b) T=0.15 s. (c) T=0.20 s. (d) T=0.25 s. (e) T=0.30 s. (f) T=0.35 s.	65
	Figura A.2.3 Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) T=0.40 s. (b) T=0.45 s. (c) T=0.50 s. (d) T=0.55 s. (e) T=0.60 s. (f) T=0.65 s.	66
	Figura A.2.4 Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) T=0.70 s. (b) T=0.75 s. (c) T=0.80 s. (d) T=0.85 s. (e) T=0.90 s. (f) T=0.95 s.	67
	Figura A.2.5 Registros seleccionados para (a) T=0.10 s. (b) T=0.15 s. (c) T=0.20 s. (d) T=0.25 s. (e) T=0.30 s. (f) T=0.35 s.	68
	Figura A.2.6 Registros seleccionados para (a) T=0.40 s. (b) T=0.45 s. (c) T=0.50 s. (d) T=0.55 s. (e) T=0.60 s. (f) T=0.65 s.	69

Figura A.2.7 Registros seleccionados para (a) $T=0.70$ s. (b) $T=0.75$ s. (c) $T=0.80$ s. (d) $T=0.85$ s (e) $T=0.90$ s. (f) $T=0.95$ s.....	70
ANEXO 3.1 DISEÑO DE ARQUETIPOS	72
Figura A.3.1 Modelo estructural para arquetipo 11, $T=0.60$ s.....	72
Figura A.3.2 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 11, $T=0.60$ s.....	73
Figura A.3.3 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 11, $T=0.60$ s.....	73
Figura A.3.4 Modelo estructural para arquetipo 12, $T=0.65$ s.....	74
Figura A.3.5 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 12, $T=0.65$ s.....	75
Figura A.3.6 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 12, $T=0.65$ s.....	75
Figura A.3.7 Modelo estructural para arquetipo 13, $T=0.70$ s.....	76
Figura A.3.8 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 13, $T=0.70$ s.....	77
Figura A.3.9 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 13, $T=0.70$ s.....	77
Figura A.3.10 Modelo estructural para arquetipo 14, $T=0.75$ s	78
Figura A.3.11 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 14, $T=0.75$ s	79
Figura A.3.12 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 14, $T=0.75$ s.....	79
Figura A.3.13 Modelo estructural para arquetipo 15, $T=0.80$ s	80
Figura A.3.14 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 15, $T=0.80$ s	81
Figura A.3.15 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 15, $T=0.80$ s.....	81
Figura A.3.16 Modelo estructural para arquetipo 16, $T=0.85$ s	82
Figura A.3.17 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 16, $T=0.85$ s	83
Figura A.3.18 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 16, $T=0.85$ s.....	83
Figura A.3.19 Modelo estructural para arquetipo 17, $T=0.90$ s	84
Figura A.3.20 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 17, $T=0.90$ s	85
Figura A.3.21 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 17, $T=0.90$ s.....	85
Figura A.3.22 Modelo estructural para arquetipo 18, $T=0.95$ s	86
Figura A.3.23 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 18, $T=0.95$ s	87

Figura A.3.24	Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 18, $T=0.95$ s.....	87
ANEXO 3.2 DISEÑO VIGA PUNTAL		88
Figura A.3.25	Diagrama de cuerpo libre en viga puntal de marco arriostrado	88
Figura A.3.26	Factor de utilización de viga puntal para sismo reducido y desbalance plástico	89
ANEXO 3.4 RESISTENCIA PERNOS DE ANCLAJE.....		90
ANEXO 4.4 FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA.....		91
Figura A.4.4.1	Factor de sobrerresistencia (Ω) con anclaje y arriostramiento no lineal (a) Sismo de diseño. (b) Máximo sismo posible	91
ANEXO 5.3 RESULTADOS <i>DRIFT</i> DE ENTRE PISOS		92
Figura A.5.1	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel DLE.....	92
Figura A.5.2	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel DLE.....	92
Figura A.5.3	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel DLE.....	93
Figura A.5.4	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel DLE.....	93
Figura A.5.5	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel DLE.....	93
Figura A.5.6	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel DLE.....	94
Figura A.5.7	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel DLE.....	94
Figura A.5.8	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel DLE.....	95
Figura A.5.9	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel DLE.....	95
Figura A.5.10	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel DLE	96
Figura A.5.11	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel DLE	96
Figura A.5.12	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel DLE	97
Figura A.5.13	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel DLE	97
Figura A.5.14	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel DLE	98
Figura A.5.15	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel DLE	98
Figura A.5.16	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel DLE	99
Figura A.5.17	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel DLE	99

Figura A.5.18	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel DLE	100
Figura A.5.19	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel SMP	100
Figura A.5.20	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel SMP	101
Figura A.5.21	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel SMP	101
Figura A.5.22	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel SMP	102
Figura A.5.23	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel SMP	102
Figura A.5.24	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel SMP	103
Figura A.5.25	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel SMP	103
Figura A.5.26	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel SMP	104
Figura A.5.27	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel SMP	104
Figura A.5.28	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel SMP	105
Figura A.5.29	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel SMP	105
Figura A.5.30	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel SMP	106
Figura A.5.31	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel SMP	106
Figura A.5.32	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel SMP	107
Figura A.5.33	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel SMP	107
Figura A.5.34	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel SMP	108
Figura A.5.35	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel SMP	108
Figura A.5.36	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel SMP	109
DEFORMACIÓN DE ARRIOSTRAMIENTOS		110
Figura A.5.37	Deformación arriostramiento normalizada por fluencia caso DLE (a) Periodo 0.10 a 0.65 segundos (b) Periodo 0.70 a 0.95 segundos	110
Figura A.5.38	Deformación arriostramiento normalizada por pandeo caso DLE (a) Periodo 0.10 a 0.65 segundos (b) Periodo 0.70 a 0.95 segundos	111

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Propiedades dinámicas de los arquetipos	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 3.2 Diseño de pernos de anclaje para cada arquetipo.....	23
Tabla 4.1 Resultados del análisis con anclaje y arriostamiento no lineal, nivel DLE	¡Error! Marcador no definido.3
Tabla 4.2 Resultados del análisis con anclaje y arriostamiento no lineal, nivel SMP	¡Error! Marcador no definido.4

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	Marco sísmico de interés visto en planta.....	12
Figura 2.2	Curva envolvente típica para arriostramientos y Curva histerética para arriostramientos, respectivamente	13
Figura 2.3	(a) Modelo para bases de columna. (b) Curva envolvente para pernos de anclaje. Fuente: Urzúa (2015)	14
Figura 2.4	(Izq) Ubicación lugar de estudio (Der) Posicionamiento plataforma de amenaza. ..	14
Figura 2.5	Espectro de amenaza UHS a nivel SDI (10% en 50 años) y SMP (5% en 50 años)	15
Figura 2.6	(Izq) Espectros UHS y CMS para $T=0.15s$ a nivel SMP. (Der.) Espectros UHS y CMS a nivel SMP	16
Figura 3.1	(Izq.) Planta típica y sobrecargas estáticas. (Der.) Elevación típica.....	19
Figura 3.2	Modelo estructura tipo para arquetipo 7, $T=0.40 s$	19
Figura 3.3	Diseño con combinaciones LRFD para marco con periodo de $0.40 s$	22
Figura 3.4	Diseño con sismo amplificado para marco con periodo de $0.40 s$	22
Figura 4.1	Curva monotónica fuerza-desplazamiento para modelo con periodo de $0.40 s$	27
Figura 4.2	Parámetros de elemento <i>Link</i> para pernos de anclaje en software (kN y m).....	28
Figura 4.3	Parámetros tipo <i>Link</i> en software para arriostramientos (kN y m).....	28
Figura 4.4	Asignación de elementos tipo <i>Link</i> para arriostramientos y anclaje de las columnas sísmicas	29
Figura 4.5	Energía disipada con anclaje y arriostramiento no lineal en modelos con sismo de diseño (SDI) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando MetPA.	31
Figura 4.6	Energía disipada con anclaje y arriostramiento no lineal en modelos con sismo máximo posible (SMP) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando MetPA.	32
Figura 4.7	Elongación de pernos en modelos con sismo de diseño (SDI)(a) Diseño original. (b) Diseño aplicando MetPA	33
Figura 4.8	Elongación de pernos en modelos con sismo máximo posible (SMP) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando MetPA	34

Figura 4.9	Factor de reducción por ductilidad R_{μ} Sismo de diseño (SDI) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.	35
Figura 4.10	Factor de reducción por ductilidad R_{μ} Sismo máximo posible (SMP) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.	36
Figura 4.11	Sobrerresistencia espacio arquetipo original (a) Nivel SDI (b) Nivel SMP.	37
Figura 4.12	Sobrerresistencia espacio arquetipo modificado para Metodología propuesta (a) Nivel SDI (b) Nivel SMP.	38
Figura 4.13	Elongación de pernos promedio en modelos SDI y SMP (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando MetPA.	39
Figura 4.14	Factor R_{μ} promedio (DLE-SMP) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.	40
Figura 4.15	Sobrerresistencia Promedio espacio arquetipo Modificado para Metodología propuesta (a) Nivel SDI (b) Nivel SMP.	41
Figura A.2.1	Curva histerética para el modelo de pivote	64
Figura A.2.2	Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) T=0.10 s. (b) T=0.15 s. (c) T=0.20 s. (d) T=0.25 s. (e) T=0.30 s. (f) T=0.35 s.	65
Figura A.2.3	Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) T=0.40 s. (b) T=0.45 s. (c) T=0.50 s. (d) T=0.55 s. (e) T=0.60 s. (f) T=0.65 s.	66
Figura A.2.4	Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) T=0.70 s. (b) T=0.75 s. (c) T=0.80 s. (d) T=0.85 s. (e) T=0.90 s. (f) T=0.95 s.	67
Figura A.2.5	Registros seleccionados para (a) T=0.10 s. (b) T=0.15 s. (c) T=0.20 s. (d) T=0.25 s. (e) T=0.30 s. (f) T=0.35 s.	68
Figura A.2.6	Registros seleccionados para (a) T=0.40 s. (b) T=0.45 s. (c) T=0.50 s. (d) T=0.55 s. (e) T=0.60 s. (f) T=0.65 s.	69
Figura A.2.7	Registros seleccionados para (a) T=0.70 s. (b) T=0.75 s. (c) T=0.80 s. (d) T=0.85 s. (e) T=0.90 s. (f) T=0.95 s.	70
Figura A.3.1	Modelo estructural para arquetipo 11, T=0.60 s.	72
Figura A.3.2	Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 11, T=0.60 s.	73

Figura A.3.3 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 11, $T=0.60$ s.....	73
Figura A.3.4 Modelo estructural para arquetipo 12, $T=0.65$ s.....	74
Figura A.3.5 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 12, $T=0.65$ s.....	75
Figura A.3.6 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 12, $T=0.65$ s.....	75
Figura A.3.7 Modelo estructural para arquetipo 13, $T=0.70$ s.....	76
Figura A.3.8 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 13, $T=0.70$ s.....	77
Figura A.3.9 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 13, $T=0.70$ s.....	77
Figura A.3.10 Modelo estructural para arquetipo 14, $T=0.75$ s.....	78
Figura A.3.11 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 14, $T=0.75$ s.....	79
Figura A.3.12 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 14, $T=0.75$ s.....	79
Figura A.3.13 Modelo estructural para arquetipo 15, $T=0.80$ s.....	80
Figura A.3.14 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 15, $T=0.80$ s.....	81
Figura A.3.15 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 15, $T=0.80$ s.....	81
Figura A.3.16 Modelo estructural para arquetipo 16, $T=0.85$ s.....	82
Figura A.3.17 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 16, $T=0.85$ s.....	83
Figura A.3.18 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 16, $T=0.85$ s.....	83
Figura A.3.19 Modelo estructural para arquetipo 17, $T=0.90$ s.....	84
Figura A.3.20 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 17, $T=0.90$ s.....	85
Figura A.3.21 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 17, $T=0.90$ s.....	85
Figura A.3.22 Modelo estructural para arquetipo 18, $T=0.95$ s.....	86
Figura A.3.23 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 18, $T=0.95$ s.....	87
Figura A.3.24 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 18, $T=0.95$ s.....	87
Figura A.3.25 Diagrama de cuerpo libre en viga puntal de marco arriostrado.....	88
Figura A.3.26 Factor de utilización de viga puntal para sismo reducido y desbalance plástico	89
Figura A.5.1 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel DLE.....	92
Figura A.5.2 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel DLE.....	92

Figura A.5.3 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel DLE.....	93
Figura A.5.4 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel DLE.....	93
Figura A.5.5 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel DLE.....	93
Figura A.5.6 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel DLE.....	94
Figura A.5.7 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel DLE.....	94
Figura A.5.8 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel DLE.....	95
Figura A.5.9 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel DLE.....	95
Figura A.5.10 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel DLE	96
Figura A.5.11 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel DLE	96
Figura A.5.12 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel DLE	97
Figura A.5.13 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel DLE	97
Figura A.5.14 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel DLE	98
Figura A.5.15 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel DLE	98
Figura A.5.16 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel DLE	99
Figura A.5.17 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel DLE	99
Figura A.5.18 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel DLE	100
Figura A.5.19 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel SMP	100
Figura A.5.20 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel SMP	101
Figura A.5.21 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel SMP	101
Figura A.5.22 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel SMP	102
Figura A.5.23 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel SMP	102
Figura A.5.24 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel SMP	103
Figura A.5.25 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel SMP	103
Figura A.5.26 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel SMP	104
Figura A.5.27 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel SMP	104
Figura A.5.28 <i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel SMP	105

Figura A.5.29	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel SMP	105
Figura A.5.30	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel SMP	106
Figura A.5.31	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel SMP	106
Figura A.5.32	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel SMP	107
Figura A.5.33	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel SMP	107
Figura A.5.34	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel SMP	108
Figura A.5.35	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel SMP	108
Figura A.5.36	<i>Drift</i> de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel SMP	109
Figura A.5.37	Deformación arriostramiento normalizada por fluencia caso DLE (a) Periodo 0.10 a 0.65 segundos (b) Periodo 0.70 a 0.95 segundos	110
Figura A.5.38	Deformación arriostramiento normalizada por pandeo caso DLE (a) Periodo 0.10 a 0.65 segundos (b) Periodo 0.70 a 0.95 segundos	111

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Debido a su ubicación geográfica, Chile es uno de los países con mayor riesgo sísmico. A lo largo de su historia, se han presentado importantes eventos sísmicos, entre ellos los terremotos de Valdivia en el año 1960 y Cobquecura año 2010, de magnitud 9.5 Mw y 8.8 MW, respectivamente, ubicándose dentro de los países más sísmicos del mundo, tomando el noveno lugar histórico luego de este último evento sísmico. Considerando la alta sismicidad de Chile, sumado a que a nivel nacional en el último tiempo se han desarrollado grandes obras industriales, que incorporan en sus diseños la instalación de equipos y estructuras de gran envergadura y costo, se hace fundamental mantener una constante revisión y actualización de las normas de diseños. Actualmente la norma que rige el diseño sísmico en estructuras de acero es la NCh 2369. Of 2003, la cual, durante los últimos 20 años se ha puesto a prueba, con la frecuencia sísmica chilena, obteniendo resultados aceptables, pero por la globalización y aumento del tamaño de las estructuras, sumado al colapso de algunas estructuras para el terremoto del 27-F, se hace necesario actualizar la norma, revisando algunas disposiciones claves que puedan seguir manteniendo la filosofía en la que se basa la norma, que es la seguridad de vida de los ocupantes y la continuidad de operación.

La norma chilena NCh2369 Of.2003 (Instituto Nacional de Normalización [INN], 2003), regula el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, basado en una filosofía de diseño orientada en proveer a las estructuras de alta sobrerresistencia y moderada ductilidad, esperando una baja incursión inelástica y asegurando que la disipación del sismo ocurrirá principalmente en el anclaje de la estructura a las fundaciones. A pesar del desempeño satisfactorio presentado por las estructuras frente a eventos sísmicos de gran magnitud, la norma NCh2369 se actualiza a su edición 2023, con el fin de integrar las experiencias en el comportamiento de las estructuras obtenidas desde el año 2003, permitiendo la posible incursión no lineal de los arriostramientos y una mayor ductilidad, no modificando la filosofía de diseño de la norma antigua, sino buscando garantizar que la continuidad operacional efectivamente se produzca, reduciendo a un mínimo la paralización de la industria producto de inspecciones y reparaciones post sismo.

En la presente memoria de título se estudia el comportamiento de estructuras de acero de marcos arriostrados en X situadas en zona sísmica 2, considerando incursión no lineal en arriostramientos y pernos de anclaje, con el fin de verificar los nuevos criterios de diseños de la actual NCh2369 Of.2023. De estudios previos de desempeño, se establece que las deformaciones de compresión en los arriostramientos de varias estructuras de distintos periodos, excedían los límites establecidos por la norma NCh2369 Of.2023, lo que se debe a que la disipación de energía se comparte y distribuye entre los pernos de anclaje y arriostramientos, observando que los pernos de anclaje no resultan ser la principal fuente de disipación de energía, sino que tanto estos últimos como la plastificación de los arriostramientos contribuyen casi de manera equitativa.

En base a lo anterior se incurre en la motivación de proponer una alternativa de diseño que promueva la plastificación temprana de los pernos de anclaje para proteger la super estructura, es por esto que en la presente memoria de manera adicional a lo del párrafo anterior, se propone una metodología para el diseño de pernos de anclaje de tipologías MAC, que se basa en la capacidad resistente lateral del sistema para el dimensionamiento de los pernos y que puede ser aplicada en el contexto de análisis lineales normativos tradicionales.

1.2. Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo de la presente memoria es evaluar el desempeño sísmico de marcos planos arriostrados de acero en X emplazados en zona minera, considerando un espacio arquetipo de estructuras planas con periodos que varían entre 0.15 y 0.50 segundos, diseñadas en base a las disposiciones de la norma NCh2369 actualizada en 2023, incluyendo en la modelación la incursión no lineal de los pernos de anclaje y arriostramientos, para dos niveles de amenaza sísmica (nivel de diseño y para un nivel de máximo sismo posible), definidos en base a un espectro objetivo de media condicionada. Principalmente se busca comparar los resultados obtenidos de la metodología tradicional con los obtenidos después de aplicar una metodología de diseño para pernos de anclaje de tipologías MAC con la cual mejorar el desempeño sísmico de las estructuras iniciales.

1.2.2 Objetivos específicos

- Rediseñar espacio arquetipo constituido por nueve modelos de marcos planos arriostrados en X emplazadas en zona sísmica 2 y suelo tipo B, según los requerimientos de la norma NCh2369 (INN, 2023), para estructuras semiflexibles ubicadas en el rango de periodos comprendido entre 0.15 y 0.50 segundos.
- Realizar análisis no lineales dinámicos tipo tiempo-historia de los modelos rediseñados, para dos sets de registros sísmicos, correspondientes a niveles de amenaza de sismo de diseño y sismo máximo posible, con el nuevo diseño de pernos de anclaje.
- Evaluar los factores de desempeño sísmico, los cuales son: factor de reducción de la ductilidad (R_{μ}), sobrerresistencia (Ω) y factor de reducción de la respuesta (R), junto con los mecanismos de disipación de energía.
- Evaluar el comportamiento de los elementos principales del sistema sismorresistente, la elongación de los pernos de anclaje, y la deformación de arriostramientos en tracción y compresión, verificando para estos últimos elementos el cumplimiento de los límites de aceptación establecidos por la norma.
- Comparar los resultados obtenidos mediante desempeño de la metodología tradicional (NCh2369, 2023) con los obtenidos mediante metodología para pernos de anclaje para tipologías MAC, con el fin de validar el método de diseño propuesto.

1.3. Plan de trabajo

Se planifica el trabajo en base a siete etapas: Primeramente, se enfoca en el contexto histórico y el estudio de la normativa de diseño sísmico para estructuras e instalaciones industriales, tanto en su

versión pasada como vigente, analizar secciones actualizadas, junto a comprender diversos artículos y documentos de interés para el diseño sísmico chileno.

La segunda parte consiste en revisar y replicar la modelación y diseño lineal del espacio arquetipo bidimensional para estructuras comprendidas en el rango de periodo de 0.1 y 0.5 segundos, mediante el método LRFD y análisis modal espectral. Esto se realiza por medio del software SAP2000 y cumpliendo con las disposiciones de la NCh2369 (INN, 2023).

La tercera parte abarca los análisis no lineales de las estructuras revisadas en la etapa previa, anclaje más arriostramientos no lineales, considerando dos escenarios de demanda: un sismo a nivel de diseño (DLE) y un máximo sismo posible (SMP).

La cuarta parte analiza la validación de las disposiciones de la actual NCh2369 (INN, 2023), mediante los factores de desempeño sísmico e indicadores de daño indicados previamente.

La quinta parte consiste en realizar los análisis no lineales de las estructuras revisadas en la etapa previa, anclaje más arriostramientos no lineales, considerando dos escenarios de demanda: un sismo a nivel de diseño (DLE) y un máximo sismo posible (SMP), con elementos tipo *link* rediseñados de acuerdo a metodología para pernos de anclaje (método propuesto).

La sexta parte analiza la validación de resultados obtenidos mediante comparación con metodología tradicional, esto es, según las disposiciones de la actual NCh2369 (INN, 2023), mediante los factores de desempeño sísmico e indicadores de daño indicados previamente.

La séptima parte consiste en realizar los análisis no lineales de las estructuras revisadas en la etapa previa, anclaje más arriostramientos no lineales, considerando dos escenarios de demanda: un sismo a nivel de diseño (DLE) y un máximo sismo posible (SMP), modificando arriostramientos de estructuras originales.

1.4. Principales resultados

En base a los análisis realizados para el nivel de diseño (DLE) y el nivel de máximo sismo posible (SMP), se concluye que los pernos de anclaje funcionan como el primer fusible sísmico, disipando energía en todos los casos. Luego, los arriostramientos siguen en orden de importancia, aunque su comportamiento es más irregular. En general, la mayor parte de la disipación de energía entrante durante un evento sísmico proviene del amortiguamiento viscoso, seguida del trabajo constante de los pernos de anclaje, y una variable disipación de energía de los arriostramientos.

De acuerdo con el análisis, se tiene que para todo el espacio arquetipo, en ambos niveles de amenaza sísmica, la elongación presentada por los pernos de anclaje se encuentra por debajo del límite de recomendado del 20%, con una tendencia decreciente a medida que las estructuras son más flexibles. En relación con los factores de utilización en columnas sísmicas, se exhiben resultados adecuados, donde se espera que éstas no ingresen a la no linealidad, a excepción de los modelos con menor periodo, donde para el nivel de máximo sismo posible presenten un factor levemente superior a la unidad, por tanto, se considera que el nuevo valor impuesto de $0.7R \geq 1$ y permitir que los arriostramientos incurran en la no linealidad, cumple con sobreproteger a las columnas sísmicas.

En base a lo anterior, la metodología de diseño de pernos de anclaje para tipologías MAC resulta en una mejora ostensible del desempeño estructural respecto al método tradicional, observando que es posible asumir de manera conservadora que la energía disipada por los pernos de anclaje a nivel de sismo de diseño permite utilizar un factor de reducción de respuesta $R=3$, siendo esta relevante dado que dicho factor obtenido es similar al utilizado actualmente en la industria pesada. En el diseño utilizado por estas industrias se espera liberar de daño a la estructura y dirigirlo a los anclajes, abalando de esta manera los resultados obtenidos y una posible implementación de esta nueva metodología en la industria pesada.

1.5. Organización de la memoria

A continuación, se presentan los seis capítulos que componen este trabajo con una breve descripción de cada uno:

En el capítulo 2 se presenta la referencia histórica del diseño sísmico industrial en Chile, se describe la antigua norma NCh2369 (INN, 2003) junto a su respectiva actualización haciendo mayor énfasis a los cambios del capítulo 8 y se expone el marco teórico utilizado en los sistemas sismorresistentes, tanto para el diseño como para los análisis no lineales de anclaje y arriostramientos.

En el capítulo 3 se describe el espacio arquetipo a estudiar, se define las cargas aplicadas y se muestra el diseño basado en las disposiciones de la actual norma NCh2369 (INN, 2023). Se introduce metodología para pernos de anclaje para tipologías tipo MAC y disposiciones que considera en su aplicación.

En el capítulo 4 se presenta el análisis no lineal del espacio arquetipo para nueva metodología propuesta, considerando no linealidad en pernos de anclajes y en arriostramientos. Además, se discuten los resultados obtenidos para los dos niveles de amenaza y se compara con los obtenidos mediante las disposiciones de la actual norma NCh2369 (INN, 2023).

En el capítulo 5 se incluye a grandes rasgos, otro tipo de alternativa de diseño por desempeño, la cual se basa en seguir las disposiciones de la actual norma NCh2369 (INN, 2023) y aplicar un rediseño de arriostramientos para los primeros niveles de cada estructura, con esto se espera liberar factores de arriostramientos más críticos y limitantes. Se comparan resultados obtenidos con metodologías explicadas previamente.

En el capítulo 6 se abarca las conclusiones y comentarios en base a los análisis lineales y no lineales realizados para espacios arquetipos de cada metodología ensayada, con periodos entre 0.10 y 0.50 segundos. Además, se sugieren próximos estudios a realizar para seguir con la misma línea de investigación.

CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES PARA DISEÑO Y MODELACIÓN NO LINEAL

2.1. Introducción

En este capítulo se aborda una revisión histórica del diseño sísmico industrial en Chile. Posteriormente se establece una discusión sobre la evolución de la normativa chilena NCh2369 (INN, 2003) y la actual NCh2369 (INN, 2023), indicando principalmente los cambios realizados en la última actualización de esta. Se hace hincapié en el estudio sísmico y el diseño de marcos arriostrados en X de acero, comparando disposiciones, límites y cambios conceptuales de la norma. Cabe mencionar que para lograr un entendimiento más profundo sobre los estudios realizados, se puede complementar con la sección de Anexos 2, donde se detalla con mayor profundidad los estudios y datos considerados para continuar con la aplicación de este nuevo estudio.

2.2. Revisión histórica del diseño sísmico industrial en Chile y su implicancia en la actualización de la Normativa Chilena Nch2369 (INN, 2003- INN,2023)

El origen de las estructuras industriales en Chile comienza aproximadamente durante la década de los 40 con el proyecto de industrialización, diseño que hoy en día es principalmente relacionado y utilizado por las industrias de la minería y celulosas. Cabe destacar, que en principio el diseño industrial fue pensado y creado con razonamientos de juicio y simplicidad, debido a la carencia de herramientas computacionales de cálculo y ambigüedad en normativas específicas. A medida que han transcurrido los años, con ello también crecen los registros de eventos sísmicos ocurridos en el país, de los cuales uno de los más significativos fue el ocurrido en la zona Sur en el año 1960 y zona central en el año 1985.

Lo anterior, en conjunto con la evolución de los diseños industriales y su normativa en países subdesarrollados, sumado al comportamiento de las estructuras industriales construidas en Chile tras los terremotos históricos nombrados, dan origen a la norma NCh2369 (INN, 2003) “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”, normativa a la cual se suman nuevas experiencias como el terremoto ocurrido recientemente en el año 2010 en la zona Centro-Sur del país, Cobquecura, entregando indicadores de posibles falencias o actualizaciones que debe sufrir el diseño Industrial en Chile, dando paso hoy en día a la reciente actualización y vigente normativa NCh2369 (INN, 2023).

La norma NCh2369 fue oficializada por el Instituto de Normalización (INN) en 2003, con el principal objetivo de minimizar los plazos de inactividad después de la ocurrencia de eventos sísmicos de gran magnitud, otorgando con anterioridad una adecuada rigidez estructural y sobrerresistencia lateral, y junto con ello garantizar la protección de la vida humana. Esta norma, consta de 11 capítulos, en donde se establece las bases del diseño sismorresistente y el análisis estructural sísmico para estructuras en la industria, los capítulos de interés y consultados en el desarrollo de este estudio son:

Capítulo 8 de la norma NCh2369 (INN, 2003): “Disposiciones especiales para estructuras de acero” con relación a marcos arriostrados en X.

La sección 8.1 indica que, para realizar la construcción y dimensionamiento de estructuras de acero, se necesita emplear las disposiciones especificadas en la norma NCh2369 (INN, 2003) en conjunto y complemento de las siguientes normativas:

- *Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings* o, *Specifications for Structural Steel Buildings*, documentos pertenecientes a AISC (American Institute of Steel Construction [AISC], 2010b).
- *Specifications for the Design of Cold Formed Steel Structural Members* de AISI.
- Disposiciones complementarias de *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings* (AISC, 2010a), norma empleada por práctica vigente dado que resulta ser la más actualizada y abarca segmentos no presentes en la normativa chilena.

La sección 8.2 aborda principales requerimientos que debe cumplir el acero estructural tales como límite de fluencia menor a 450 MPa, soldabilidad según normas AWS, tenacidad mínima en el ensayo Charpy por ASTM A36, y límite de fluencia menor a 0.85 de la resistencia de rotura.

La sección 8.3 menciona que para marcos arriostrados se deben tener presente restricciones como, por ejemplo:

- No debe existir diagonales trabajando sólo a tracción (con excepción de naves de acero liviana, según la sección 11.2 de la NCh2369).
- La resistencia que proporciona las diagonales en tracción está limitada por un valor mínimo de un 30 % del esfuerzo cortante de la línea resistente.
- Los elementos sismorresistentes deben ser compactos, esbeltez límite de $1.5\pi\sqrt{(E/F_y)}$.

- Diagonales comprimidas deben tener un esfuerzo mínimo menor o igual que el 80 % de la capacidad resistente.

La sección 8.5 define, que las conexiones para el caso de diagonales sísmicas deben ser diseñadas para resistir el 100 % de la capacidad en tracción de su sección bruta.

La sección 8.6 hace referencia a los anclajes, y la sección 8.7 aplica a los sistemas arriostrados horizontales (diafragmas) cuya función es transferir cargas sísmicas de diseño y/o proveer redundancia estructural.

Resulta clave esclarecer las principales secciones anteriores, dado que como se introdujo inicialmente, tras el terremoto del 27-F se evidencian algunas estructuras que no cumplían con la continuidad operacional, siendo esto en conjuntos con nuevos avances en estudio, un detonante que evidencia la necesidad de realizar modificaciones y actualizaciones en la normativa vigente, buscando aumentar el campo de aplicación a temas no cubierto en la versión 2003, pero sin modificar la filosofía del diseño, dando origen a su versión más reciente, norma NCh2369 (INN, 2023).

La actualización más reciente (NCh2369 versión 2023) fue desarrollada por un comité de expertos que fue convocado por el Instituto de la Construcción que partió sesionando en noviembre del año 2014.

La nueva normativa del diseño de estructuras que hoy se presenta surge debido a (Montecinos, 2017):

1.- Más de diez años de uso intensivo en proyectos donde las instalaciones y los equipos industriales han crecido de manera importante viéndose en la obligación de extrapolar los requerimientos de diseño a dimensiones muy por encima de las de los modelos calibrados, mostrando las limitaciones de la norma.

2.- La experiencia de la globalización creciente del diseño que ha tensionado el diseño y ha requerido aclaraciones y mejoras de redacción que parecían innecesarias para el ingeniero chileno.

3.- La experiencia de un gran sismo el 27 de febrero del 2010, donde se ha concluido que los diseños bien realizados con la norma NCh2369 (INN, 2003) cumplen con los objetivos de seguridad, buen desempeño y continuidad operacional, pero se evidenció que este último punto requiere de complementos y ajustes.

Segmentos que aun requieren revisión son (Montecinos, 2017):

- a.- Relación ambigua entre Capítulo 8 de la norma y las AISC 341-10 (AISC, 2010a).
- b.- Diseño de conexiones que han ocasionado diseños más pesados que los históricos y desmedidos en estructuras irrelevantes y complejas de construir.
- c.- Diseño demasiado preocupado de la sobrerresistencia, privilegiando soluciones fuertes que pueden resultar cuasi frágiles para sismos mayores que el de diseño: la relación entre sobrerresistencia y ductilidad no estaba bien resuelta.
- d.- Necesidad de objetivar “criterios de salida” que permite aplicar la norma a estructuras e instalaciones de naturaleza muy diversa.
- e.- Necesidad de crear un conjunto de disposiciones “objetivas”, menos sujetas a interpretación y magisterio.

Los principales cambios del nuevo capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de acero” surgidos del comité de norma se presentan a continuación.

La sección 8.1 aclara la relación entre el capítulo 8 y la AISC 341-16, donde se indica que el diseño de sistemas de marcos arriostrados y marcos rígidos queda regulado por la norma NCh427/1 y NCh427/2, según corresponda, en complemento de las disposiciones del capítulo 8, por otro lado, para los demás sistemas se establece que su diseño se debe indicar según el documento AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural, donde se limita el factor de modificación respuesta “R” a valores menores o iguales a 5 y el amortiguamiento relativo menor o igual a 5 %.

La sección 8.2 incorpora nuevos materiales, requerimientos generales como tenacidad y fluencia del acero se sustraen, indicando solo requisitos por uso, donde ahora la norma NCh203 regula el acero para elementos sismorresistentes, entre otros.

La sección 8.3 añade la definición de capacidad esperada, se adiciona una nueva disposición en la cual se exige que se determine la resistencia axial necesaria de las columnas amplificando por $0.7R_1 \geq 1.0$ el estado de carga sísmico de las combinaciones de carga.

La sección 8.4 define la resistencia mínima de las conexiones, capacidad esperada del elemento y la carga máxima que el sistema le puede transferir. Se establece de manera adicional una nueva exigencia

la cual indica que toda conexión debe tener una resistencia mayor o igual que la mitad de la capacidad esperada del elemento.

La sección 8.5 incorpora salidas por medio de la sobrerresistencia para algunas de las exigencias establecidas en dicho punto, no presenta grandes variaciones en general.

La sección 8.6 elimina el requerimiento de sobrerresistencia de diagonales comprimidas, permitiendo disminuir el tamaño relativo de las diagonales y se introduce a un diseño en el que la falla de las diagonales debe preceder a la de las columnas. De manera adicional, dichos elementos se diseñan con cargas sísmica amplificada por $0.7R_1 \geq 1.0$ y trabajen en plano vertical, no requieran el cumplimiento de criterios de esbeltez global y límites de razón ancho espesor de la tabla 8.1.

La sección 8.7 incorpora requisitos para el diseño de los nudos y vigas de los marcos. También elimina el Anexo B establecido en la versión 2003 y las cláusulas que evitaban configuraciones columna débil – viga fuerte son reescritas.

La sección 8.8 mejora puntos como la redacción y normalización en criterios de salida para sistemas arriostrados horizontales, donde límites de esbeltez global y razones ancho/espesor se aplican criterios de manera similar a la sección 8.6.

En la tabla 8.1 los límites de las relaciones ancho/espesor son más restrictivos para los distintos elementos, debiendo ahora especificar si son perfiles que se utilizan para columnas, arriostramientos, otros.

Cabe destacar que los cambios que se mencionan y establecen anteriormente son solo algunos de los que incluye la nueva actualización de la norma NCh2369 (INN, 2023) y que radican principalmente en la relevancia del desarrollo de este estudio, sin embargo, de manera general se concluye que los principales cambios radican en modificaciones de espectros, combinaciones de carga, ocurrencia de simultaneidad de sismos y relaciones ancho/espesor.

2.3. Espacio arquetipo

Los espacios arquetipo corresponden a conjuntos representativos de estructuras que permiten realizar análisis comparativos, los cuales resultan claves para el estudio del comportamiento de sistemas estructurales en el desarrollo de esta investigación. En el presente estudio, se utilizan arquetipos de estructuras de cuatro vanos con rigidez uniforme en altura y distancia regular entre piso, las cuales se establecen basadas en marcos arriostrados concéntricos con dos vanos dispuestos en forma de X. Los arquetipos se someten a diferentes tipos de cargas que representan las exigencias típicas de las estructuras industriales pesadas.

Debido a la simetría biaxial de la estructuración es posible simplificar el estudio utilizando estructuras bidimensionales, tributando un tercio de la superficie total por planta y un tercio del peso sísmico total para cada marco sísmico. Por otra parte, se añaden columnas gravitacionales (*Leaning Columns*) en los dos extremos de la estructura, las que permiten transferir las masas sísmicas de marcos gravitacionales que tributen al marco sísmico de interés mostrado en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

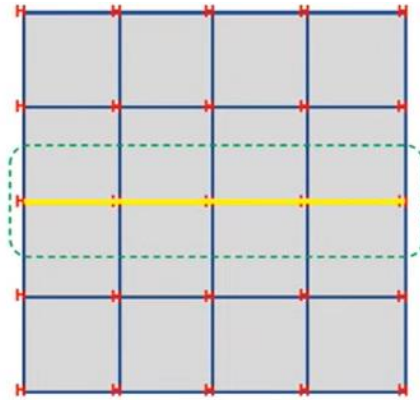


Figura 2.1 Marco sísmico de interés visto en planta

2.4. Análisis no lineal

No linealidad en Arriostramientos y Anclajes.

Los modelos que componen el espacio arquetipo corresponden a modelos planos del marco arriostrado central. El peso sísmico tributario al eje central que no forma parte de las cargas gravitacionales que descargan directamente sobre este marco se incorporan por medio de cargas aplicadas en cada nivel sobre columnas “colgadas” del marco central, las cuales no aportan rigidez lateral adicional.

Los modelos consideran explícitamente el comportamiento histerético de arriostramientos y bases de columna por medio de modelos fenomenológicos. En el caso de los arriostramientos, los modelos se calibran por medio de los ensayos realizados por (Black, Wenger y Popov, 1980) a una serie de arriostramientos de distintas esbelteces, compacidades y secciones transversales. En la Figura 2.2 se muestra un esquema del modelo inelástico para arriostramientos. En ANEXO 2.1 HISTÉRESIS EN ARRIOSTRAMIENTOS se puede revisar en mayor profundidad la curva histerética utilizada.

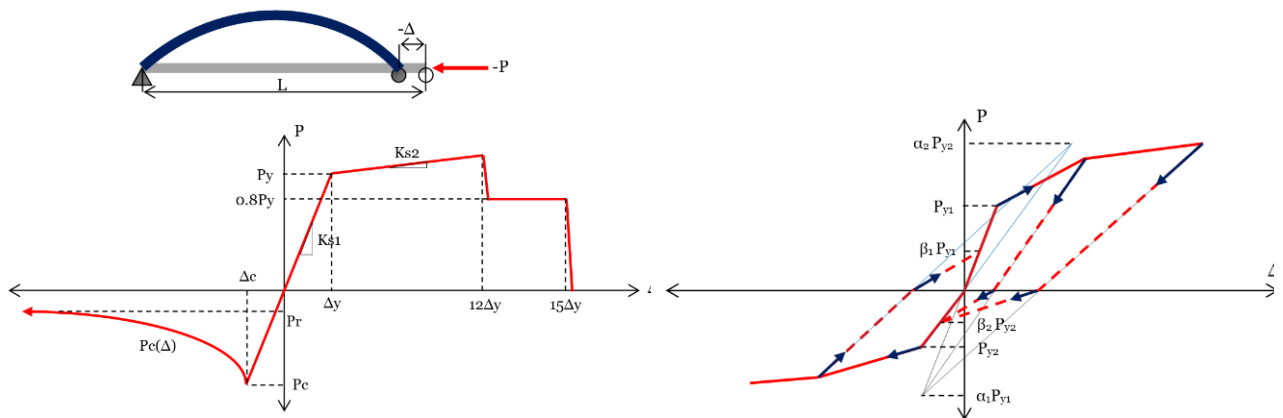


Figura 2.2 Curva envolvente típica para arriostramientos y Curva histerética para arriostramientos, respectivamente

Fuente: Urzúa (2015)

En el caso de las bases de columna, el modelo consiste en dos elementos no-lineales en paralelo. El primero, representa al pedestal y sólo trabaja en compresión de manera elástica. El segundo, representa a los pernos de anclaje que sólo actúan en tracción. El modelo de los pernos de anclaje tiene la capacidad de capturar el comportamiento histerético por plastificación y de reproducir las deformaciones remanentes que se producen en los pernos en cada ciclo de carga. La transmisión de corte se considera elástica por medio de la llave de corte, dado que este elemento no ha mostrado incursiones inelásticas durante sismos severos. En la Figura 2.3 se muestra un esquema del modelo inelástico para las bases de columna. Considerando que el amortiguamiento histerético es

explícitamente incorporado por los modelos, la razón de amortiguamiento viscoso utilizada para los análisis es de un 2%.

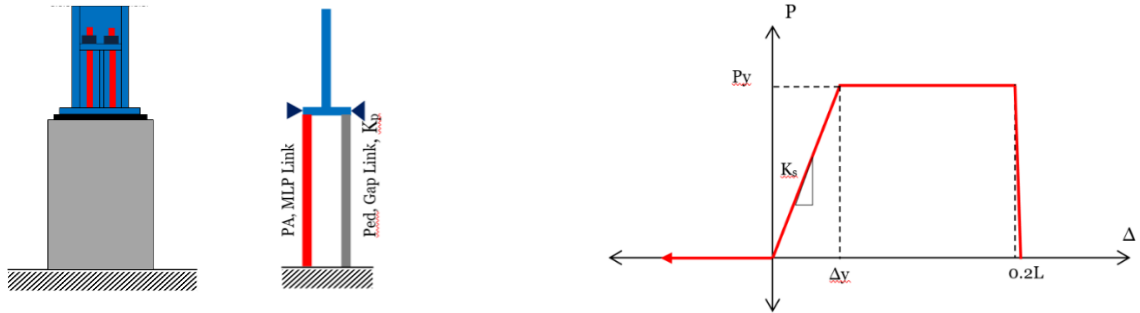


Figura 2.3 (a) Modelo para bases de columna. (b) Curva envolvente para pernos de anclaje.
Fuente: Urzúa (2015)

Amenaza sísmica.

Para efectos de la evaluación del desempeño sísmico del espacio arquitecto, los sistemas estructurales han sido localizados en la Planta Minera Gabriela Mistral, CODELCO, Región de Antofagasta, Lat. 23.42"S, Lon. 68.81"W, Chile (ver Figura 2.4)

La evaluación de la amenaza sísmica se ha realizado mediante la plataforma *Seismic Hazard* (Candia *et al.*, 2019) considerando la ubicación anterior descrita.

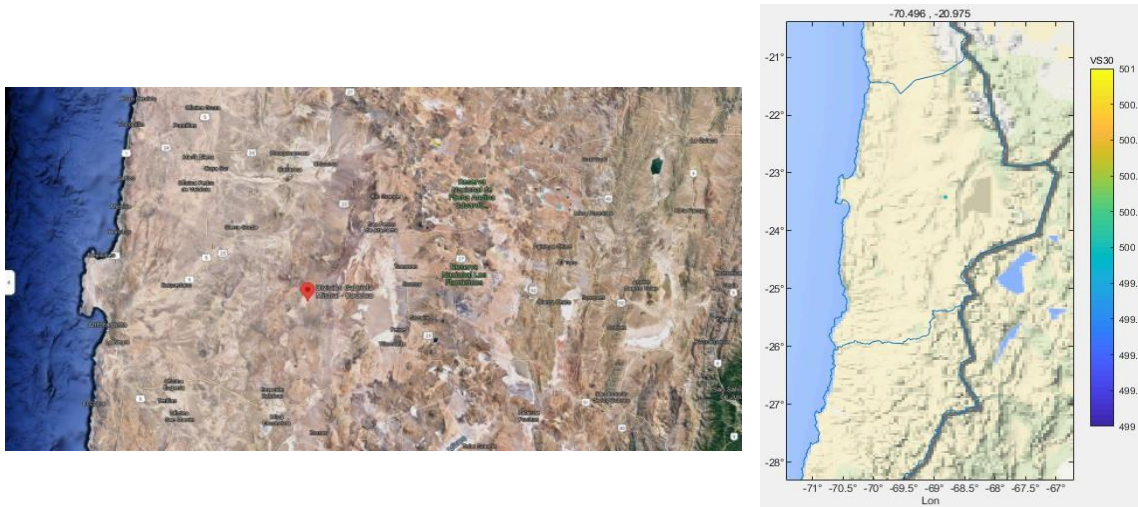


Figura 2.4 (Izq) Ubicación lugar de estudio (Der) Posicionamiento plataforma de amenaza.

Se consideraron dos niveles de amenaza sísmica, una asociada al Sismo de Diseño (SDI) (10% de probabilidad de excedencia en 50 años) y otra asociada al Sismo Máximo Probable (SMP) (5% de probabilidad de excedencia en 50 años). El suelo del sitio se define como Tipo B, según la caracterización de NCh2369 (INN, 2023). Con el objetivo de realizar una evaluación del desempeño estadísticamente rigurosa, se realizó una selección de 30 registros sísmicos para cada nivel de intensidad y para cada arquetipo bajo la metodología de escalamiento espectral de ASCE 7-16 (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017) considerando un espectro objetivo de tipo media condicionada para una intensidad de 5 % de probabilidad de excedencia en 50 años. Utilizando la base de datos de Siber-Risk (Castro *et al.*, 2021) se seleccionaron los registros de mejor ajuste espectral, los cuales permiten definir registros consistentes con las formas espectrales más probables asociadas a los niveles de amenaza definidos anteriormente. La Figura 2.5 muestra los espectros de amenaza uniforme estimados para los dos escenarios en estudio, y adicionalmente, en la Figura 2.6 se muestran los espectros de media condicionada para las diferentes estructuras del espacio arquetipo; en conjunto con el espectro SMP.

Para revisar en mayor profundidad los espectros utilizados en cada estructura original según espacio arquetipo realizado por estudios de Mass y Espinoza en inicios de 2023, revisar ANEXO 2.2 AMENAZA SÍSMICA.

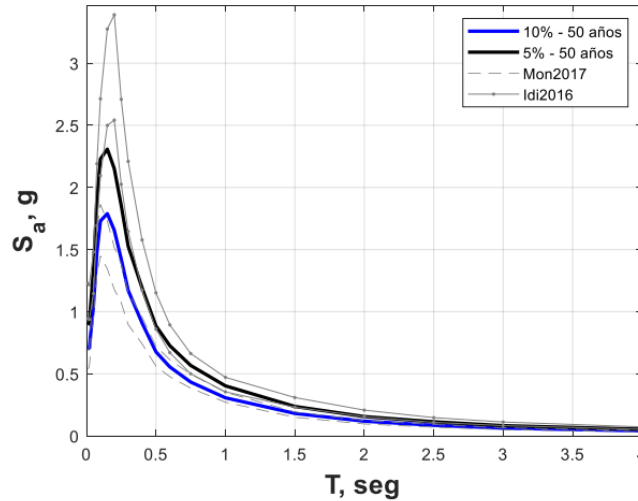


Figura 2.5 Espectro de amenaza UHS a nivel SDI (10% en 50 años) y SMP (5% en 50 años)

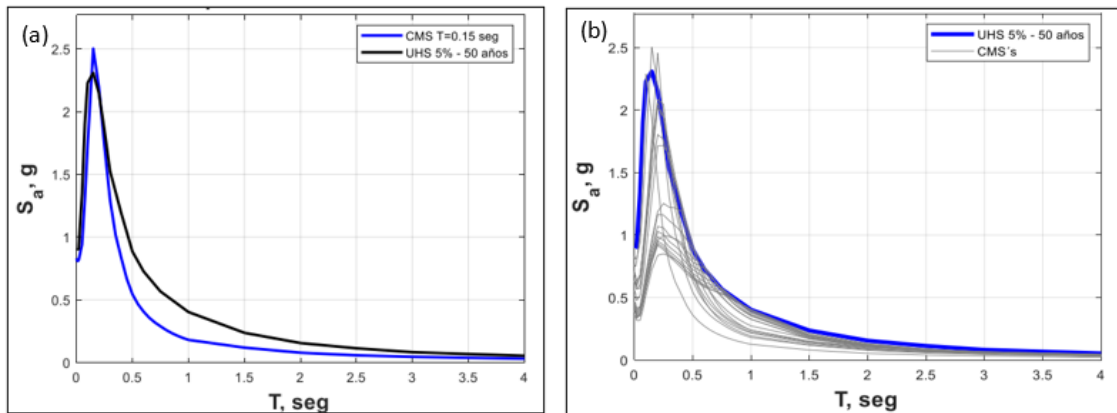


Figura 2.6 (Izq) Espectros UHS y CMS para $T=0.15s$ a nivel SMP. (Der.) Espectros UHS y CMS a nivel SMP

Análisis no lineal dinámico (Tiempo-Historia).

Para la evaluación explícita del desempeño se utilizan análisis tiempo-historia no-lineales, los métodos de integración permitidos del tipo Fast Non-linear Analysis (FNA) en el software SAP2000. Para la elección del método se recurrió a las memorias de título realizadas por Álvarez (2021), Cáceres (2021), Venegas (2021) y Maass (2023), con esto, la no linealidad de la estructura se concentra en elementos tipo Link, según se detalla anteriormente, permitiendo la resolución modal de la parte elástica por medio de vectores Ritz, para resolver luego la parte no-lineal iterativamente. El paso de tiempo utilizado se obtiene mediante un análisis de sensibilidad entre los métodos, resultando que el óptimo es el FNA con $dt=0.001$ s, sin substep, dado que la convergencia numérica es más rápida

que el DI. Previo al análisis sísmico, el peso sísmico (W_s) se aplica a la estructura de manera gradual (función rampa) y con una alta razón de amortiguamiento crítico (0.999), de modo de evitar la aparición de impactos. El valor de W_s corresponde al 100 % de la carga muerta y al 25 % de la carga viva.

Para establecer y realizar el estudio de la metodología que se propone en el transcurso de esta investigación, se recurre a los primeros resultados obtenidos en las memorias de título de Espinoza (2023) y Maass (2023). Por otro lado, el diseño correspondiente al espacio arquetipo que se ubica en un rango de tiempo entre 0.10 a 0.50 y entre 0.55 y 0.95 segundos se presentan en la memoria de título de Espinoza (2023) y Maass (2023), respectivamente, resultando clave los resultados obtenidos para los resultados obtenidos en este estudio.

2.5. Conclusiones

En este capítulo se presentaron los inicios del diseño sísmico industrial en Chile, para posteriormente identificar y explicar su evolución e influencia en la normativa chilena de diseño sísmico de estructuras industriales, iniciando con un análisis de la NCh2369 (INN, 2003) y continuando luego con la normativa NCh2369 (INN, 2023), realizando hincapié a las disposiciones con relación al análisis sísmico y a marcos arriostrados en X, donde se presentaron los principales cambios y actualizaciones realizadas a la normativa y son de radical importancia para la presente investigación.

Posteriormente, se introdujeron definiciones conceptuales del sistema sismorresistente de marcos arriostrados en X, destacando de manera principal aspectos de modelación no lineal, amenaza sísmica y análisis no lineal dinámico Tiempo-Historia.

CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DEL ESPACIO ARQUETIPO

3.1. Introducción

En este capítulo se describe brevemente el diseño desarrollado en el programa SAP2000 del espacio arquetipo para los periodos 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30, 0.35, 0.40, 0.45 y 0.50 segundos, según las disposiciones de la NCh2369 Of.2023(INN, 2023). Además, se indican las cargas y combinaciones usadas en el análisis estructural, y se presenta el diseño de los pernos de anclaje de las columnas sísmicas.

3.2. Descripción de espacio arquetipo

Para el estudio del comportamiento estructural se define un espacio arquetipo, correspondiente a un grupo de 16 estructuras, configuradas en base a marcos arriostrados concéntricamente (MAC) con arriostramientos en X por nivel.

En términos de diseño, el espacio arquetipo se dimensiona de acuerdo con las disposiciones de NCh2369:2023 [1]. Primero, los pernos de anclaje se diseñan en base a la tracción obtenida de combinaciones de carga sísmica reducida por el mismo factor R que la estructura ($R=5$) (Espacio arquetipo original). Posteriormente, los anclajes se modifican de acuerdo con lo obtenido por la aplicación de la metodología propuesta (espacio arquetipo modificado).

Las estructuras del espacio arquetipo presentan una planta y altura de entrepiso típicas (cuatro vanos de 5 m en cada dirección y altura de 3 m). Se consideran dos vanos arriostrados por eje y tres ejes sísmicos por dirección horizontal (ejes extremos y central). Las cargas gravitacionales (peso equipos, plataformas y sobrecarga operacional) se ajustan dentro de un rango de valores usuales para el diseño industrial, de modo de obtener una distribución de periodos aproximadamente uniforme en un rango de rigidez representativo del rubro industrial (0.15s a 0.90s, en intervalos aproximados de 0.5s).

El diseño considera una demanda sísmica obtenida de un análisis modal espectral basada en un factor de importancia $I=1.0$ y un factor de reducción de la respuesta $R=5$, de acuerdo con las disposiciones de NCh2369:2023 [1]. Los análisis consideran un Suelo Tipo B, en base a la clasificación de suelos de la misma norma.

El espacio arquetipo busca ser una aproximación generalista y representativa de los sistemas estructurales industriales obtenidos de la aplicación ajustada de NCh2369:2023 [1]. De este modo, la caracterización del desempeño sísmico estructural se entiende válida para un rango amplio de configuraciones estructurales. En la Figura 3.1 se muestra un modelo genérico del Espacio Arquetipo (Planta y Elevación).

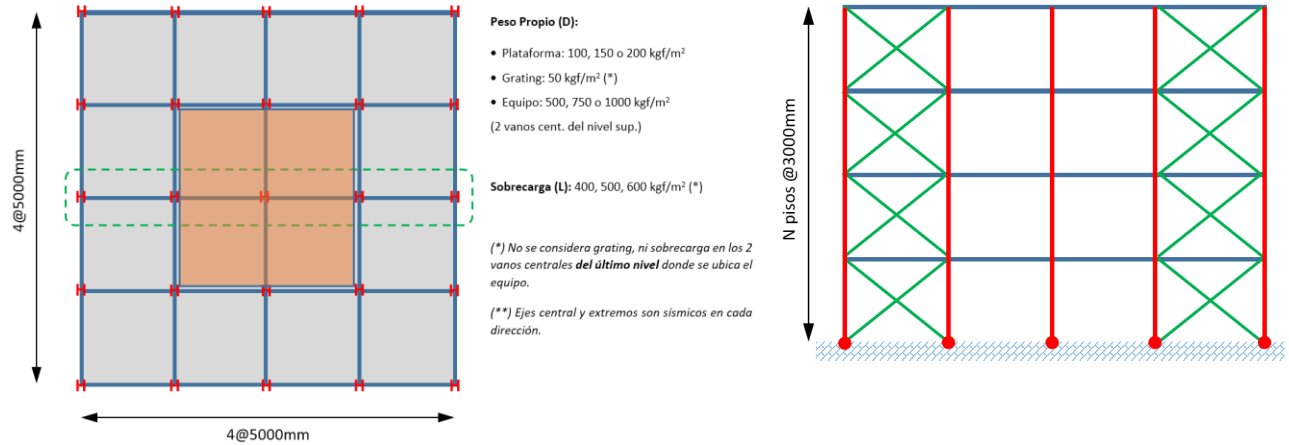


Figura 3.1 (Izq.) Planta típica y sobrecargas estáticas. (Der.) Elevación típica.

En la Figura 3.2 se ejemplifica el uso de arriostramientos tipo X, apoyos fijos, rotulas en los extremos, la incorporación de marcos gravitacionales (“Rigid”) y los perfiles utilizados para el arquetipo 7 de periodo 0.40 segundos. Los otros diseños de las estructuras semiflexibles se presentan en el ANEXO

3.1 DISEÑO DE ARQUETIPOS

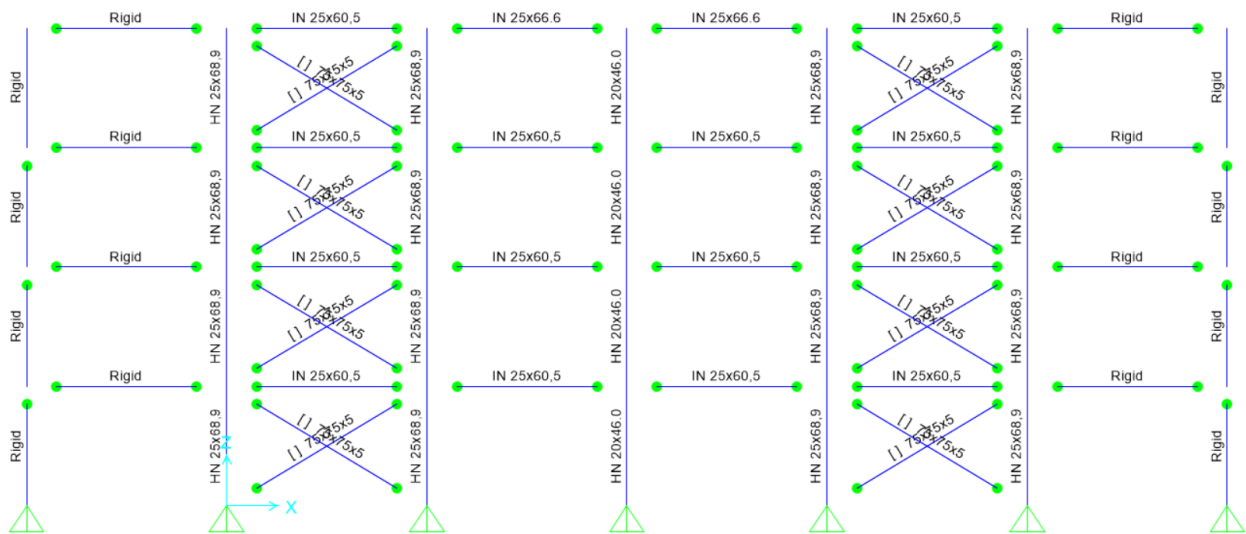


Figura 3.2 Modelo estructura tipo para arquetipo 7, T=0.40 s

3.3. Cargas

Las cargas, así como el espectro de diseño y espectro de referencia, se definen en las memorias de Maass (2023) y Espinoza (2023). Cabe mencionar que para el presente trabajo no se modificaron cargas de ningún tipo para no afectar al periodo fundamental de cada modelo estructural.

3.4. Combinaciones de diseño

Con el fin de verificar el diseño de los elementos estructurales se utiliza el método de factores de carga y resistencia (LRFD), y para las deformaciones sísmicas laterales la norma NCh2369 (INN, 2023) establece que estas deben ser estimadas considerando el espectro elástico de referencia, corregido según la razón de amortiguamiento y ponderado por el factor de importancia I. Considerando que el espectro de diseño proviene del espectro de referencia, las estimaciones de desplazamiento pueden ser directamente obtenidas, considerando una amplificación del espectro de diseño igual a 1.4 veces R. Por último, las deformaciones verticales de las vigas son evaluadas considerando condiciones de serviciabilidad. Las combinaciones de carga utilizadas son:

- Combinaciones de carga reducida LRFD:
 - 1) $1.2D + 1.6L$
 - 2) $1.2D + 0.5L + 1.4E$
 - 3) $0.9D + 1.4E$
- Combinación deformaciones laterales:
 - 1) $1.4R * E$
- Combinación deformaciones verticales:
 - 1) D
 - 2) D+L

Para las verificaciones de algunos elementos se añadieron nuevas combinaciones según lo estipulado en la norma NCh2369 (INN, 2023), donde se indica que el coeficiente para el estado de carga sísmica de las combinaciones LRFD se debe amplificar por $0.7R \geq 1$.

- Combinaciones de carga amplificada LRFD:

1) $1.2D + 0.5L + 0.7R$ (1.4E)

2) $0.9D + 0.7R$ (1.4E)

Donde:

D = Carga muerta ($D_{eq} + D_{pl} + D_{grt} + 1.2D_{sw}$).

L = Carga viva.

E = Carga por sismo (E_{xz} y E_{zx}).

$E_{xz} = \pm 1.0E_x \pm 0.3E_y \pm 0.6E_z$ (Análisis plano, $E_y = 0$), según la sección 4.5.2 NCh2369 (INN, 2023).

$E_{zx} = \pm 0.6E_x \pm 0.2E_y \pm 1.0E_z$ (Análisis plano, $E_y = 0$), según la sección 4.5.2 NCh2369 (INN, 2023).

3.5. Diseño de espacio arquetipo

Para el diseño de las columnas, vigas y diagonales se verifican condiciones de esbeltez global, razones ancho/espesor, capacidad del elemento (combinaciones de diseño para sismo reducido y amplificado) y deformaciones admisibles, de modo que cumplen con lo establecido en la NCh2369 Of.2023 (INN, 2023).

La sección 8.6.3 de la actual norma exige que la esbeltez global queda limitada por $1.5\pi\sqrt{(E/F_y)}$, mientras que las razones ancho/espesor para elementos que trabajen en compresión se limita por λ_{md} establecida en la tabla 8.1. Las columnas entre arriostramientos se verifican para las cargas sísmicas amplificadas por $0.7R \geq 1.0$ según la sección 8.3.4, con el fin de otorgar la sobrerresistencia a la estructura. Además, cuando alguna diagonal para el sismo amplificado supere su capacidad ($FU > 1$), se debe considerar el desbalance plástico entre diagonal traccionada y comprimida, tomando en cuenta capacidades esperadas (Peña y Urzúa, 2019) para el diseño de la viga puntal.

Respecto a las deformaciones laterales, se limita la desviación de entre piso a $0.015h$, siendo h altura de entre piso, según la sección 6.3 para estructuras en general. También se revisa la serviciabilidad en vigas limitando la deformación vertical a $L_a/360$ para cargas muertas, y de $L_a/240$ para cargas muertas más vivas, donde L_a es la longitud de la viga.

El corte basal (Q_0) de la estructura debe cumplir con los límites establecidos en la norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023). En caso de que el esfuerzo resulte menor que el mínimo (Q_{min}) estipulado en la ecuación 5.6.4-8 de la norma, todas las fuerzas internas derivadas de Q_0 se deben multiplicar por el cociente Q_0/Q_{min} para los efectos de diseño.

Para ejemplificar lo anterior, la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** presentan los resultados del diseño mostrando los factores de utilización para el arquetipo 7 con periodo de 0.40 segundos para las combinaciones de diseño y con sismo horizontal amplificado, respectivamente.

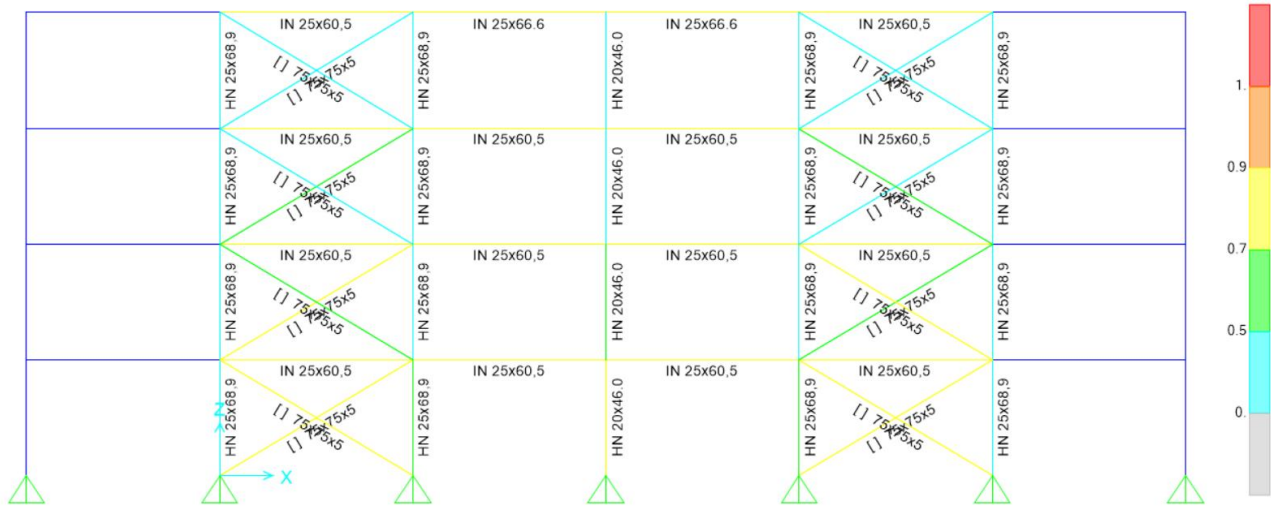


Figura 3.3 Diseño con combinaciones LRFD para marco con periodo de 0.40 s

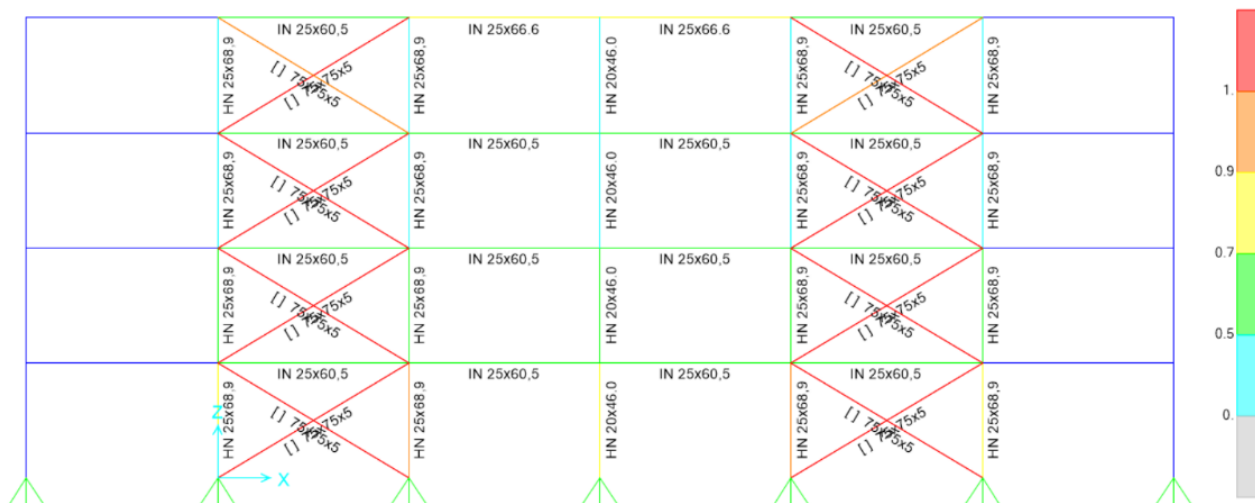


Figura 3.4 Diseño con sismo amplificado para marco con periodo de 0.40 s

Finalmente, en la Tabla 3.1 se resumen las propiedades dinámicas de los modelos.

Tabla 3.1 Propiedades dinámicas de los arquetipos

Arquetipo	Periodo [s]	Peso Sísmico [kN]	Participación Modal [%]
1	0.10	459.0	99.7
2	0.15	812.5	90.7
3	0.20	1187.5	89.2
4	0.25	1166.5	91.5
5	0.30	1242.1	86.6
6	0.35	1919.7	88.0
7	0.40	1921.9	84.2
8	0.45	1866.8	81.2
9	0.50	2549.5	79.0

Para el diseño de los pernos de anclaje para las columnas sísmicas se considera la condición más crítica que corresponde a la tracción máxima obtenida de las combinaciones de carga LRFD. El procedimiento de cálculo de la capacidad de los pernos de anclaje se encuentra en Anexo 3.3, donde además se aprecian las variables involucradas. Para realizar un diseño ajustado a la norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023), se incentiva el diseño tal que los pernos de anclaje posean un factor de utilización (FU) cercano a 1, siempre considerando el uso de diámetros comerciales y procurando factibilidad constructiva. El diseño resultante para cada arquetipo se indica en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Diseño de pernos de anclaje para cada arquetipo

Arquetipo	Diámetro original [in]	Diámetro método [in]	Cantidad	FU original [%]	FU método [%]
1	1/2"	1/2"	4	19	19
2	1/2"	1/2"	4	65	65
3	1/2"	1/2"	4	92	92
4	3/4"	1/2"	4	49	111
5	3/4"	3/4"	4	70	70
6	3/4"	5/8"	4	91	130
7	7/8"	3/4"	4	85	116
8	7/8"	7/8"	4	90	90
9	1"	7/8"	4	84	110
10	1"	7/8"	4	88	115
11	1"	7/8"	4	85	111
12	1"	7/8"	4	85	111
13	1"	1"	4	87	87
14	1"	1"	4	87	87
15	1 1/8"	1"	4	82	103
16	1 1/8"	1"	4	80	101

17	1 1/8"	1"	4	91	115
18	1 1/8"	1 1/8"	4	96	96

3.6. Método de diseño para pernos de anclaje de tipologías MAC

El uso de fuerzas sísmicas reducidas para el diseño de pernos de anclaje no es capaz de garantizar que la plastificación del anclaje preceda al pandeo de arriostramientos, perdiéndose el efecto beneficioso del anclaje dúctil. El presente trabajo propone una metodología para el diseño de pernos de anclaje de tipologías MAC que se basa en la capacidad resistente lateral del sistema para el dimensionamiento de los pernos y que puede ser aplicada en el contexto de análisis lineales normativos tradicionales.

Se omitió realizar el desarrollo de la metodología en los modelos correspondientes a los periodos 0.10 y 0.95 segundos, porque son de bajo interés debido a su baja probabilidad de ocurrencia.

Se considera que la compresión máxima en arriostramientos verticales está inducida principalmente por la carga sísmica lateral en el sistema (se desprecian cargas gravitacionales). Para esto se utilizan combinaciones de carga donde la carga sísmica reducida se amplifica por 0.7R porque la compresión sobre arriostramientos tiene una relación componente gravitacional/sísmica menor que en el caso de las combinaciones con carga sísmica reducida. Su uso no implica esfuerzo adicional para ingresar nuevas combinaciones de carga al modelo. Con este contexto, dada una estructura MAC:

Se define FU como la relación demanda/capacidad para el arriostramiento más solicitado para las combinaciones LRFD de NCh2369:2023 donde la carga sísmica ha sido amplificada por 0.7R (se recomienda análisis sísmico modal-espectral).

Se define como α el coeficiente que aplicado a la carga sísmica amplificada horizontal genera una compresión igual a la compresión esperada en el arriostramiento más solicitado.

Sea Ω_b la relación entre la compresión esperada y la compresión disponible en el arriostramiento más solicitado. Así se tiene:

$$\text{Si } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \rightarrow \Omega_b = P_{ne}/(\phi P_n) = A_g F_{cre}/(\phi A_g F_{cr}) = (R_y/\phi) 0.658^{(F_{ye}-F_y)/F_e} \quad (1)$$

$$\text{Si } 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} < \frac{L_c}{r} \rightarrow \Omega_b = P_{ne}/(\phi P_n) = A_g F_{cr}/(\phi A_g F_{cr}) = (1/\phi) \quad (2)$$

$$\text{Luego, } \alpha = \Omega_b/FU \quad (3)$$

Donde,

L_c	=	Longitud efectiva en compresión
r	=	radio menor de giro
E	=	Módulo de elasticidad del acero
F_{ye}	=	Tensión de fluencia esperada, $F_{ye} = R_y F_y$
R_y	=	Relación entre fluencia esperada y nominal
F_y	=	Tensión de fluencia mínima especificada
F_{cr}	=	Tensión crítica de pandeo
F_e	=	Tensión elástica de pandeo
P_{ne}	=	Capacidad esperada en compresión del arriostramiento
P_n	=	Capacidad nominal en compresión del arriostramiento
ϕ	=	Factor de reducción de la resistencia
A_g	=	Área bruta del arriostramiento

Se obtiene del análisis estructural la menor tracción T_u entre las bases de columna asociadas al panel arriostrado, obtenida de combinaciones de carga LRFD donde la carga sísmica reducida es amplificada por $0.7\alpha R$. Se utiliza la menor tracción para fomentar que la plastificación de los pernos preceda al pandeo a capacidad esperada del panel arriostrado.

Sea $\beta = 1.7$ un coeficiente de ajuste que corrige la carga gravitacional considerada en la combinación de carga de diseño LRFD respecto a la registrada al momento de producirse el pandeo de arriostramientos a capacidad esperada, obtenido de los análisis tiempo-historia no-lineales.

Se tiene que para asegurar que la plastificación a capacidad esperada del perno de anclaje preceda al pandeo a capacidad esperada del arriostramiento más solicitado, debe cumplirse la siguiente relación:

$$T_u/\beta > R_{y,ab} F_{y,ab} A_{ab} \quad (4)$$

Donde,	$R_{y,ab}$	=	Relación entre fluencia esperada y nominal para el perno de anclaje
	$F_{y,ab}$	=	Tensión de fluencia mínima especificada para el perno de anclaje
	A_{ab}	=	Área bruta total de pernos de anclaje en la base de columna

Luego, el área total de acero de pernos de anclaje en la base de columna debe cumplir:

$$A_{ab} < A_{ab,max} = \frac{T_u}{\beta R_{y,ab} F_{y,ab}} \quad (5)$$

Si la estructura MAC esta dimensionada de manera ajustada a las fuerzas mínimas de diseño normativas ($I=1.0$, $R=5$), es posible que la aplicación de la metodología propuesta resulte en una sección de pernos de anclaje menor a la que se obtendría al aplicar el método tradicional de diseño en base a cargas sísmicas reducidas. En este caso, si se desea establecer criterios mínimos para el diseño de pernos de anclaje, por ejemplo: diámetro mínimo de pernos, número mínimo de pernos, fuerzas mínimas de diseño, etc., será necesario aumentar la resistencia de los arriostramientos verticales, de modo de reducir su FU y consecuentemente aumentar el coeficiente α y $A_{ab,max}$.

3.7. Conclusiones

Se busca que los diseños de los modelos cumplan con lo solicitado en la norma actual, esto en cuanto a límites de esbeltez global, límites de razón ancho/espesor, capacidad resistente de sus elementos según combinaciones de cargas y límites de *drift* y deformaciones verticales.

De igual manera debido a que el estudio se centra en la verificación del comportamiento de fusibles sísmicos, los pernos de anclaje no fueron sobreestimados, resultando diseños con factor de utilización lo más cercanos a 1.

El método de diseño para pernos de anclaje indaga en la incursión elástica de los anclajes que preceda a la plastificación de los arriostramientos basándose en la capacidad resistente lateral del sistema para el dimensionamiento de los pernos y que puede ser aplicada en el contexto de análisis lineales normativos tradicionales.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS NO LINEAL DEL ESPACIO ARQUETIPO

4.1. Introducción

En el presente capítulo se detalla el análisis no lineal para estudiar el comportamiento de la estructura considerando la incursión no lineal de los pernos de anclaje y arriostramientos, según metodología propuesta, modificando elementos *Link* para pernos de anclaje con que se diseñaron las estructuras de referencia obtenidas de Maass (2023) y Espinoza (2023), actualizando diámetros a calculados siguiendo nueva metodología de diseño, para dos niveles de amenaza sísmica: nivel de sismo de diseño (SDI) y máximo sismo posible (SMP). Finalmente, se discuten los resultados obtenidos mediante gráficos de Energía, R_u , Ω y Elongación de pernos de anclaje que muestran la dispersión, desviación estándar y media para el espacio arquetipo.

4.2. Modelación no lineal de anclaje y arriostramiento en SAP2000

A partir del diseño de los pernos de anclaje de la sección 3.5 del presente estudio, se define la ley constitutiva monotónica como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** que, para este caso, corresponde a cuatro pernos de diámetro 7/8" para la estructura de periodo 0.40 segundos. Luego, se ingresan estos parámetros mediante el elemento tipo *Link Multilinear Plastic* en el programa SAP2000 para crear la curva fuerza-deformación y además se selecciona una histéresis tipo cinemática, como se presenta en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Por otra parte, se define el elemento *Link* tipo *Gap*, para representar al pedestal, donde se considera rigidez sólo en el análisis no lineal. Para la asignación de ambos elementos tipo *Link* se eliminan los apoyos de las columnas sísmicas, como se visualiza en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

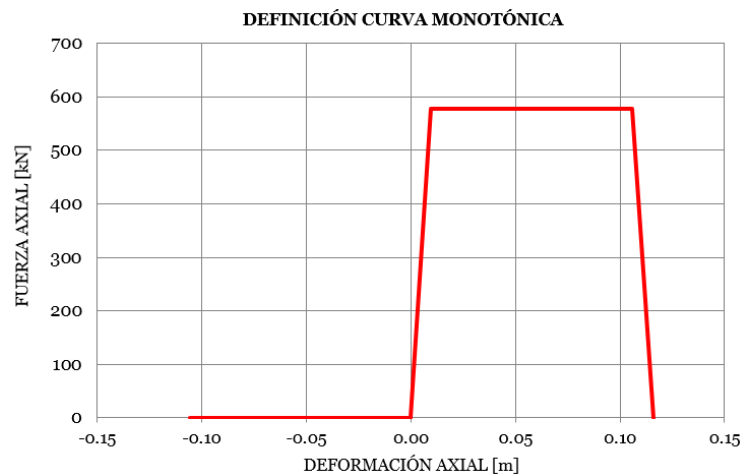


Figura 4.1 Curva monotónica fuerza-desplazamiento para modelo con periodo de 0.40 s

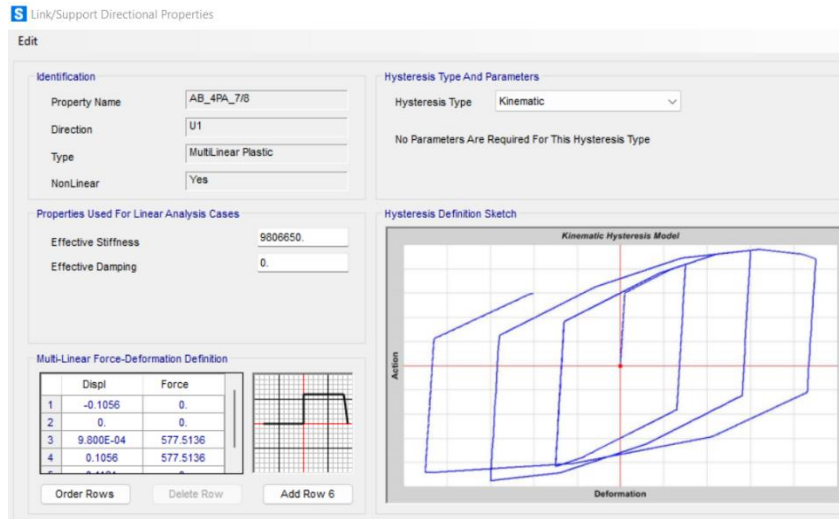
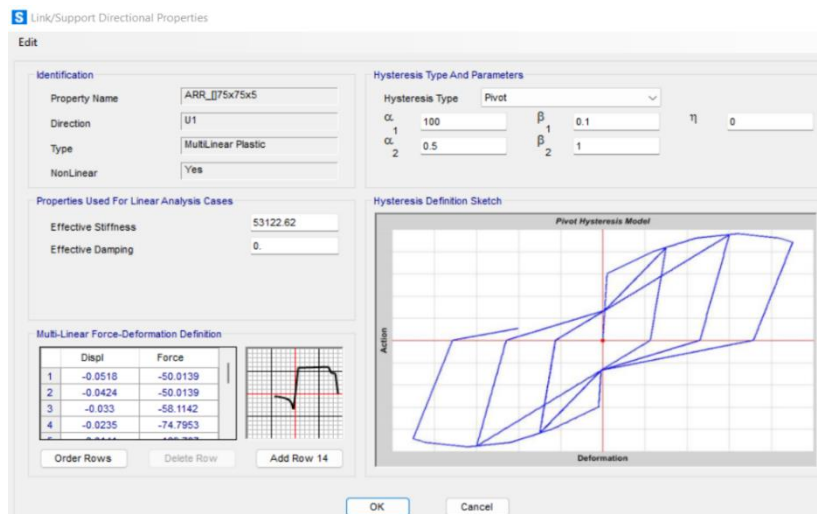


Figura 4.2 Parámetros de elemento *Link* para pernos de anclaje en software (kN y m)

Para los arriostramientos previamente diseñados se definen elementos tipo *Link Multilinear Plastic* con un ciclo de histéresis tipo pivote y una curva fuerza-desplazamiento, e ingresa su peso y masa para evitar incongruencias en el análisis de la estructura, además se agrega la rigidez efectiva de los arriostramientos, como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Luego, se eliminan los arriostramientos y se asigna el *Link* definido anteriormente en todos los niveles de la estructura, como se observa en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** Finalmente, para realizar el análisis en el software se utilizan los casos lineales y no lineales definidos en el



subcapítulo 2.10 de este documento.

Figura 4.3 Parámetros tipo *Link* en software para arriostramientos (kN y m)

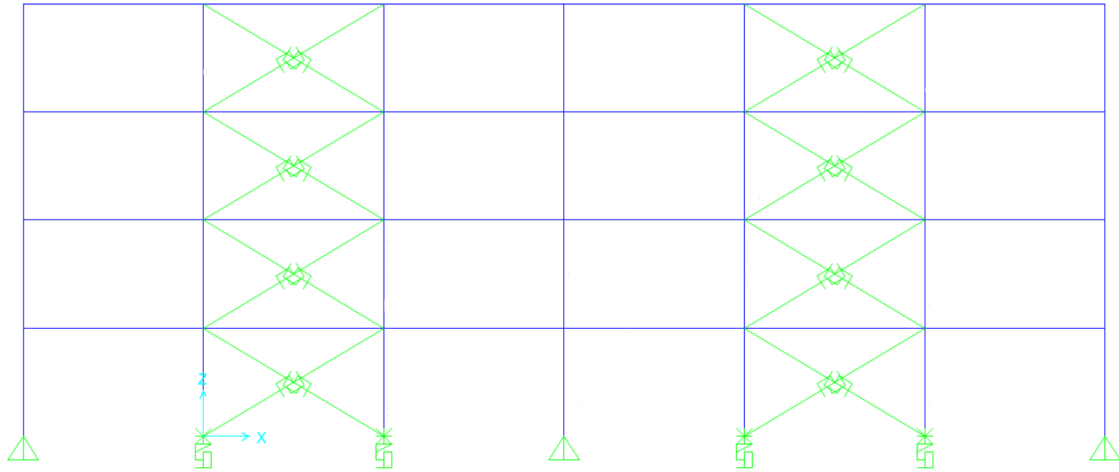


Figura 4.4 Asignación de elementos tipo *Link* para arriostramientos y anclaje de las columnas símicas

4.3. Resultados del análisis con pernos de anclaje y arriostramiento no lineales

Los resultados obtenidos del análisis no lineal para sismo a nivel de diseño (DLE) y sismo máximo posible (SMP) para los modelos con periodos entre 0.15 y 0.50 segundos, se presentan en la **¡Error!**
No se encuentra el origen de la referencia. y

Tabla 0.1, respectivamente.

Tabla 0.1.- Resultados del análisis con anclaje y arriostramiento no lineal, nivel SDI

Mod	PA	Ts [s]	Análisis	Ru	Ex (kN)	Ez (kN)	ε.pa (%)	δh/H.max	E°.hist/E°.Input	E°.damp/E°.Input
2	4-PA-1/2"	0.15	Lin	2.68	2046	1350	0.03	0.003	-	-
			NL		795	2348	3.41	0.003	0.09	0.9
3	4-PA-1/2"	0.20	Lin	2.81	2580	1895	0.03	0.004	-	-
			NL		958	2878	3.89	0.004	0.09	0.9
4	4-PA-3/4"	0.25	Lin	2.95	2097	1951	0.03	0.005	-	-
			NL		717	2965	4.73	0.005	0.21	0.78
5	4-PA-3/4"	0.30	Lin	2.23	1920	2093	0.03	0.005	-	-
			NL		866	2797	2.67	0.004	0.14	0.84
6	4-PA-3/4"	0.35	Lin	3.06	2735	3035	0.04	0.006	-	-
			NL		903	4092	5.31	0.006	0.17	0.81
7	4-PA-7/8"	0.40	Lin	2.39	2198	3087	0.04	0.005	-	-
			NL		920	3746	4.20	0.006	0.15	0.83

8	4-PA-7/8"	0.45	Lin	2.09	1843	2760	0.04	0.005	-	-
			NL		885	3343	2.90	0.005	0.15	0.83
9	4-PA-1"	0.50	Lin	2.45	2439	4181	0.04	0.006	-	-
			NL		993	4701	3.36	0.005	0.25	0.72

Tabla 0.1.- Resultados del análisis con anclaje y arriostramiento no lineal, nivel SMP

Mod	PA	Ts [s]	Análisis	Ru	Ex (kN)	Ez (kN)	ε.pa (%)	δh/H.max	E°.hist/E°.Input	E°.damp/E°.Input
2	4-PA-1/2"	0.15	Lin	3.12	2660	1484	0.03	0.004	-	-
			NL		904	2713	4.94	0.005	0.09	0.91
3	4-PA-1/2"	0.20	Lin	3.33	3354	2081	0.04	0.005	-	-
			NL		1053	3342	5.54	0.005	0.09	0.90
4	4-PA-1/2"	0.25	Lin	3.67	2726	2136	0.04	0.007	-	-
			NL		745	3221	6.67	0.007	0.25	0.74
5	4-PA-3/4"	0.30	Lin	2.80	2496	2311	0.04	0.006	-	-
			NL		898	3089	4.48	0.006	0.17	0.82
6	4-PA-5/8"	0.35	Lin	3.84	3555	3319	0.05	0.008	-	-
			NL		929	4645	7.67	0.008	0.22	0.77
7	4-PA-3/4"	0.40	Lin	3.01	2857	3413	0.06	0.007	-	-
			NL		950	4252	7.07	0.008	0.19	0.80
8	4-PA-7/8"	0.45	Lin	2.59	2396	3002	0.05	0.006	-	-
			NL		927	3681	4.76	0.007	0.17	0.82
9	4-PA-7/8"	0.50	Lin	3.13	3171	4620	0.06	0.007	-	-
			NL		1014	5289	4.78	0.007	0.33	0.66

Se presenta la energía disipada para cada periodo del espacio arquetipo a nivel de sismo de diseño (DLE) en la Figura 4.5 y sismo de máximo posible (SMP) en la Figura 4.6, comparando los resultados del análisis original y los resultados obtenidos después de aplicar el método de diseño para pernos de anclaje estudiado en el presente trabajo. Las barras de color gris representan el porcentaje de energía de amortiguamiento viscoso, las barras de color naranja la energía disipada por los pernos de anclaje y en azul el porcentaje de energía disipada por los arriostramientos, donde la suma de los tres grupos representa la energía total ingresada al sistema.

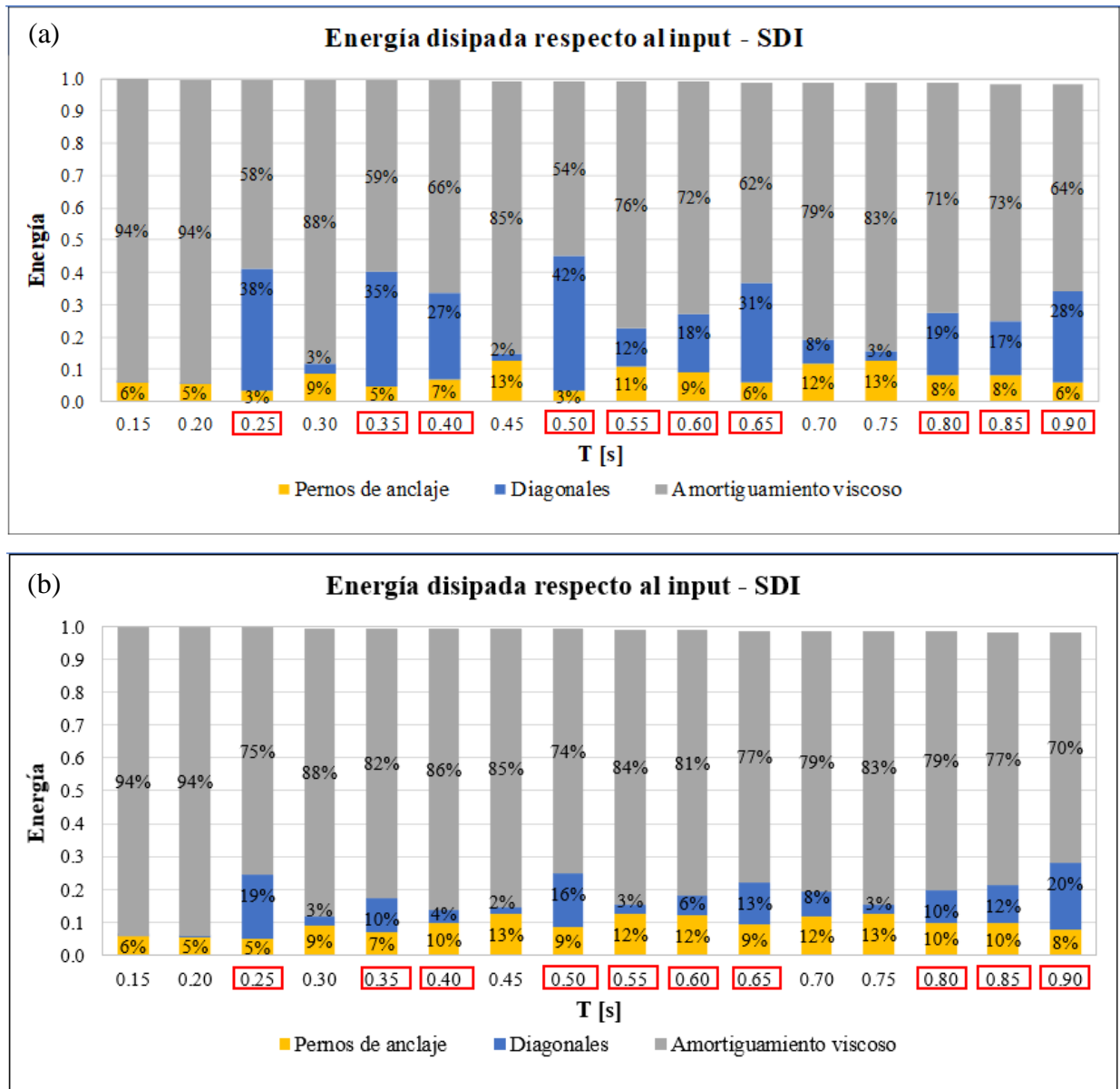


Figura 4.5 Energía disipada con anclaje y arriostramiento no lineal en modelos con sismo de diseño (SDI)
 (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.

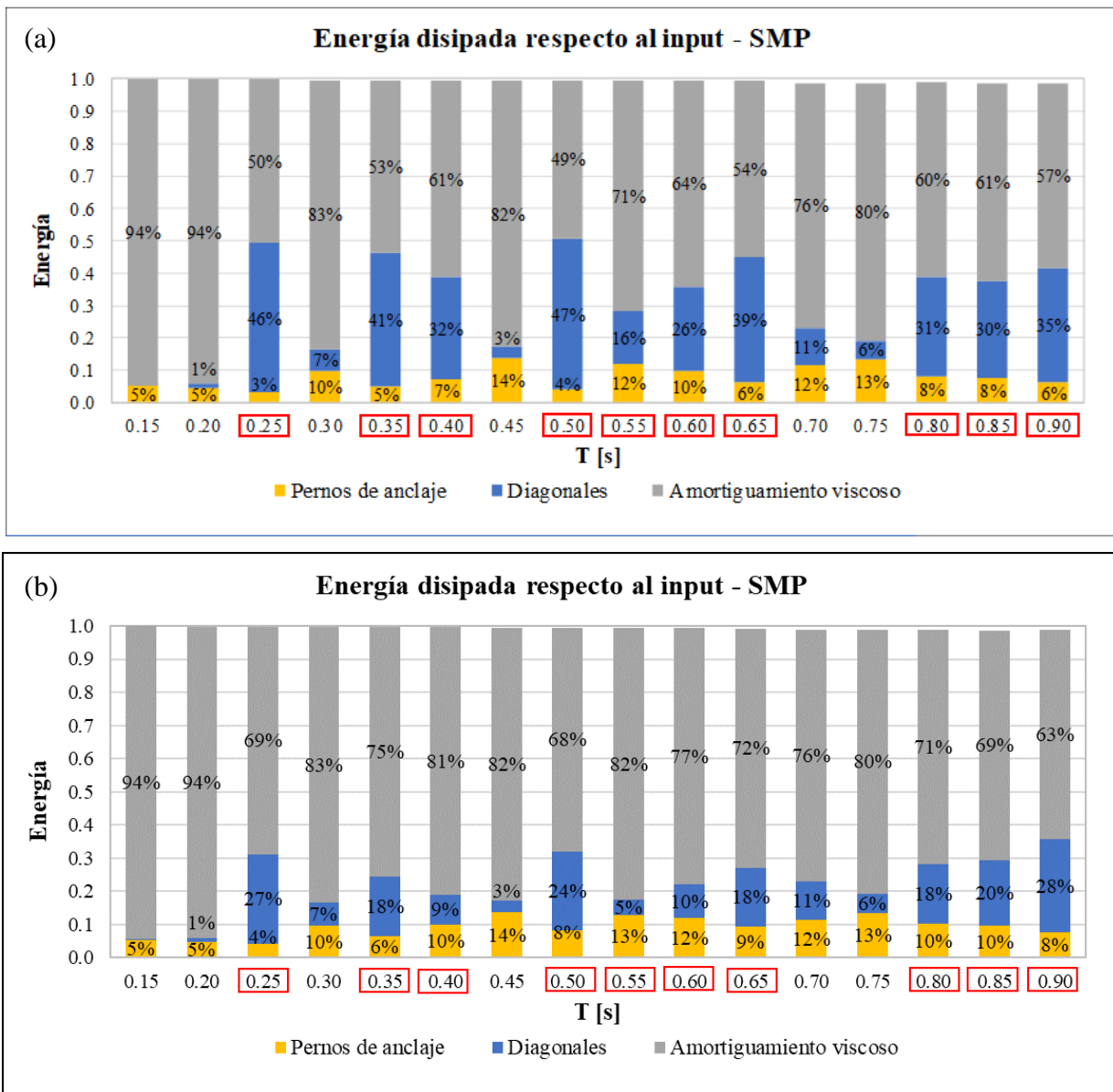


Figura 4.6 Energía disipada con anclaje y arriostramiento no lineal en modelos con sismo máximo posible (SMP) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.

En los gráficos presentados se observa un aumento en la energía disipada por los pernos de anclaje, y una disminución significativa en la energía disipada por las riostras. Esto demuestra que el método cumple la función de aliviar la plastificación sufrida por las diagonales y asignarles mayor implicancia a los anclajes, de manera que puedan actuar como fusibles y recurrir a un mantenimiento enfocado en dichos elementos.

A continuación, en la Figura 4.7 y Figura 4.8 se presentan los gráficos que indican la elongación de los pernos en las columnas sísmicas para los modelos con sismo de diseño (SDI) y sismo máximo posible (SMP) respectivamente, comparando el análisis original con el caso después de aplicado el método de diseño para pernos de anclaje en cada uno. En cada modelo se observa una fila de puntos los cuales representan los 30 registros utilizados, una barra que corresponde a la desviación estándar, una línea continua la cual une los promedios de la elongación.

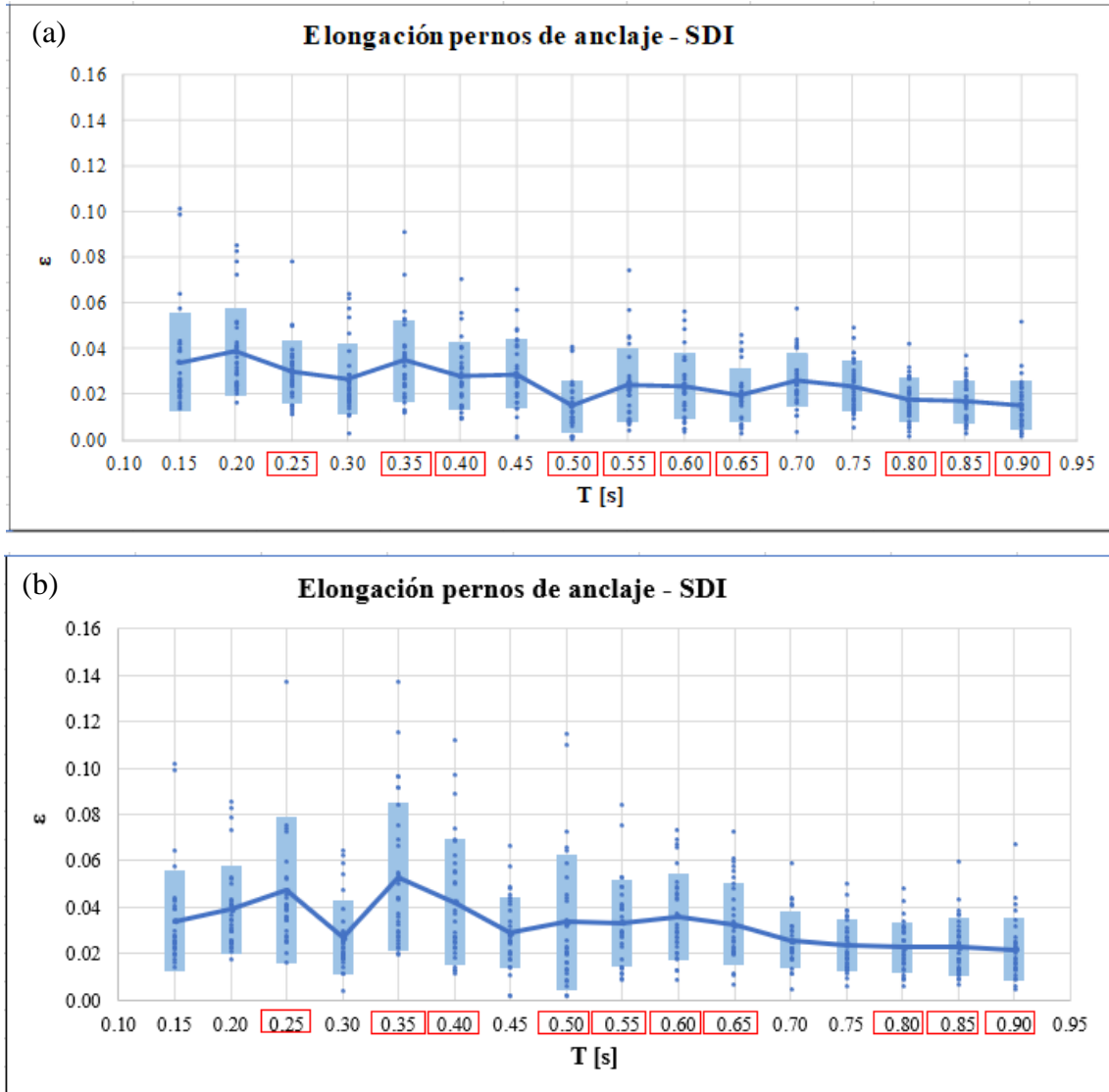


Figura 4.7 Elongación de pernos en modelos con sismo de diseño (SDI)(a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.

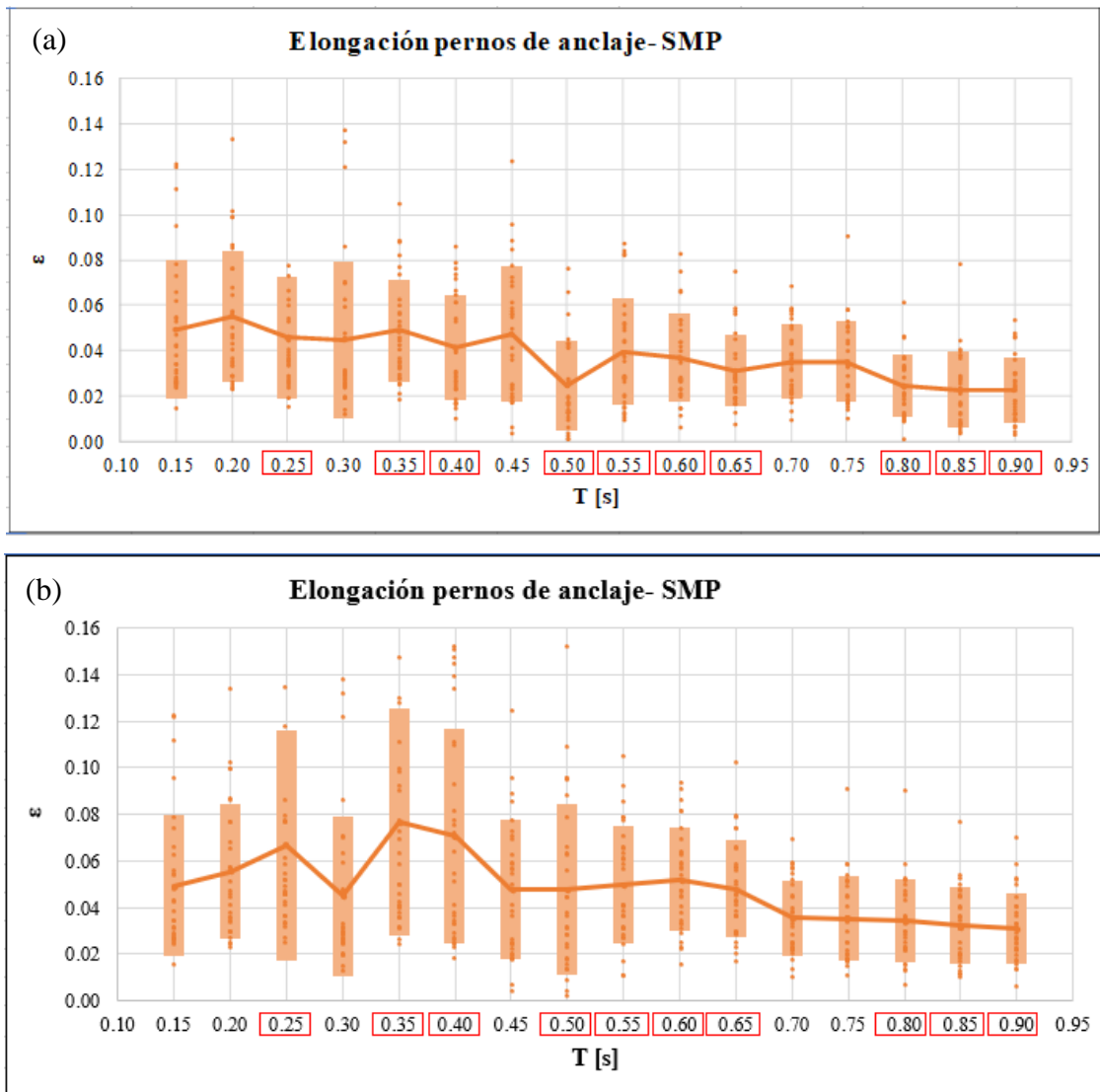


Figura 4.8 Elongación de pernos en modelos con sismo máximo posible (SMP) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.

En ambas figuras se observa que para los modelos donde fue aplicado el método de diseño para pernos de anclaje se obtuvo una elongación mayor a la obtenida con el diseño original, con una media en promedio de 3.03% comparada con 2.37% en los modelos originales SDI y un aumento de 3.64% a 4.57% en los modelos SMP. Esto también quiere decir que el sistema estructural tendría un comportamiento más dúctil y se demuestra que el método propuesto funciona obteniendo mejores resultados.

Se define R_{μ} como la razón entre el corte basal máximo considerando un comportamiento lineal y el corte basal máximo considerando un comportamiento no-lineal. R_{μ} representa la reducción del corte basal que el modelo analizado experimenta por comportamiento inelástico. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.9** y Figura 4.1010 se muestran los resultados del factor de reducción por ductilidad (R_{μ}) para cada uno de los periodos del espacio arquetipo para DLE y SMP, respectivamente. Estas figuras incluyen gráficos de espacio arquetipo original y espacio arquetipo de metodología propuesta.

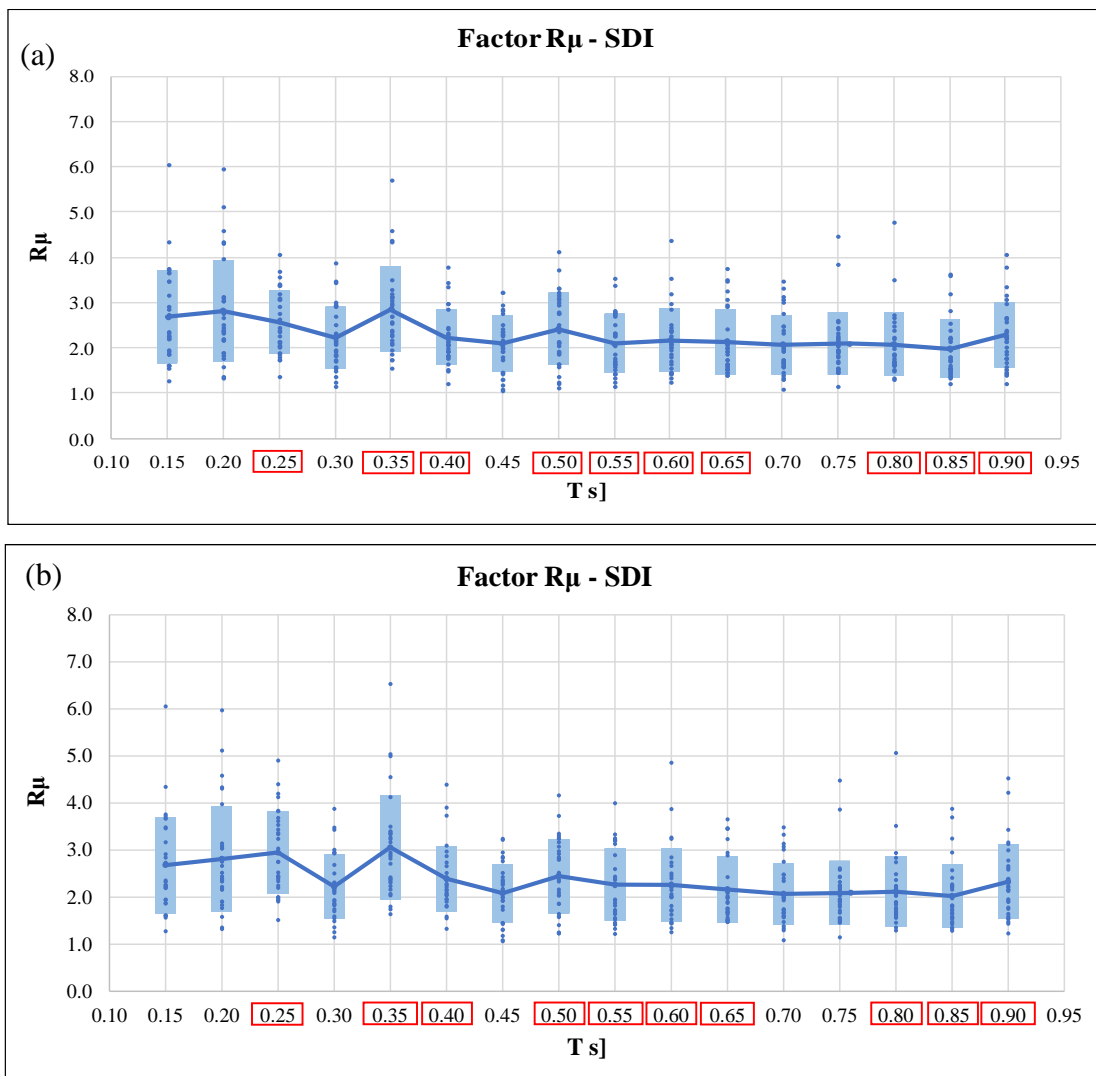


Figura 4.9 Factor de reducción por ductilidad R_{μ} Sismo de diseño (SDI) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

De la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**9(a) se observa que el máximo R_{μ} promedio se produce en el modelo de periodo 0.35 s, el cual tiene un valor de 2.85 con una desviación de ± 0.94 . El menor R_{μ} promedio se presenta en el modelo más flexible de periodo 0.95 s, su valor es de 1.43 y tiene una desviación de ± 0.36 . Por otra parte, de la Figura 4.99(b) correspondiente al espacio arquetipo modificado, se observa que el máximo y mínimo R_{μ} promedio se encuentran en los modelos con periodo 0.35 y 0.85s, respectivamente, donde los valores son 3.06 de promedio con una desviación de ± 1.10 y un promedio de 2,02 y una desviación de ± 0.67 , respectivamente. En ambos gráficos se puede ver que R_{μ} sigue una tendencia casi constante de aproximadamente 2 para SDI.

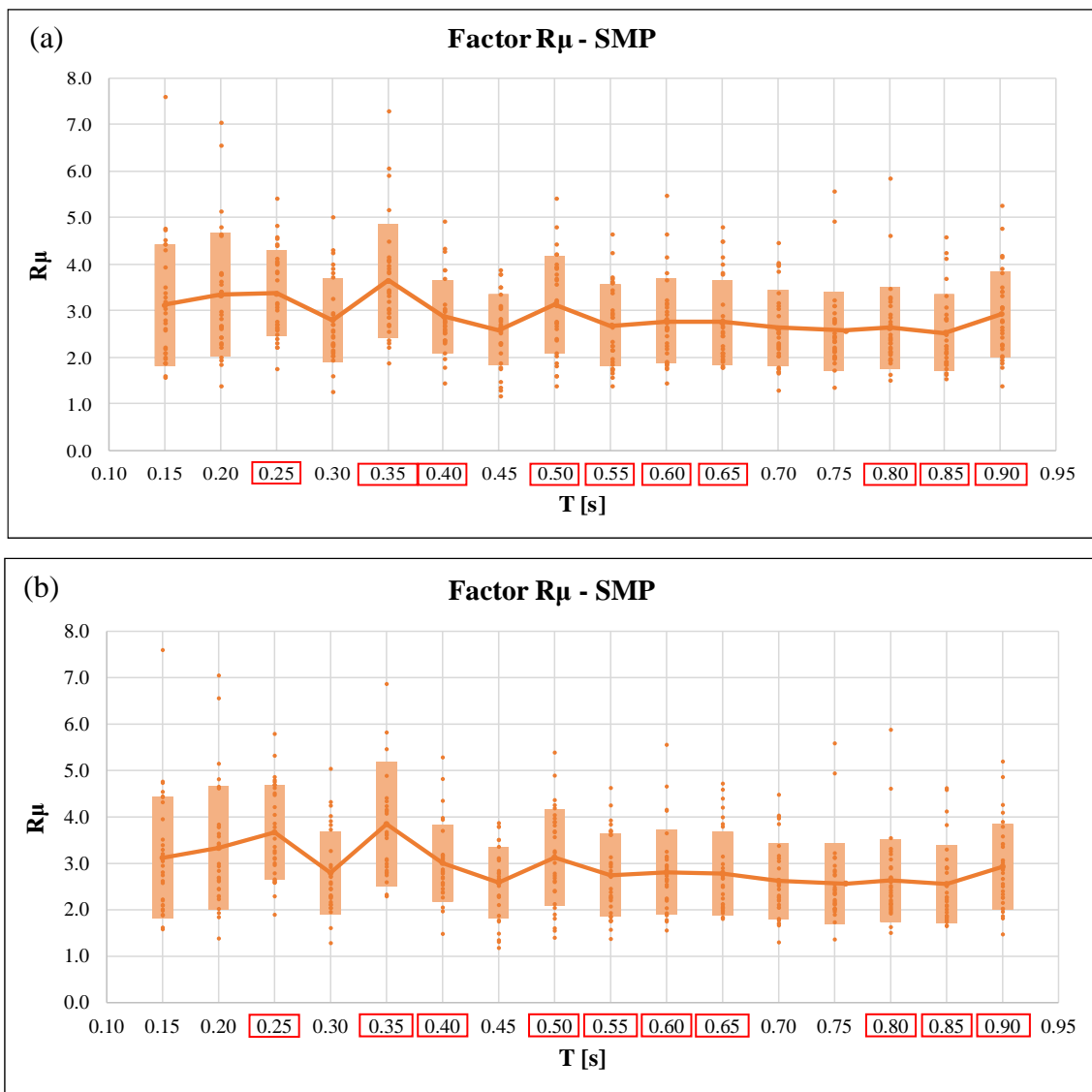


Figura 4.10 Factor de reducción por ductilidad R_{μ} Sismo máximo posible (SMP) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

De la Figura 4.10(a) se observa que el máximo R_{μ} promedio se produce en el arquetipo de periodo 0.35 s, este tiene un valor de 3.64 con una desviación de ± 1.22 . El menor R_{μ} promedio se presenta en el modelo más flexible de periodo 0.95 s, su valor es de 1.71 y tiene una desviación de ± 0.47 . Por otra parte, de la Figura 4.10(b) correspondiente al espacio arquetipo modificado, se observa que el máximo y mínimo R_{μ} promedio se encuentran en los modelos con periodo 0.35 y 0.85 s, respectivamente, donde los valores son 3.84 de promedio con una desviación de ± 1.33 y un promedio de 2,56 y una desviación de ± 0.84 , respectivamente. En ambos gráficos se puede ver que R_{μ} sigue una tendencia casi constante de aproximadamente 3 para SMP.

A continuación, se presenta los resultados obtenidos para los factores de sobrerresistencia de cada modelo. En los gráficos se puede apreciar una dispersión de puntos sobre cada periodo que corresponde a los factores obtenidos para cada uno de los 30 registros, también una línea continua que uno puntos que representan el factor promedio para cada estructura, esto para nivel SDI y SMP.

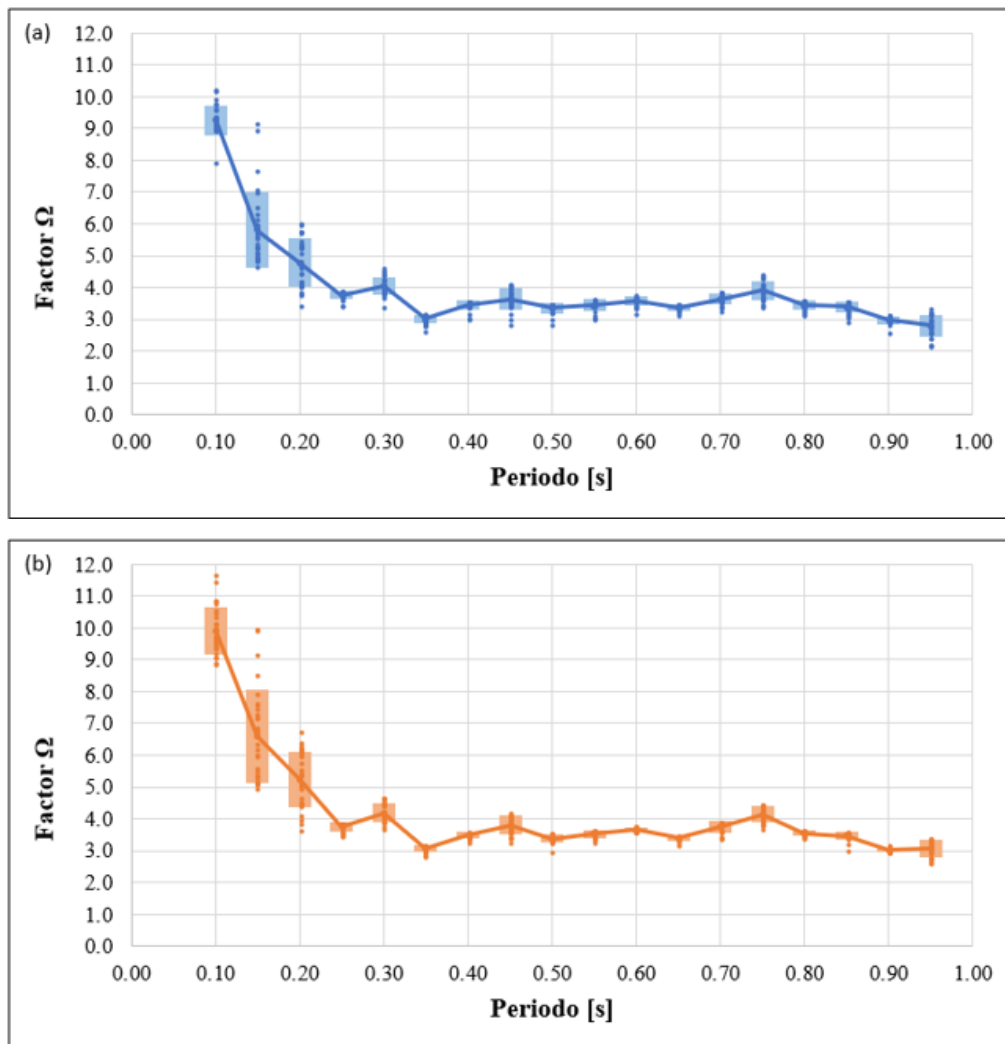


Figura 4.11 Sobrerresistencia espacio arquetipo original (a) Nivel SDI (b) Nivel SMP.

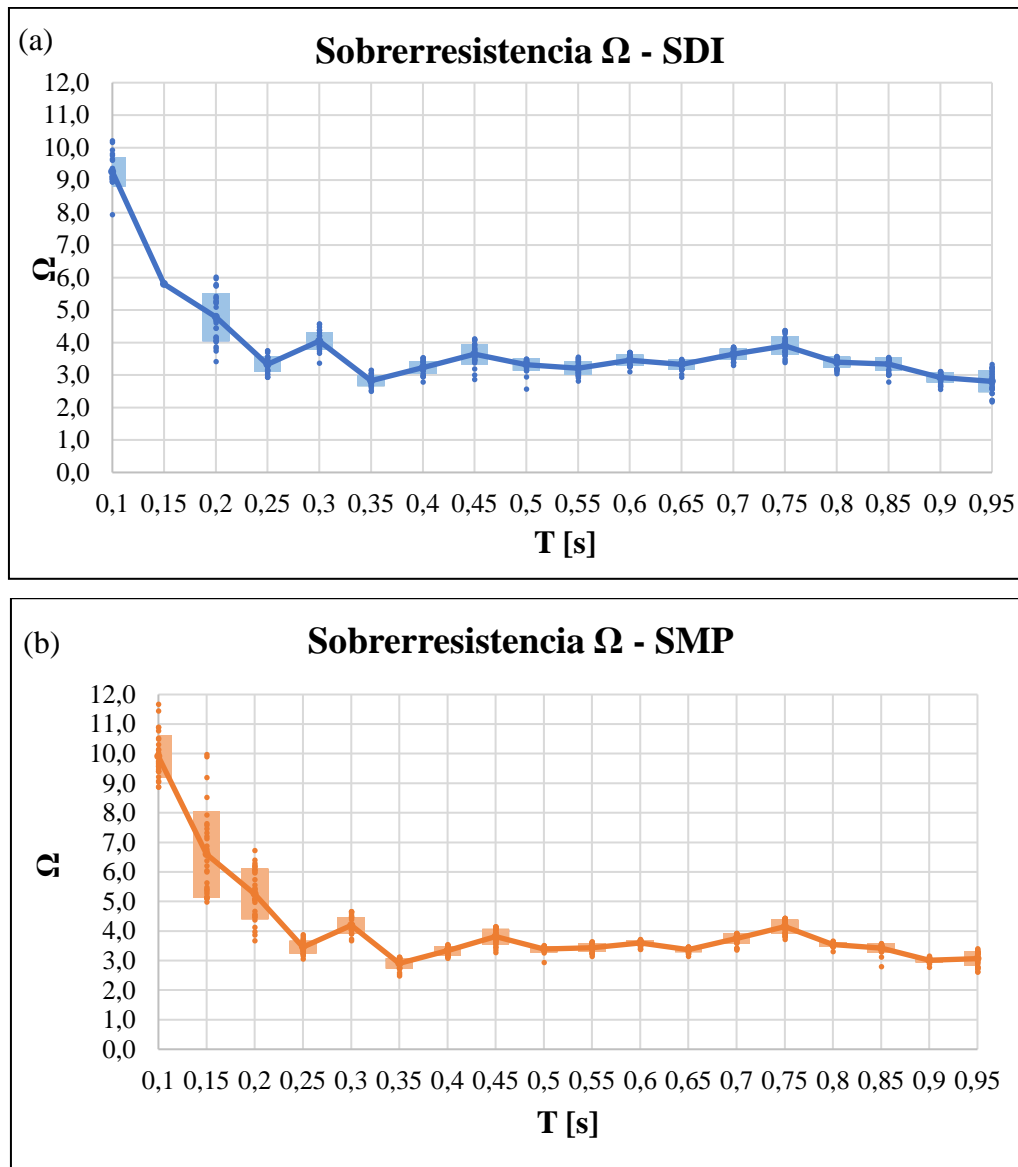


Figura 4.12 Sobrerresistencia espacio arquetipo modificado para Metodología propuesta (a) Nivel SDI (b) Nivel SMP.

Se puede observar de la Figura 4.11 y Figura 4.12 que los valores para los factores de resistencia presentan una disminución en los factores obtenidos para el nuevo espacio arquetipo, siguiendo la tendencia para todos los modelos. Esto se debe a la metodología propuesta, dado que aplica la reducción en cantidad y diámetro de pernos, lo cual puede ser un indicador de estar presente ante una estructura que se encuentre más propensa a plastificar, dado que la estructura puede considerar menor

corte basal. Con esto se está presente ante estructuras más flexibles, con menor resistencia, pero más dúctiles.

4.4. Discusión de resultados

En esta sección se procede a analizar los resultados obtenidos del análisis no lineal, presentados en la sección anterior.

En cuanto a la elongación experimentada por los pernos de anclaje se procede a analizar los valores medios obtenidos a partir de los resultados para 30 registros a nivel sismo de diseño (DLE) y máximo sismo posible (SMP) en la Figura 4.13, comparando los resultados originales y luego de aplicado el método de diseño de pernos de anclaje.

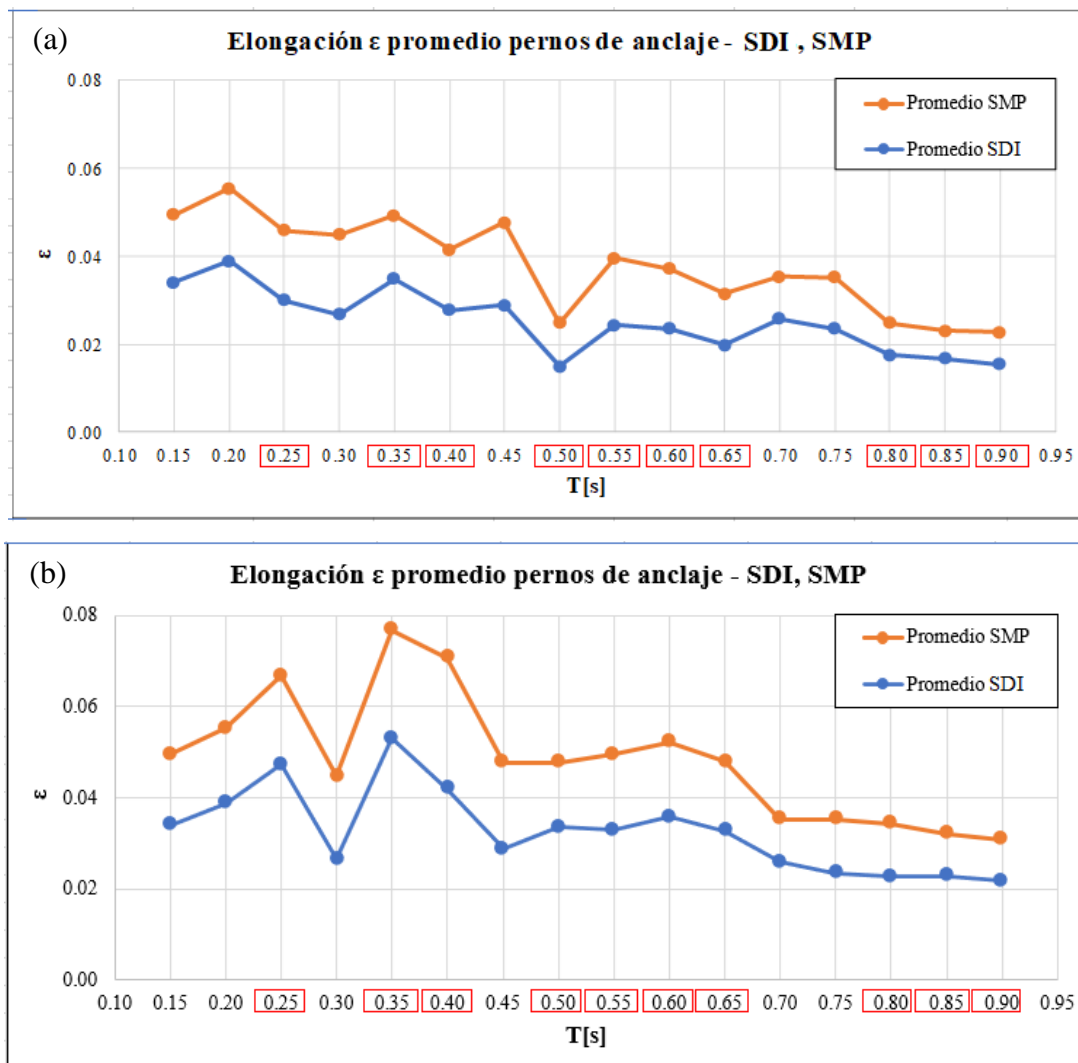


Figura 4.13 Elongación de pernos promedio en modelos SDI y SMP
 (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando metodología propuesta.

Para el caso original, el máximo promedio de elongación alcanzado por los pernos de anclaje fue de solo un 5.5% para el nivel SMP y 3.9% para el nivel SDI, encontrándose valores muy por debajo del límite de rotura de los pernos de anclaje, correspondiente al 20%, reflejando un excelente comportamiento pernos de anclaje ante las cargas sísmicas a las que fueron sometidos. Por otra parte, para el diseño con el método propuesto las elongaciones máximas ascendieron a 7.7% para SMP y 5.3% para SDI, que también están por debajo del límite de rotura por lo tanto se tiene un mejor comportamiento.

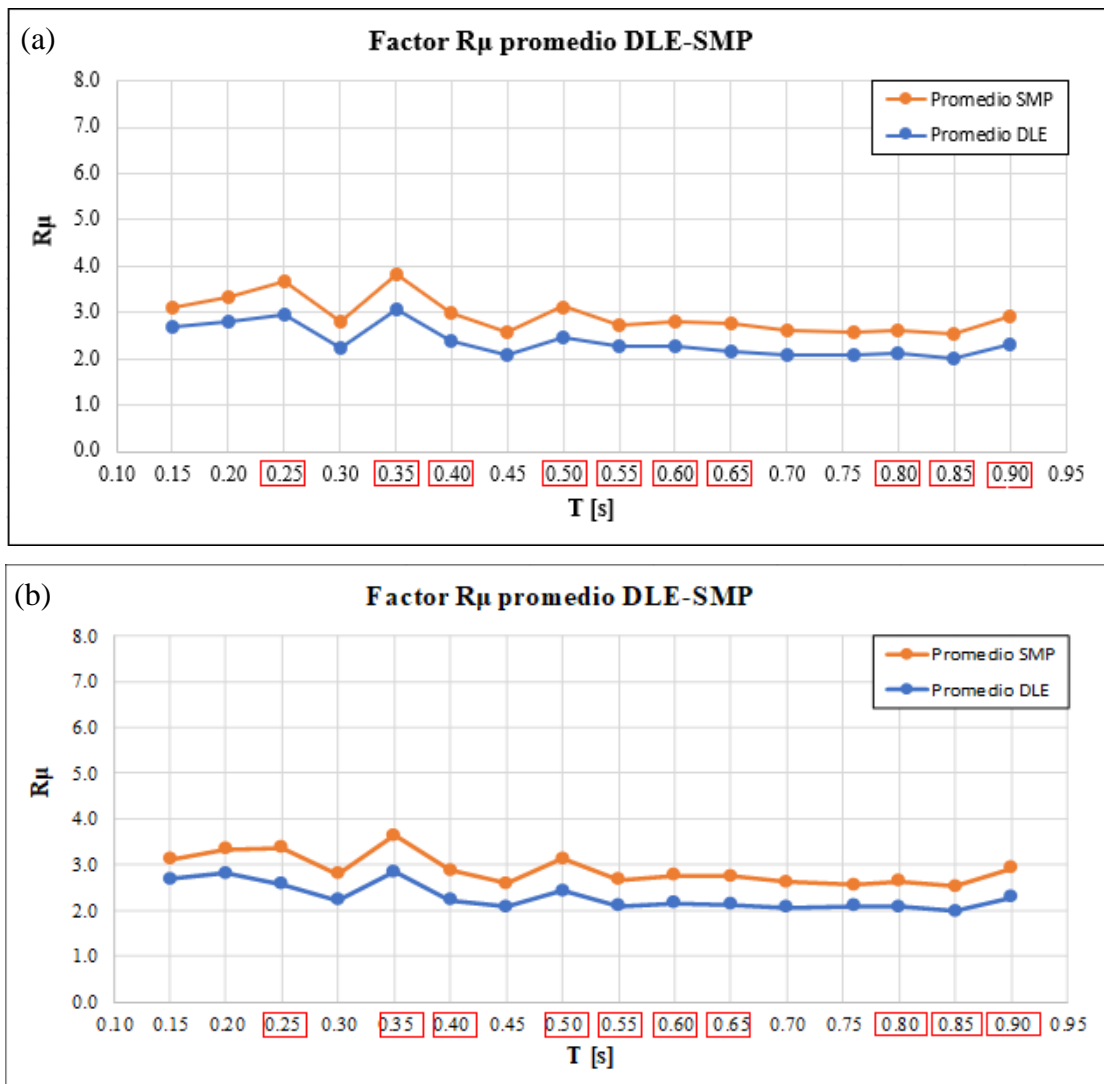


Figura 4.14 Factor R_{μ} promedio (DLE-SMP) (a) Espacio Arquetipo original (b)Espacio arquetipo modificado por la metodología propuesta.

En la Figura 4.14(a) se presenta el factor R_{μ} promedio para espacio arquetipo original y en la Figura 4.14(b) se presenta factor R_{μ} promedio para espacio arquetipo modificado, ambas a nivel SDI y SMP. Se observa de ambas figuras que, a pesar de generar un incremento para todos los modelos en ambos espacios arquetipos y en ambos niveles de diseño, la curva refleja que el incremento sigue manteniendo la misma tendencia.

En resumen, se observa que el nivel de disipación global no experimenta grandes cambios, tanto para nivel SDI y SMP, debido a la mayor participación de pernos de anclaje y menor participación de arriostramientos. Se observa además que el nivel de disipación general se encuentra saturado, dado que la razón entre R_{μ} a nivel SMP y SDI es equivalente al incremento de corte basal elástico. Esto es sinónimo de que la estructura está cercana a agotar su capacidad de disipación global.

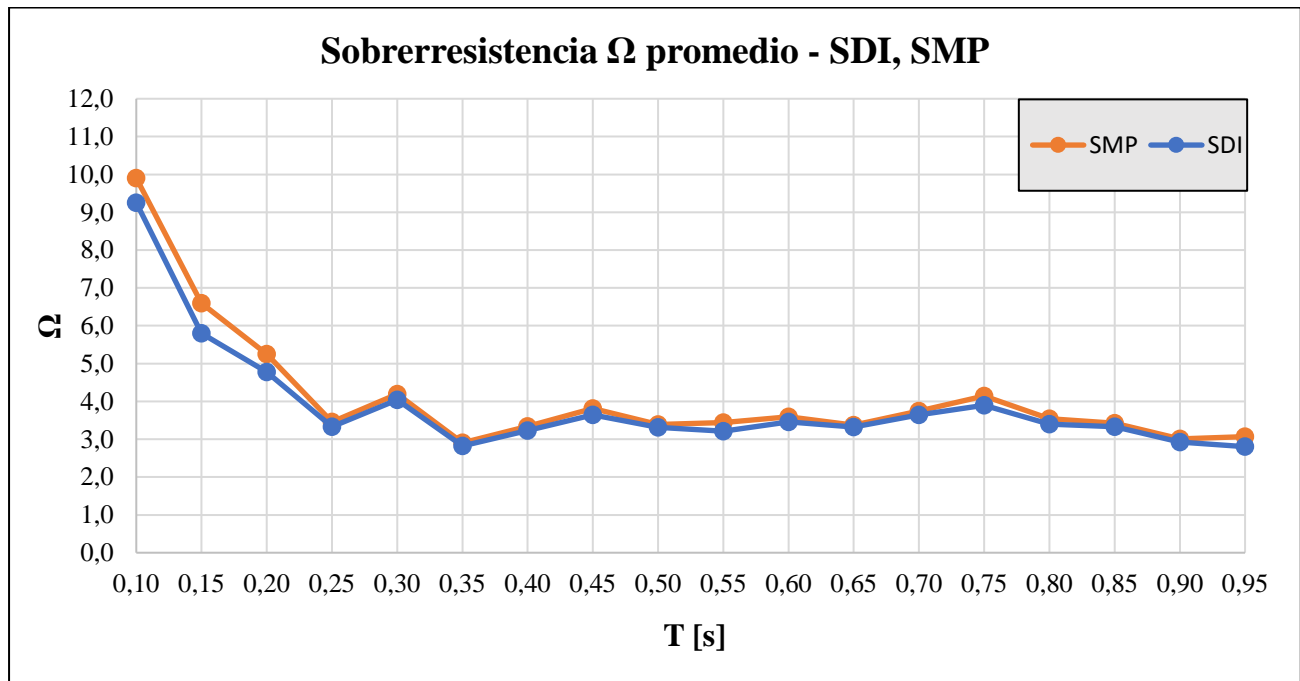


Figura 4.15 Sobrerresistencia promedio en espacio arquetipo modificado para metodología propuesta

De la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.15** se puede observar que los factores de sobrerresistencia promedio para cada estructura, son menores para el caso de diseño nivel SDI en los modelos de menor periodo (estructuras más rígidas), sin embargo, esta línea de tendencia casi disminuye o los factores son levemente inferiores en modelos más flexibles (estructuras de mayor periodo). Revisar Anexo 4.4 Factores de Sobrerresistencia para observar factores de sobrerresistencia de espacio original.

4.5. Conclusiones

En este capítulo se presentó el análisis no lineal de los fusibles sísmicos en las estructuras, considerando la no linealidad de los pernos de anclaje obtenidos por la metodología propuesta y los arriostramientos ya implementados en el espacio arquetipo original.

De los resultados obtenidos, primero se tiene que los arriostramientos mejoran su comportamiento a nivel de sismo de diseño para pandeo y a nivel de sismo máximo posible, concentrando una mayor disipación de energía en los pernos de anclaje, concentrando el daño en estos últimos y liberando de daño al resto de la estructura, es decir, protegiendo a los arriostramientos de fractura por fatiga de bajo ciclaje, a columnas y conexiones de arriostramientos.

Finalmente, el factor de reducción por ductilidad R_{μ} disminuye para cada una de las estructuras del espacio arquetipo, lo que implica que tienen una menor incursión en el rango no lineal que la metodología tradicional, esto ya que los valores que se obtuvieron son menores, lo que se refiere a que la diferencia entre el corte lineal y no lineal sísmico es aún menor.

CAPÍTULO 5: DISEÑO ALTERNATIVO BASADO EN DESEMPEÑO DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

5.1. Introducción

En el presente capítulo se propone una alternativa de diseño la cual se resumirá a modo general para comparar resultados obtenidos con el método de diseño de pernos de anclaje presentado anteriormente.

5.2. Metodología

Esta propuesta consiste en modificar el perfil de los arriostramientos del primer nivel en los mismos modelos trabajados en el análisis previo, con tal de comparar los mismos parámetros obtenidos. En primera instancia se aumenta la sección a un perfil más grande según los perfiles disponibles en los catálogos comerciales.

El propósito de esta modificación es aumentar la resistencia de dichos arriostramientos, dado que en el primer nivel se concentran las cargas y se tienen los factores de utilización (FU) más críticos, por lo que al aumentar la sección este factor se reduce y disminuye el riesgo de falla.

En el presente trabajo se modificaron los modelos correspondientes a los periodos 0.25 s y 0.35 s, mientras que en la memoria de Cárcamo y Gutiérrez (2023) se modificaron los modelos correspondientes a los periodos 0.4 s y 0.5 s. Estos modelos fueron elegidos en base a el desempeño inicial, puesto que corresponden a los casos más desfavorables y que requieren un mayor mejoramiento.

Originalmente el diseño de las diagonales para los modelos de periodos 0.25 s y 0.35 s correspondían a secciones cajón de 75x75x4 y 75x75x5 milímetros respectivamente y se aumentaron a 75x75x5 y 75x75x6 milímetros, correspondientes a una sección más grande según el catálogo “ICHA Manual de diseño para estructuras de acero”. Al cambiar estas secciones se obtuvieron FU de columna en el primer piso de $\pm 3\%$ comparado con el diseño original, lo que indica que no afecta significativamente este parámetro.

5.3. Resultados

A continuación, se presentan los gráficos obtenidos con el diseño propuesto anteriormente.

En las Figura 5.1 y Figura 5.2 se muestra la energía sísmica media disipada por histéresis de pernos de anclaje y arriostramientos y por amortiguamiento viscoso equivalente, a nivel SDI y SMP respectivamente. Se observa que para los modelos modificados la energía sísmica disipada por pernos de anclaje es mayor que en el diseño original, siendo indicio de como la metodología alivia la incursión inelástica de arriostramientos, excepto en el modelo de periodo 0.25s donde la energía disipada por las diagonales aumenta. Además, aumenta la energía liberada por amortiguamiento viscoso, dado que al ser más flexibles los anclajes, aumenta la velocidad de la respuesta.

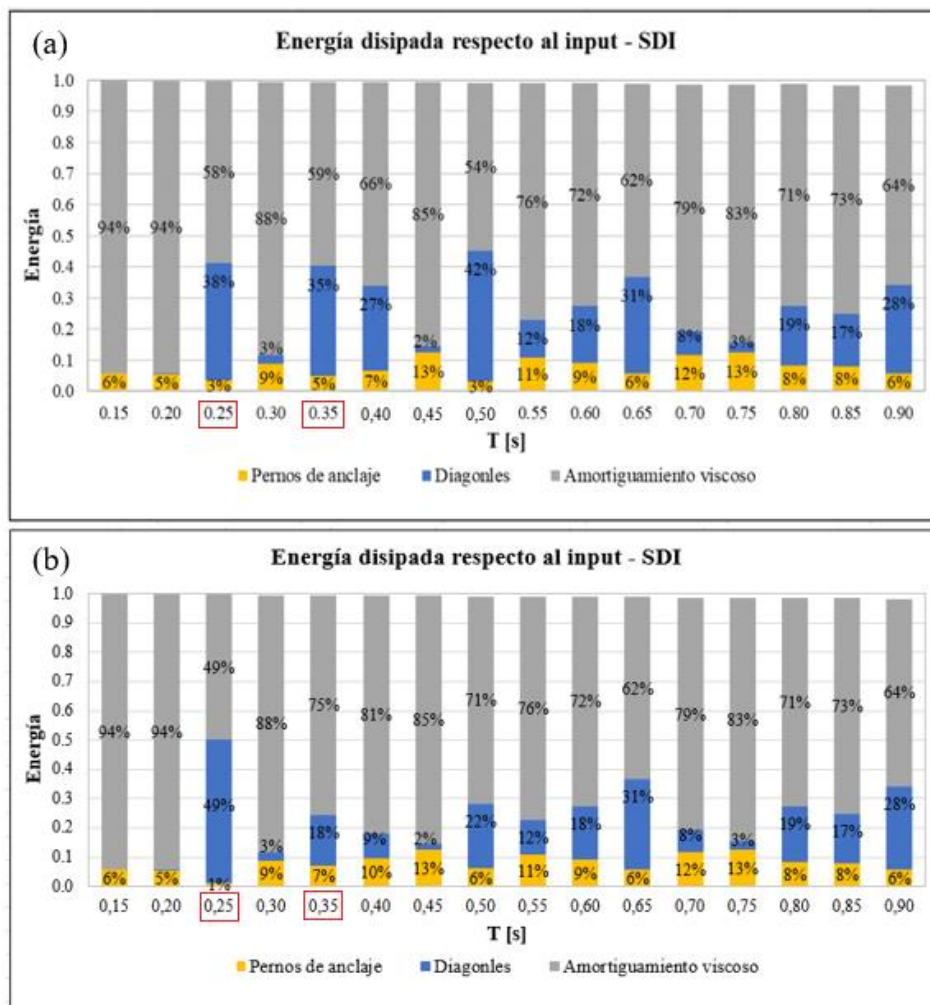


Figura 5.1 Energía disipada con anclaje y arriostramiento no lineal en modelos con sismo de diseño (SDI) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando método alternativo.

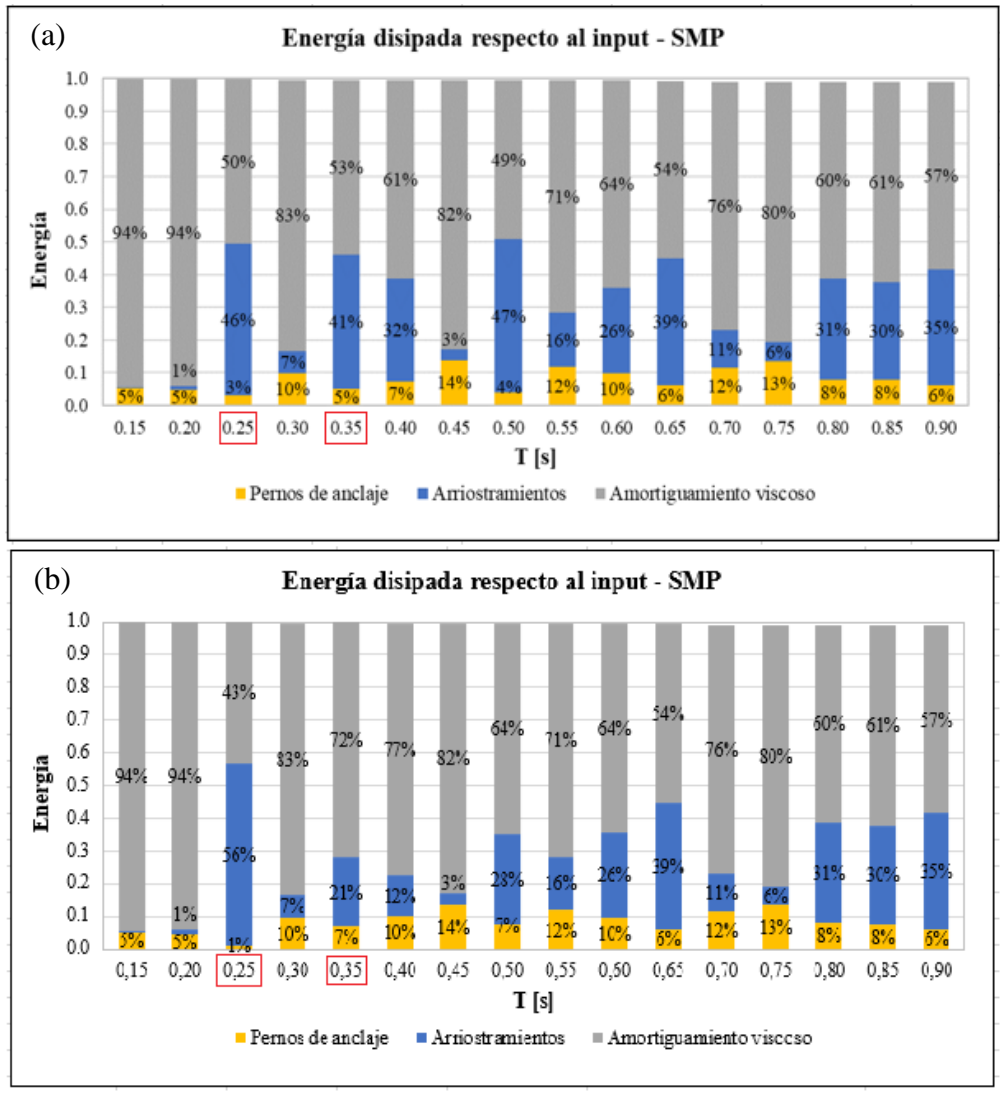


Figura 5.2 Energía disipada con anclaje y arriostramiento no lineal en modelos con sismo máximo posible (SMP) (a) Diseño original. (b) Diseño aplicando método alternativo.

En la Figura 5.3 se muestra el factor R_{μ} a nivel SDI. Se observa que el nivel de disipación global no experimenta grandes cambios debido a la mayor participación de pernos de anclaje y menor participación de arriostramientos. En la Figura 5.4 se muestra el factor R_{μ} a nivel SMP. Al igual que para el caso SDI, se observa que el nivel de disipación global no experimenta grandes cambios. Se observa además que el nivel de disipación general se encuentra saturado, dado que la razón entre R_{μ} a nivel SMP y SDI es equivalente al incremento de corte basal elástico. Esto es sinónimo de que la estructura está cercana a agotar su capacidad de disipación global. Por otro lado, en la Figura 5.5 se muestra la comparación del R_{μ} promedio de cada modelo para SDI y SMP.

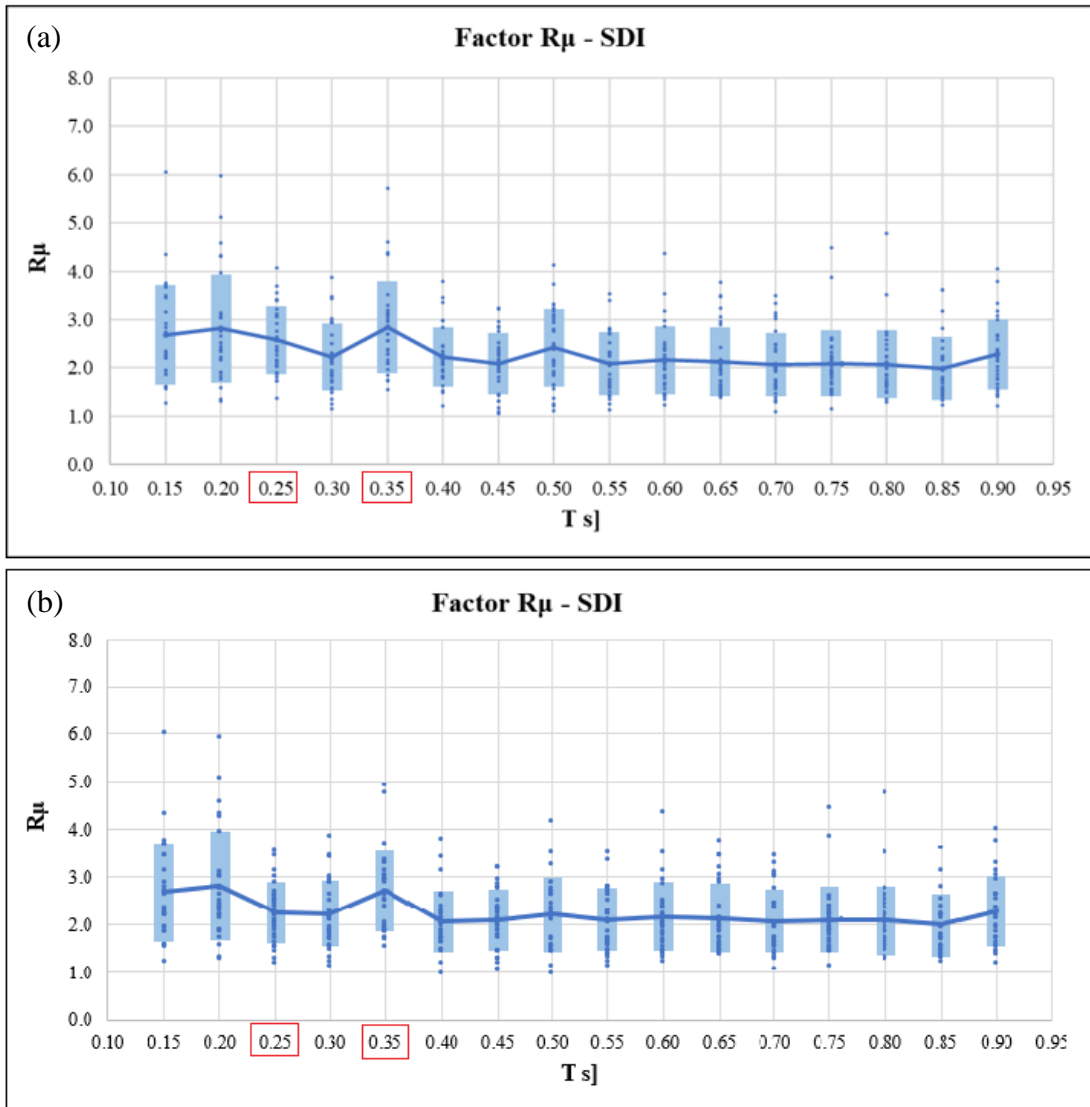


Figura 5.3 Factor R_{μ} a nivel SDI. (a) Diseño original. (b) Diseño modificado por la metodología propuesta.

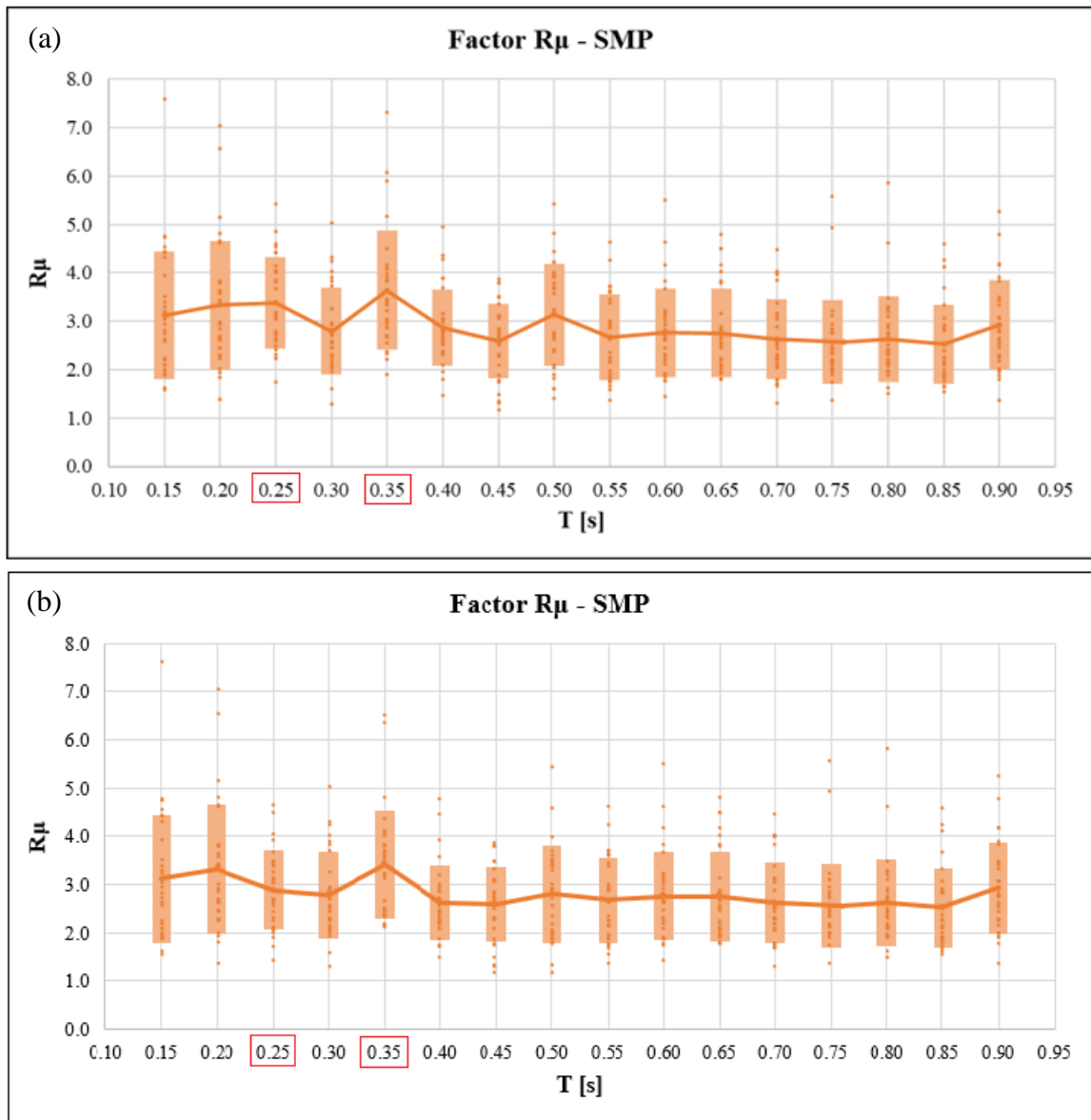


Figura 5.4 Factor R_{μ} a nivel SMP. (a) Diseño original. (b) Diseño modificado por la metodología propuesta.

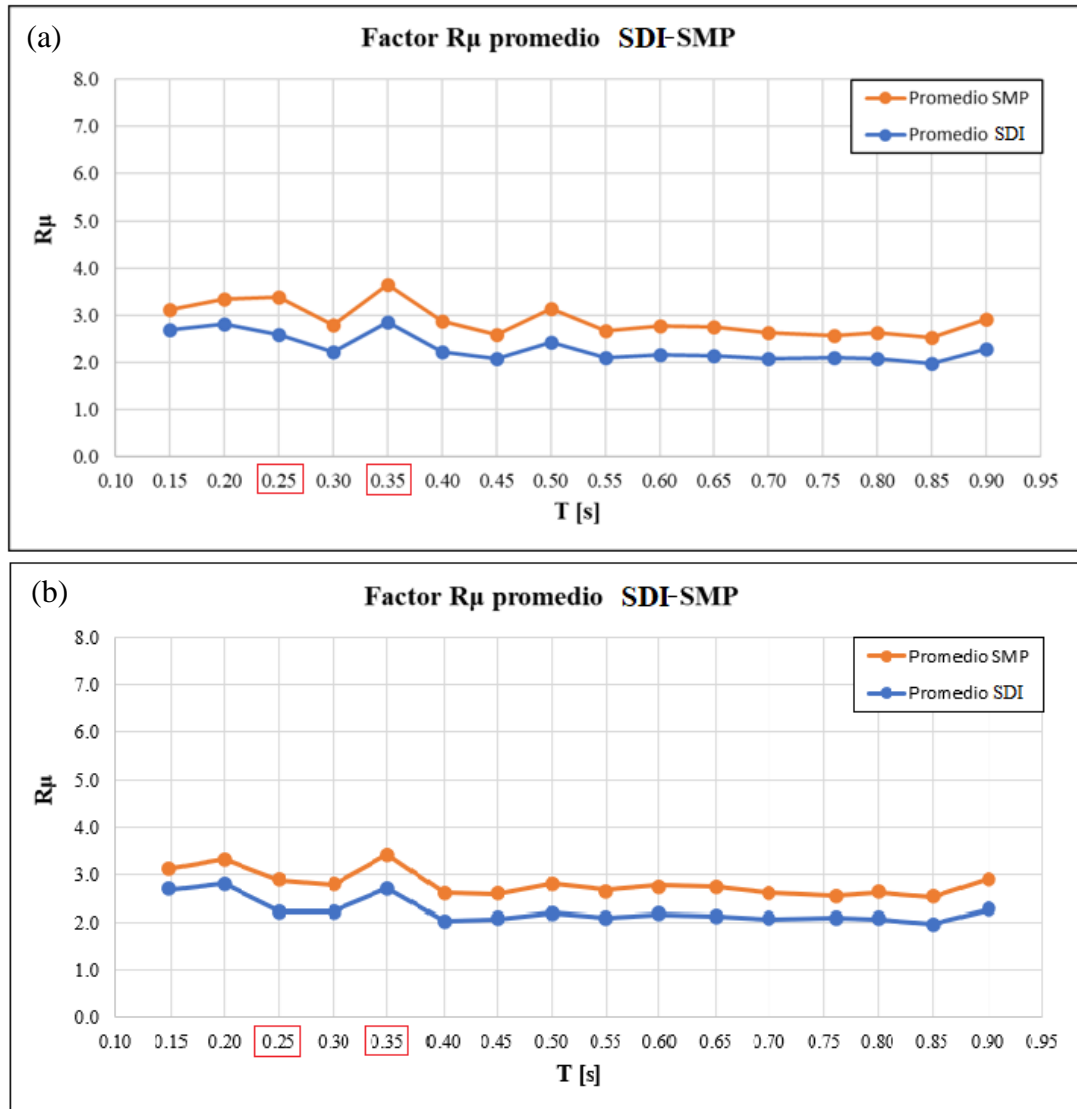


Figura 5.5 Factor $R\mu$ promedio a nivel SDI y SMP. (a) Diseño original. (b) Diseño modificado por la metodología propuesta.

En la Figura 5.6 se muestra la elongación de pernos de anclaje a nivel SDI. Se observa que la metodología alternativa aumenta la elongación en pernos en tres de los cuatro modelos modificados, aunque prácticamente todos los arquetipos en su valor medio más una desviación estándar están bajo una elongación de 0.08. En la Figura 5.7 se muestra la elongación de pernos de anclaje a nivel SMP. Se observa que prácticamente todos los arquetipos en su valor medio más una desviación estándar están bajo una elongación de 0.12, lo que protege al anclaje de la fractura, incluso en pernos de anclaje maquinados.

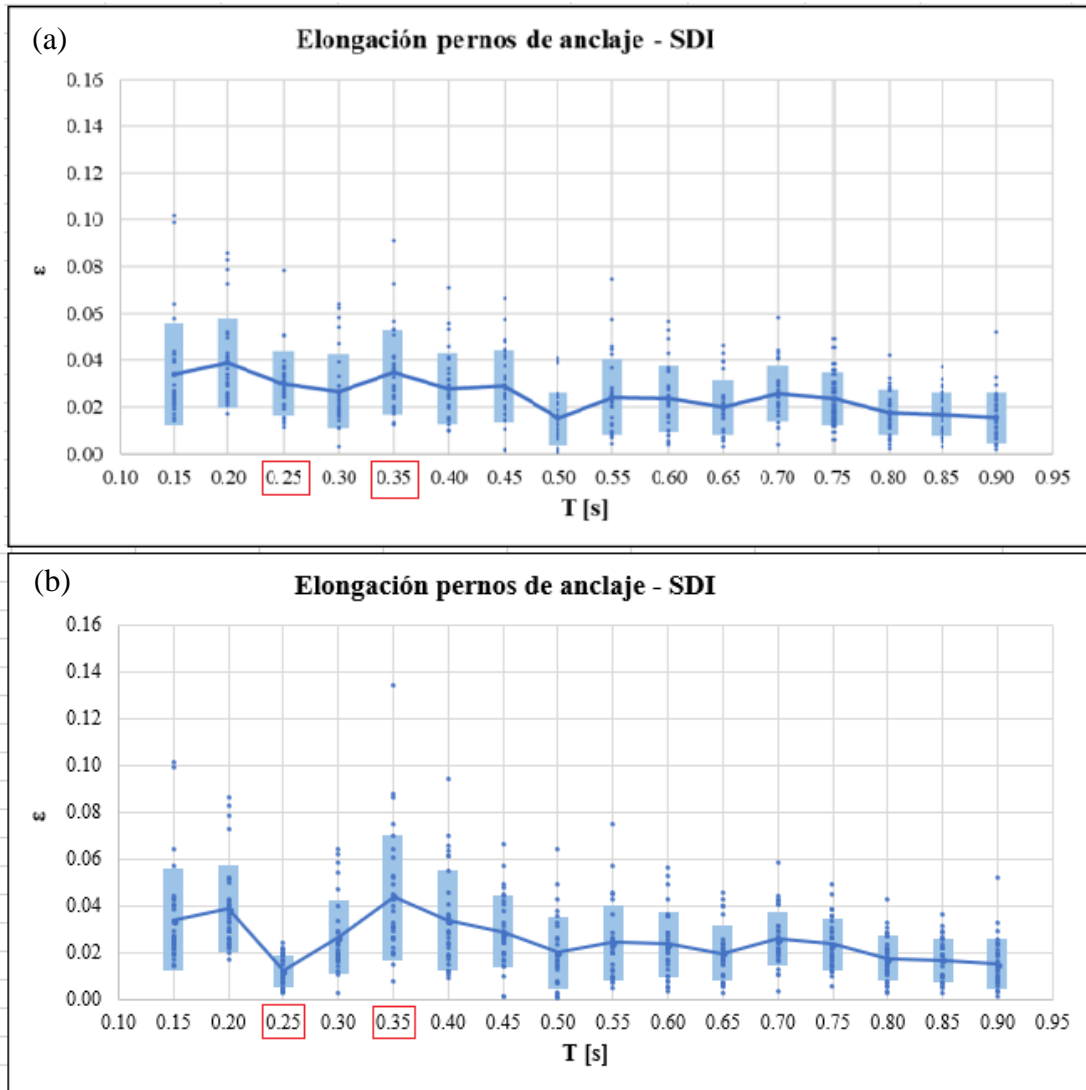


Figura 5.6 Elongación de pernos de anclaje en modelos a nivel SDI. (a) Diseño original. (b) Diseño modificado por la metodología propuesta.

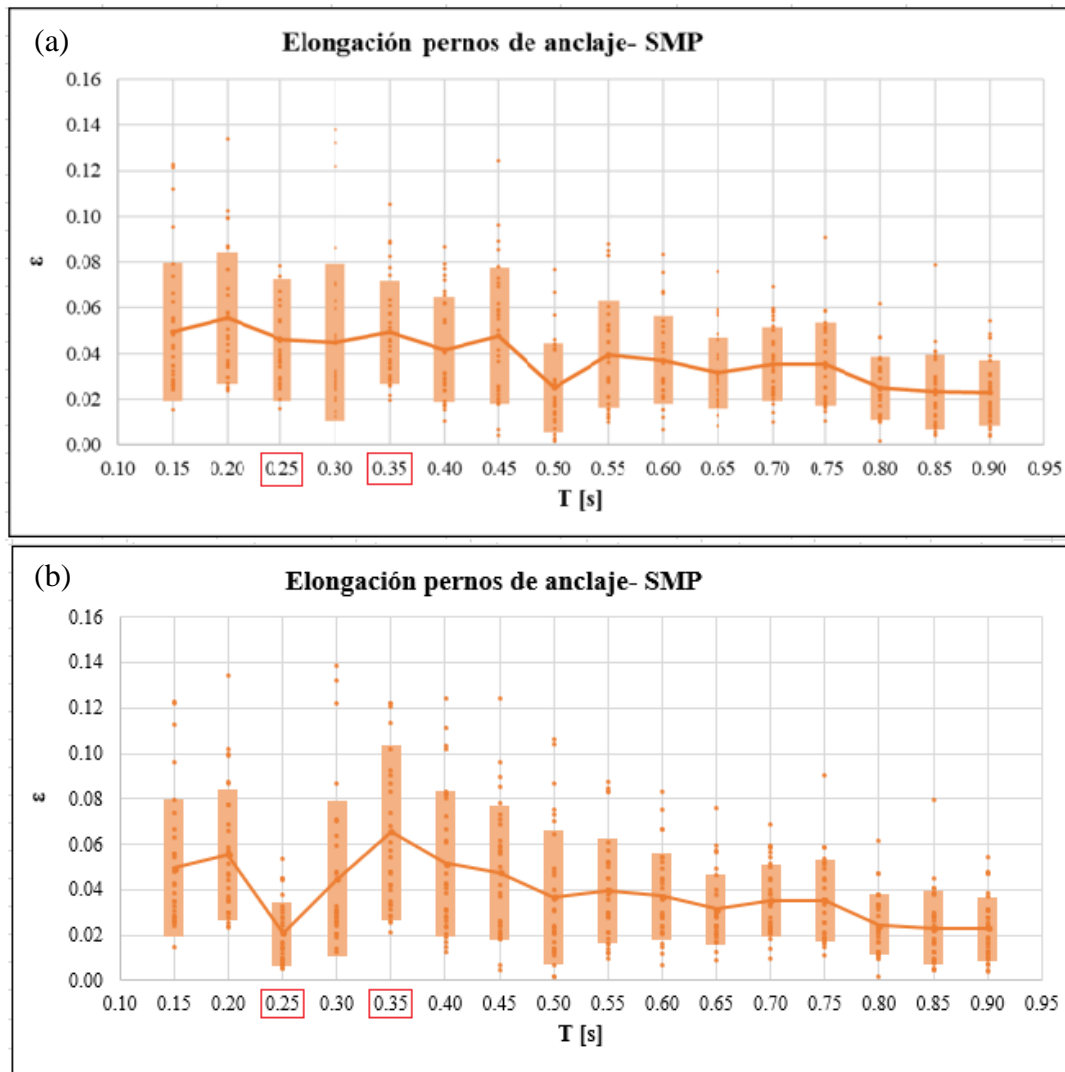


Figura 5.7 Elongación de pernos de anclaje en modelos a nivel SMP. (a) Diseño original. (b) Diseño modificado por la metodología propuesta.

En las Figura 5.8 y Figura 5.9 se muestra el drift de entrepiso medio a nivel SDI y SMP respectivamente. Se observa que la metodología propuesta logra reducir la concentración de deformación en el primer nivel, manteniéndola muy por debajo del límite normativo. Además, se homogeniza la deformación en altura, debido a que el panel arriostrado tiende a deformarse como cuerpo rígido debido a la mayor flexibilidad de los anclajes. Esta menor deformación protege tanto a las columnas como a elementos secundarios y equipos que se conectan en varios niveles de la estructura.

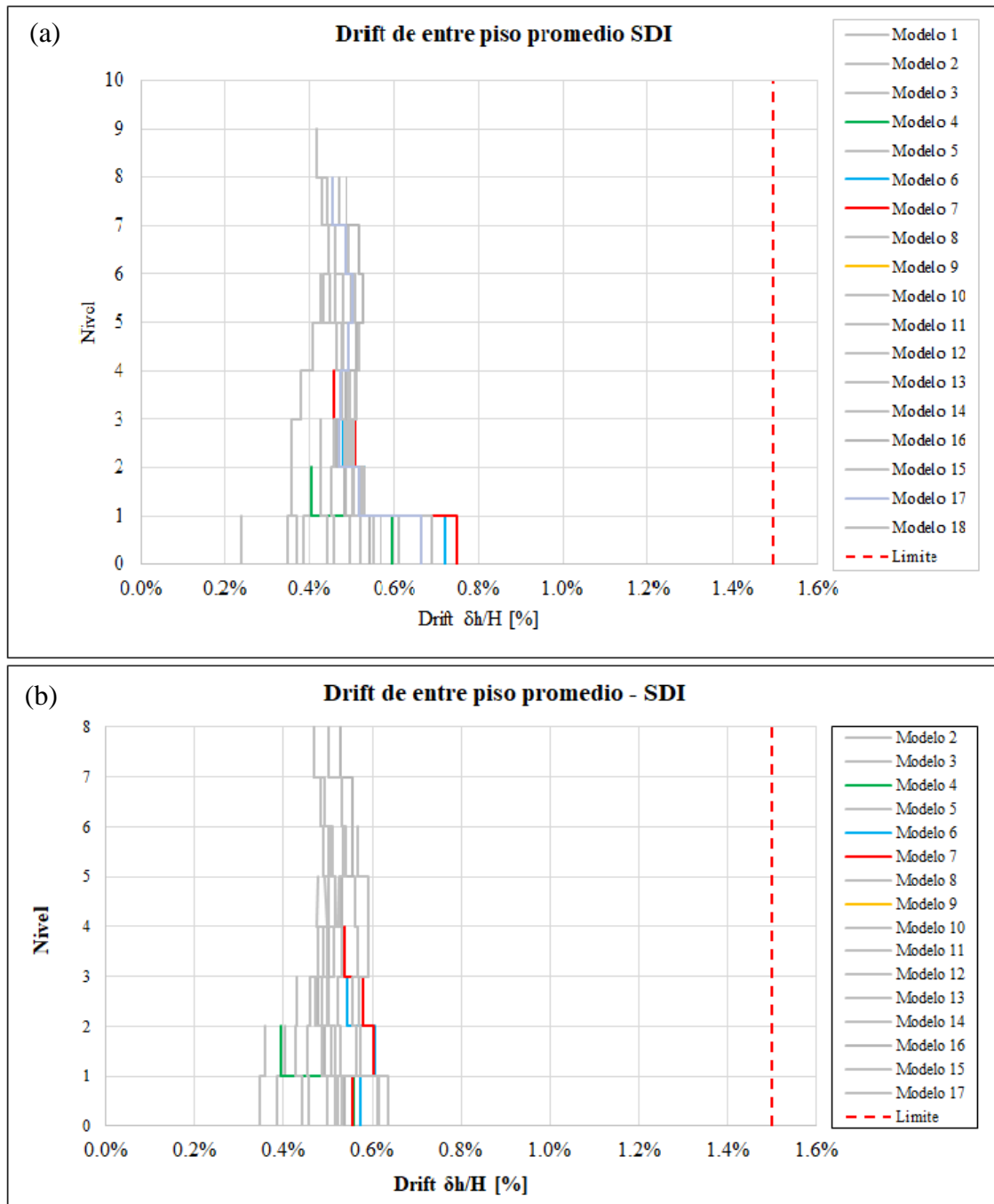


Figura 5.8 Drift de entrepiso promedio en modelos a nivel SDI. (a) Diseño original. (b) Diseño modificado por la metodología propuesta.

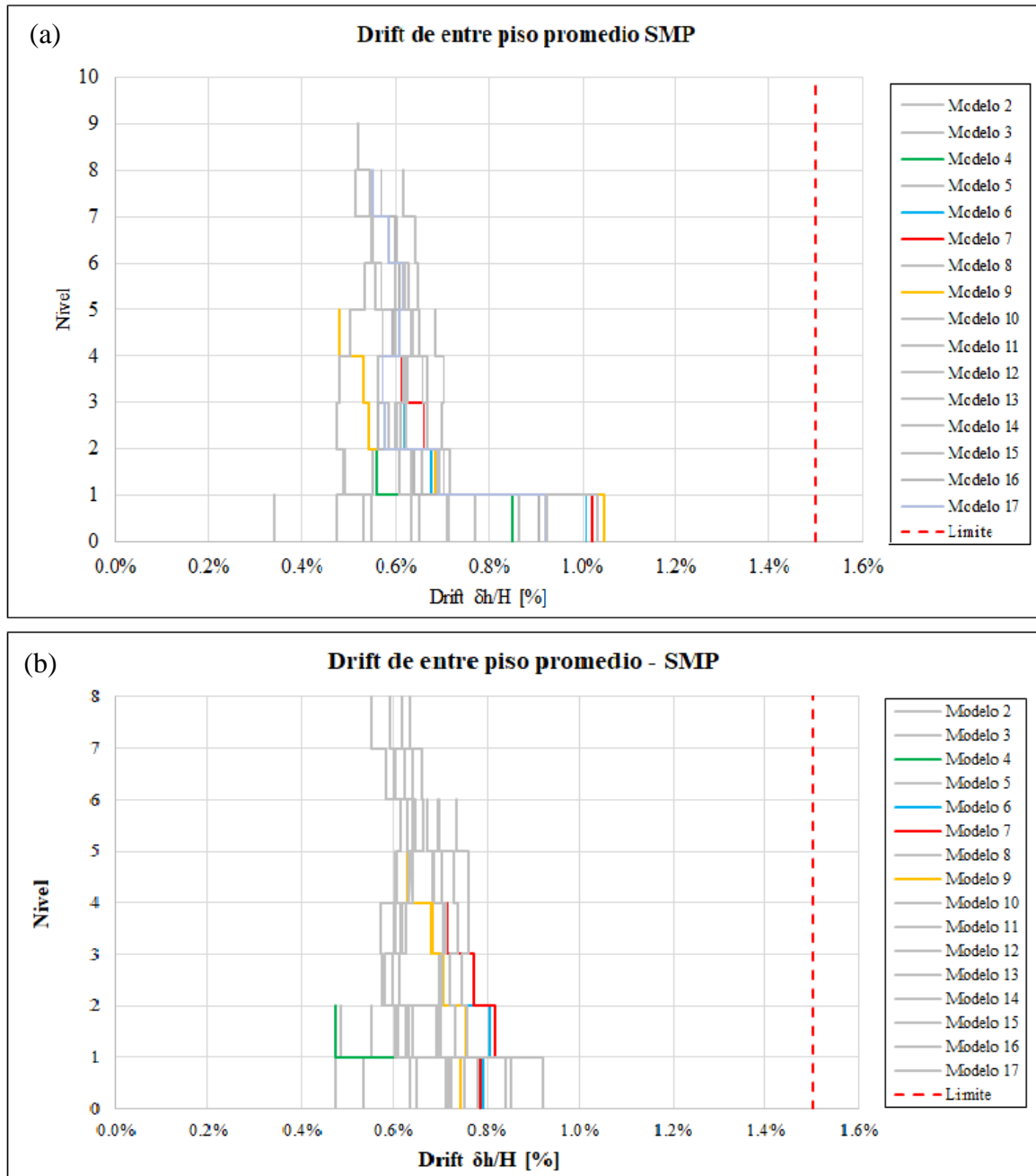


Figura 5.9 Drift de entrepiso promedio en modelos a nivel SMP. (a) Diseño original. (b) Diseño modificado por la metodología propuesta.

En las Figura 5.10 y Figura 5.11 se muestra la deformación en tracción de arriostramientos normalizada por su deformación de fluencia a nivel SDI y SMP respectivamente. Se observa que la metodología alternativa logra reducir la concentración de deformación en los arriostramientos del primer nivel debido al aumento en el tamaño y peso de la sección por ende una mayor resistencia. Se

observa que para prácticamente todos los arquetipos se registra una deformación en tracción normalizada a nivel medio más una desviación estándar menor a 3.0, lo que es consistente como un objetivo de seguridad de vida (LS), según ASCE41-17 [4]. El nivel de deformación observado en tracción para la metodología propuesta, tanto a nivel SDI como SMP, es menor al requerido por NCh2369:2023[1].

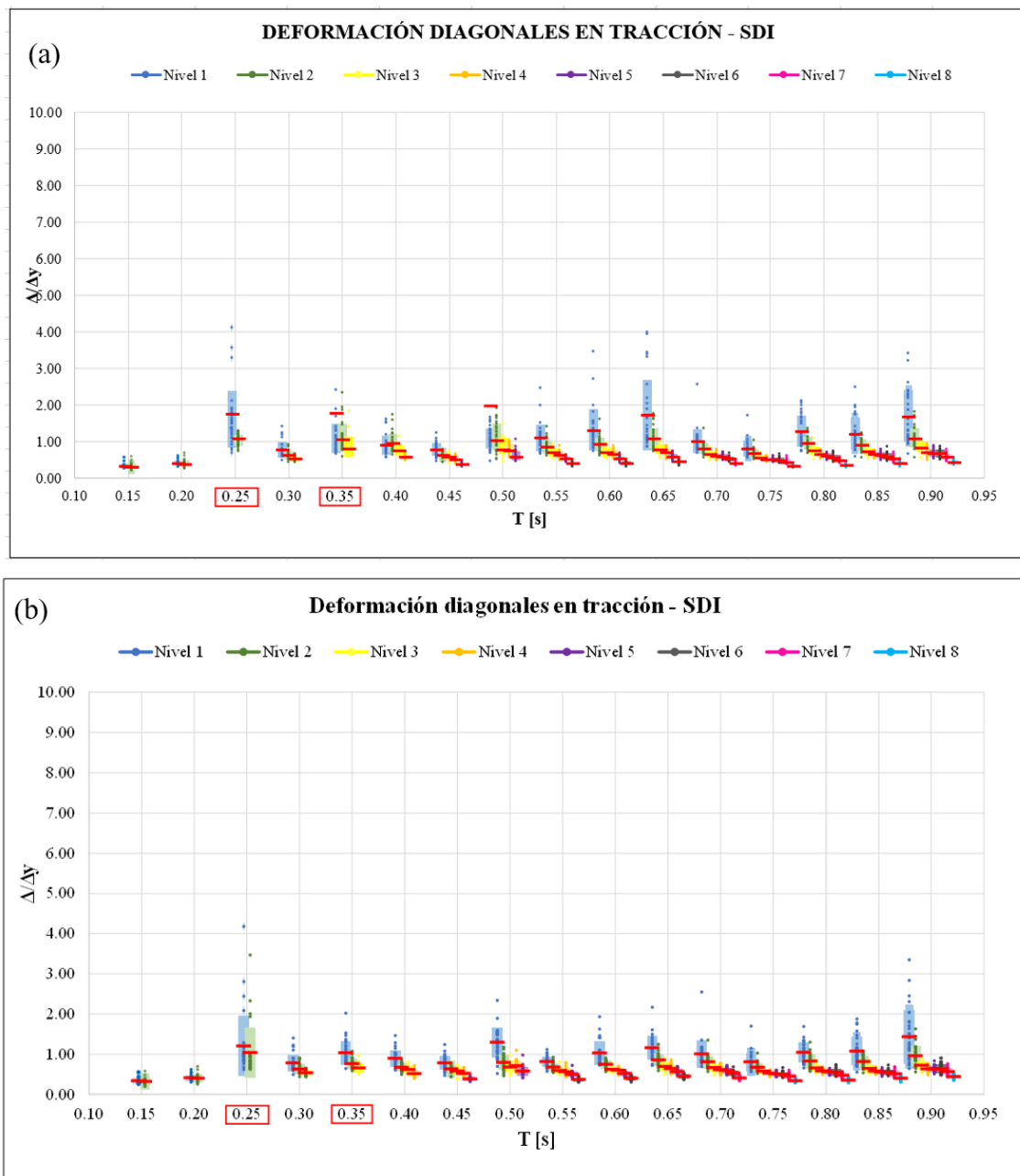


Figura 5.10 Deformación de diagonales en tracción a nivel SDI. (a) Diseño original. (b) Diseño modificado por la metodología propuesta.

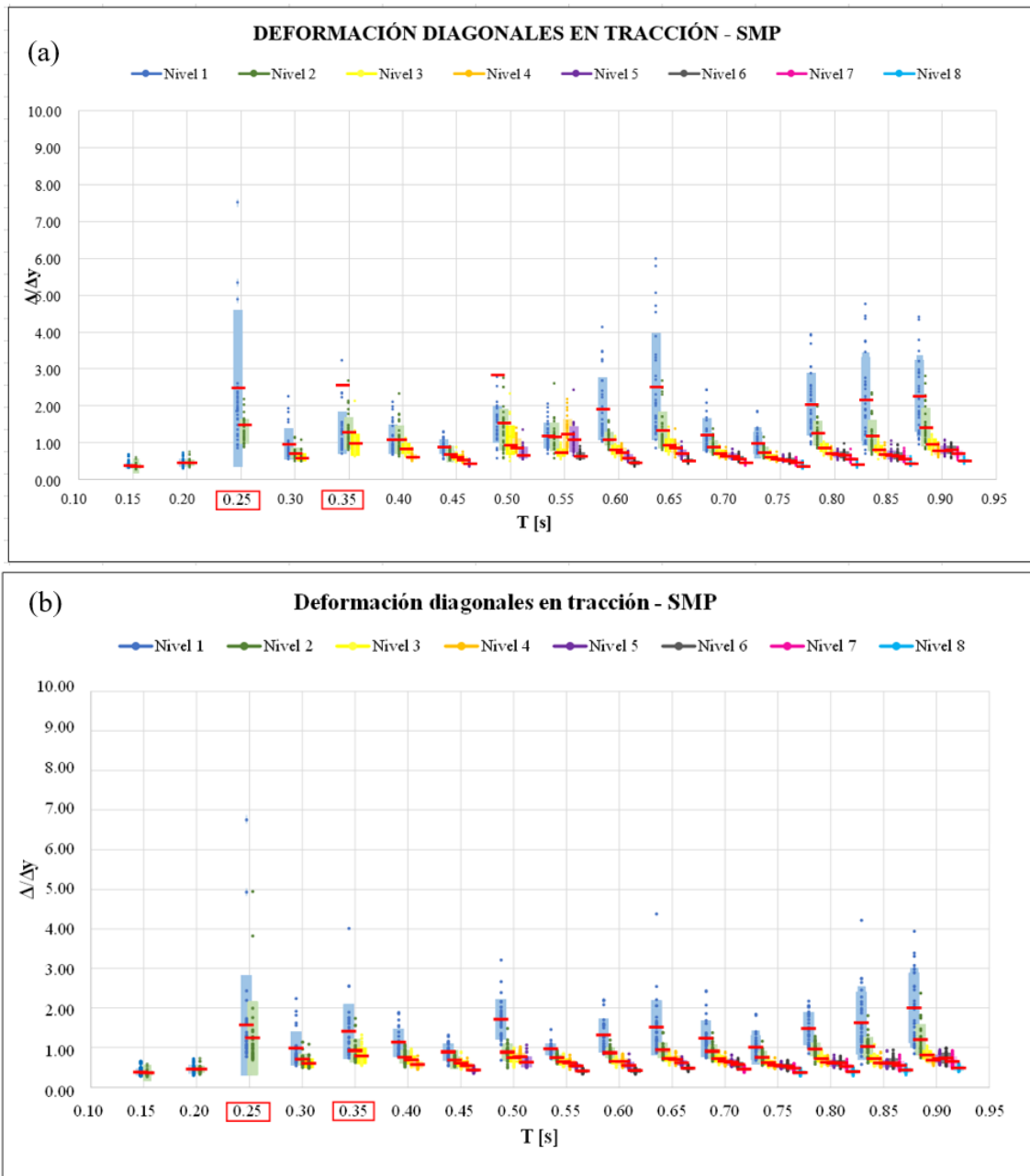


Figura 5.11 Deformación de diagonales en tracción a nivel SMP. (a) Diseño original. (b) Diseño modificado por la metodología propuesta.

En las Figura 5.12 y Figura 5.13 se muestra la deformación en compresión de arriostramientos normalizada por su deformación de pandeo a nivel SDI y SMP respectivamente. Se observa que la metodología propuesta logra reducir la concentración de deformación en los arriostramientos del primer nivel, en línea con lo observado para el drift de entrepiso.

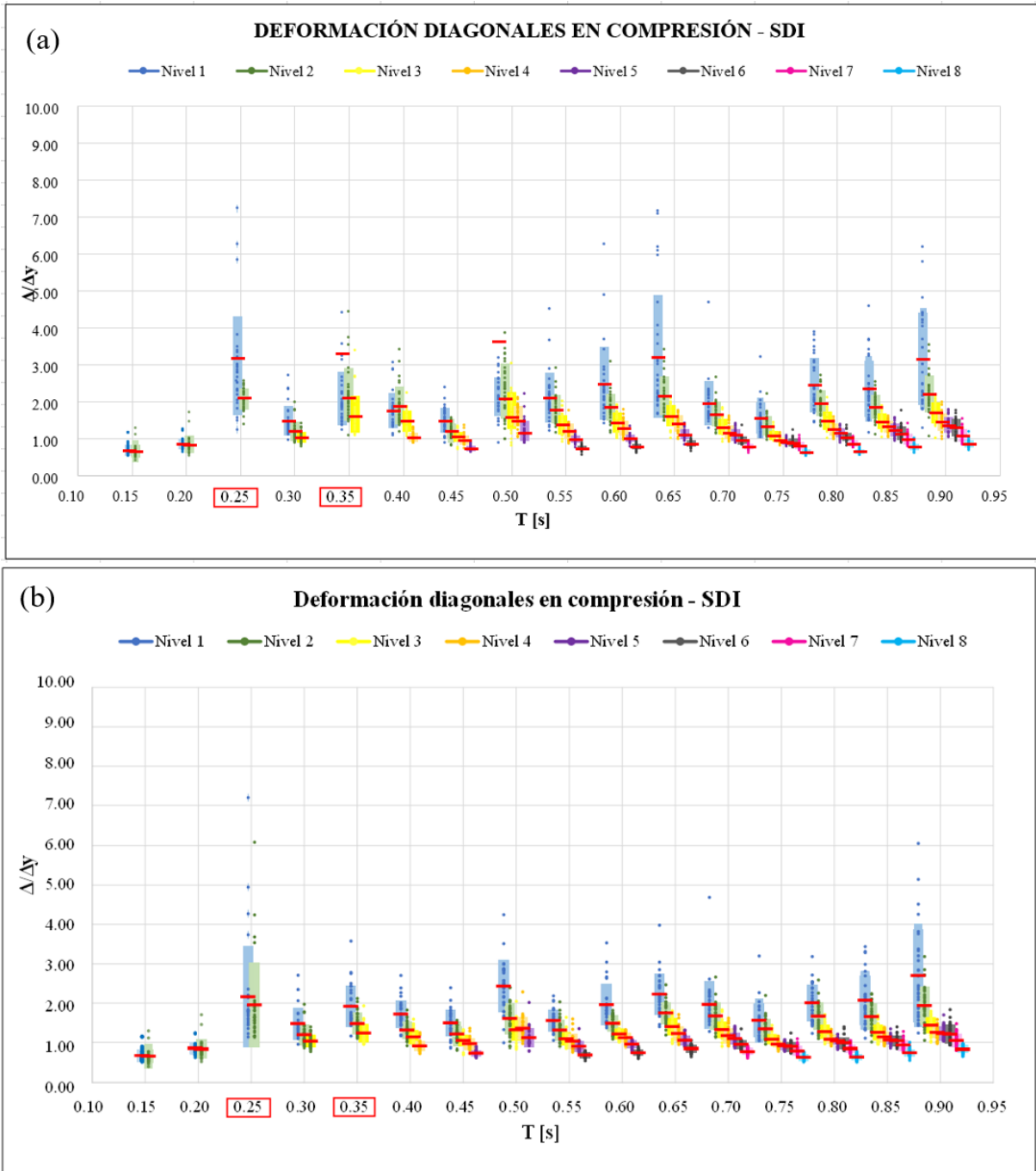


Figura 5.12 Deformación de diagonales en compresión a nivel SDI. (a) Diseño original. (b) Diseño modificado por la metodología propuesta.

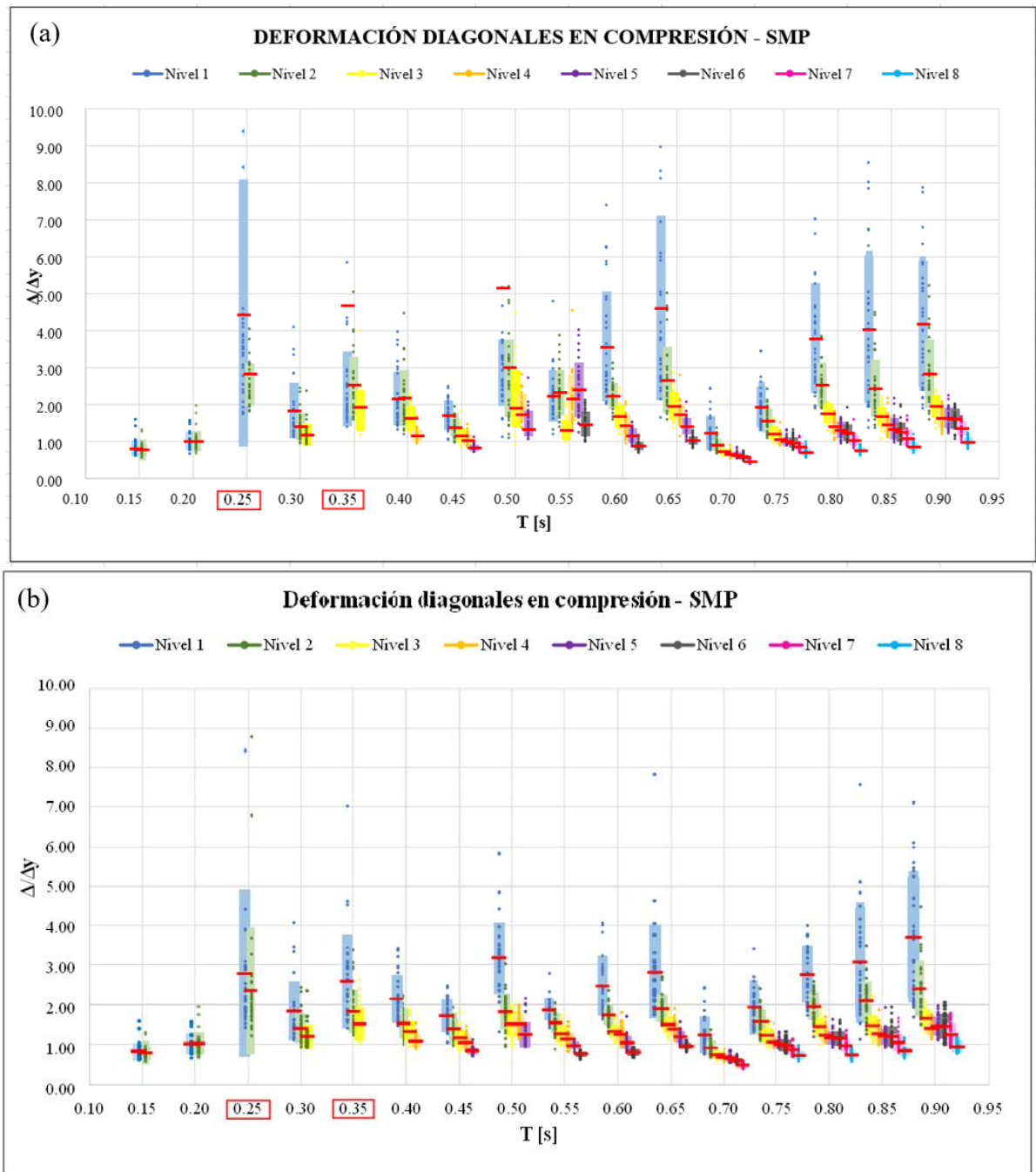


Figura 5.13 Deformación de diagonales en compresión a nivel SMP. (a) Diseño original. (b) Diseño modificado por la metodología propuesta.

Se observa que para prácticamente todos los arquetipos se registra una deformación en compresión normalizada a nivel medio más una desviación estándar menor a 5.0, lo que es consistente como un objetivo de seguridad de vida (LS), según ASCE41-17 [4]. El nivel de deformación observado en

compresión para la metodología propuesta, tanto a nivel SDI como SMP, está de acuerdo con el requerido por NCh2369:2023 [1]. En

ANEXO 5.3 RESULTADOS *Drift* de entrepisos se encuentran resultados sobre drift y deformación de arriostramientos de espacio original, para entender con mayor profundidad la comparativa entre las metodologías vistas, que en general ambas cumplen la función que se planteaba en un principio.

5.4. Conclusiones

El cambio de sección en el primer nivel no implica mayor impacto en la continuidad de la estructura al tratarse de elementos diagonales que no soportan la misma carga que reciben las columnas sísmicas, las cuales deben mantener la sección en los pisos correspondientes.

Al implementar esta metodología de diseño alternativa se observa que los resultados tienden a mejorar en la mayoría de los modelos excepto en el caso de elongación de pernos de anclaje en el modelo de periodo 0.25 segundos que resultó ser menor, pero viendo las deformaciones no resulta ser un indicador negativo.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

El rediseño de los modelos precedidos por Maass y Espinoza (2023), los cuales fueron realizados para evaluar el impacto de las modificaciones introducidas en la norma NCh2369 (INN, 2023), permitió analizar el efecto de aplicar un nuevo método de diseño en base al desempeño sísmico y enfocado en dirigir el daño a los anclajes para proteger los demás elementos estructurales. En este capítulo se presentan las conclusiones obtenidas.

En términos de la filosofía de diseño para MAC, NCh2369 requiere que el diseño de elementos donde se acepta plastificación (arriostramientos y pernos de anclaje) se base en fuerzas sísmicas reducidas por un factor de modificación de la respuesta R , que da cuenta tanto de la sobrerresistencia como de la ductilidad del sistema. Si bien esta metodología resulta ser razonable para el diseño de los arriostramientos verticales, el uso de fuerzas sísmicas reducidas para el diseño de pernos de anclaje no es capaz de garantizar que la plastificación del anclaje preceda al pandeo de arriostramientos, perdiéndose el efecto beneficioso del anclaje dúctil en tipologías MAC. Mediante el diseño propuesto se obtiene que los pernos de anclaje pueden actuar como fusibles para proteger a los arriostramientos del pandeo.

Fue necesario analizar la estabilidad de la estructura para las combinaciones de carga de diseño y amplificadas para calcular como α el coeficiente que, aplicado a la carga sísmica amplificada horizontal, genera una compresión igual a la compresión esperada en el arriostramiento más solicitado, y obtener un factor de utilización cercano a 1 luego de aplicado el método. Se observa para todos los modelos que se logra dicho objetivo con un margen de error menor a 5% por lo que se verifica que el método propuesto funciona y es confiable.

Por otra parte, el amortiguamiento viscoso es un factor preponderante en la disipación de energía sísmica, puesto que para todos los casos superó el 50 % del total de energía de entrada. Además, se observó un aumento en la energía disipada por los pernos de anclaje y una disminución de la energía disipada por los arriostramientos, siendo indicio de como la metodología alivia la incursión inelástica de dicho elemento.

Por otro lado, respecto a la deformación de arriostramientos normalizada por su deformación de fluencia, se observa que para prácticamente todos los arquetipos se registra una deformación en tracción normalizada a nivel medio más una desviación estándar menor a 3.0 en tracción y menor a 5.0 en compresión, lo que es consistente como un objetivo de seguridad de vida (LS), según ASCE41-17. El nivel de deformación observado en tracción y compresión para la metodología propuesta, tanto a nivel SDI como SMP, es menor al requerido por NCh2369:2023 [1].

La metodología propuesta ofrece un procedimiento de simple implementación en un entorno de oficina que fomenta una incursión inelástica de los anclajes anterior a la plastificación de arriostramientos. Lo anterior permite una mejora notoria en el desempeño estructural, reduciendo la concentración de deformación en los primeros niveles, protegiendo a los arriostramientos de fractura por fatiga de bajo ciclaje y protegiendo a columnas y conexiones de arriostramientos. La metodología propuesta puede ser utilizada para generar estructuras donde todo el daño se concentre en anclajes reemplazables, permitiendo un estándar superior de continuidad operacional al actual.

Cabe mencionar que los modelos estudiados se encuentran optimizados en términos de diseño estructural y anclaje, sin embargo, en la práctica nacional del diseño de estructuras industriales se suele trabajar con márgenes de seguridad más amplios, lo que se traduce en un rendimiento sísmico superior al expuesto en este estudio.

Para la continuidad de la investigación se sugiere aplicar el método en otro tipo de suelo y zona sísmica, ya que en el presente trabajo solo se investigó el efecto del método en zona sísmica 2 y suelo tipo B, por lo que faltaría tener un mayor rango de posibilidades de diseño y así conocer el potencial de las nuevas metodologías que se pudieran implementar en la actualidad de la ingeniería chilena.

REFERENCIAS

- Álvarez, J. (2021). *Análisis de los mecanismos de Disipación de Energía Sísmica en Estructuras Industriales de Acero de Marcos Arriostrados diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369 para Estructuras Rígidas* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- American Institute of Steel Construction. (2010a). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. (AISC 341-10). Chicago, Illinois, EE.UU: Autor.
- American Institute of Steel Construction. (2010b). *Specification for Structural Steel Buildings*. (AISC 360-10). Chicago, Illinois, EE.UU: Autor.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. (ASCE 7-16). Reston, Virginia, EE.UU: Autor.
- Bahamonde, C. (2022). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras Industriales Semirrígidas de Acero con Marcos Arriostrados en X emplazadas en Zona Minera diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil) Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Baker, J. W. (2011). *Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection*. Journal of Structural Engineering.
- Black, R. G., Wenger, W. A. B. y Popov, E. P. (1980). *Inelastic Buckling of Steel Struts under Cyclic Loads Reversals*. Earthquake Engineering Research Center. Berkeley, California, EE.UU.
- Cáceres, P. (2021). *Análisis de los mecanismos de Disipación de Energía Sísmica en Estructuras Industriales de Acero de Marcos Arriostrados diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369 para Estructuras Semirrígidas* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.

- Candia, G., Macedo, J., Jaimes, M. A. y Magna-Verdugo, C. (2019) *A New State-of-the-Art Platform for Probabilistic and Deterministic Seismic Hazard Assessment*. Santiago, Chile.
- Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G. y de la Llera, J. C. (2020). *A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes*. Submitted.
- Chávez, N. (2011). *Revisión de los Criterios de Diseño de Pernos de Anclaje* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago.
- Cruz, C. y Miranda, E. (2020). Insights into damping ratios in building. *Earthquake Engng Struct Dyn*.
- Espinoza, M. (2023) *Desempeño Sísmico de Marcos de Acero Rígidos Arriostrados en X emplazados en Zona Minera Diseñados según la Norma Nch2369 actualizada en 2023*. [Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil]. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Maass, A. (2023) *Desempeño Sísmico de Marcos de Acero semiflexibles Arriostrados en X emplazados en Zona Minera Diseñados según la Norma Nch2369 actualizada en 2023*. [Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil]. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S. y Pastén, C. (2016). *Ground Motion Prediction Equations for the Chilean subduction Zone*. *Bull Earthquake Eng*.
- Instituto Nacional de Normalización. (2003). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh 2369.Of2003). Santiago, Chile: Autor.
- Instituto Nacional de Normalización. (2018). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales. Anteproyecto de norma* (NCh 2369). Santiago, Chile: Autor.
- Méndez, T. (2022). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras Industriales Rígidas de Acero con Marcos Arriostrados en X emplazadas en Zona Minera diseñadas mediante el*

- Anteproyecto de Norma NCh2369* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Montalva, G., Bastías, N. y Rodríguez-Marek, A. (2017). *Ground-Motion Prediction Equation for the Chilean Subduction Zone*. Bulletin of Seismological Society of America.
- Montecinos, R. (2017). *Seminario de Actualización Norma NCh 2369. Capítulo 8: Disposiciones para estructuras de acero. Alcance y significado de las modificaciones*. Santiago, Chile.
- Navarro, R. (2022). *Análisis Estadístico de Factores de Desempeño Sísmico en Estructuras Industriales de Acero de Marcos Arriostrados diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369* [Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil]. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Núñez, K. (2022). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras Industriales Semirrígidas de Acero con Marcos Arriostrados en X emplazadas en Zona Minera diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- Peña, C. y Urzúa, C. (2019). *Nuevas disposiciones de diseño en actualización de NCh2369, Capítulo 8 “Disposiciones para estructuras de acero”. Origen e implementación*. XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019. Valdivia, Chile.
- Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N. y De la Llera, J.C. (2018). *An Updated Recurrence Model for Chilean Subduction Seismicity and Statistical Validation of its Poisson Nature*. Bulletin of Seismological Society of America.
- Urzúa, C. (2015). *Comparación del Desempeño de Dos Estructuras Industriales de Acero Diseñadas Según la Práctica Nacional y Disposiciones AISC* (Tesis para optar al Grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Sísmica). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Venegas, F. (2021). *Análisis de los mecanismos de Disipación de Energía Sísmica en Estructuras Industriales de Acero de Marcos Arriostrados diseñadas mediante el Anteproyecto de Norma NCh2369 para Estructuras Flexibles* (Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.

ANEXOS

ANEXO 2.1 HISTÉRESIS EN ARRIOSTRAMIENTOS

A continuación, se presenta en la Figura A.2.1 el modelo de pivote incorporado en el software SAP2000:

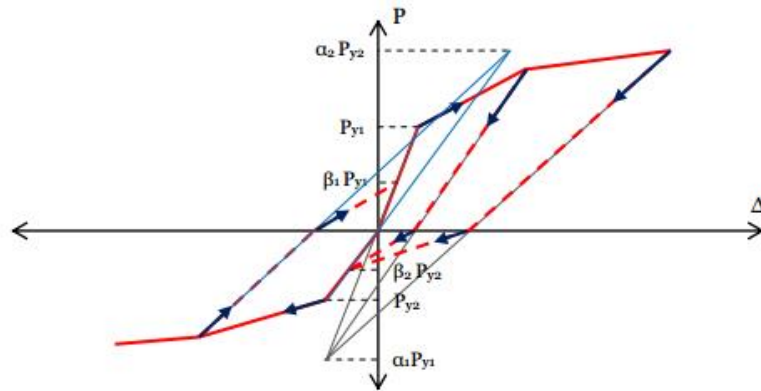


Figura A.2.1 Curva histerética para el modelo de pivote
Fuente: Urzúa (2015)

Los parámetros de control de la curva histerética para el modelo de pivote son (Urzúa, 2015):

α_1 = Coeficiente que define el punto de pivote para la descarga a cero desde el tramo positivo de la curva monotónica.

β_1 = Coeficiente que define el punto de pivote para la descarga a cero desde el tramo negativo de la curva monotónica.

α_2 = Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga positiva.

β_2 = Coeficiente que define el punto de pivote en un nuevo ciclo de carga desde cero a carga negativa.

Los parámetros que se utilizan para definir la ley de histéresis se establecen con el fin de producir un comportamiento análogo al característico de arriostramientos bajo cargas cíclicas. Así, los valores utilizados son:

$$\alpha_1 = 100 \quad \alpha_2 = 0.5 \quad \beta_1 = 0.1 \quad \beta_2 = 1$$

ANEXO 2.2 AMENAZA SÍSMICA

Se observan las gráficas del CMS junto con el UHS de periodos comprendidos entre 0.10 y 0.35 segundos de periodo en la Figura A.2.2, para luego presentar las estructuras entre 0.40 y 0.65 segundos en la Figura A.2.3 y finalmente los modelos entre 0.70 y 0.95 segundos en la Figura A.2.4

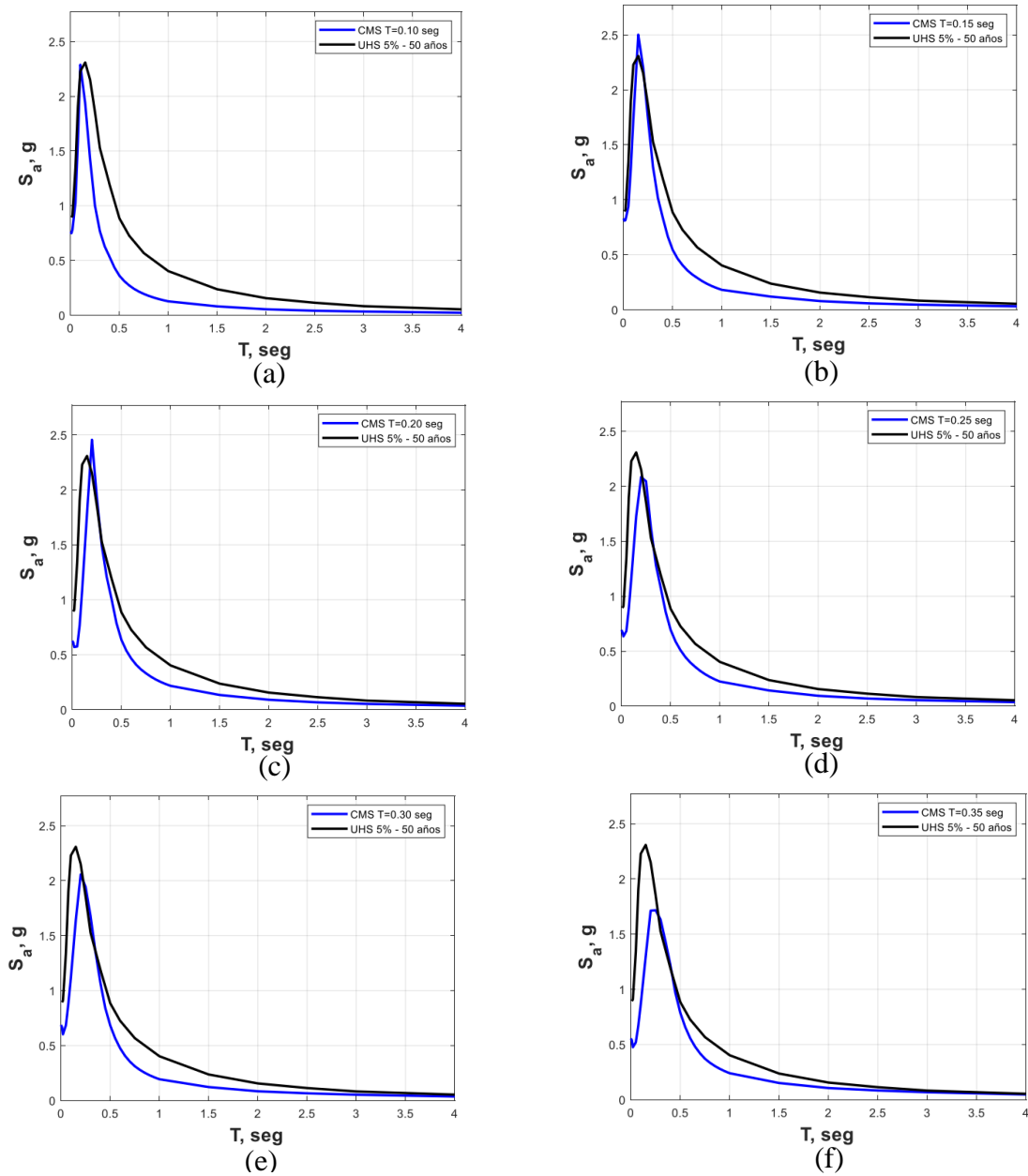


Figura A.2.2 Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) $T=0.10 \text{ s}$. (b) $T=0.15 \text{ s}$. (c) $T=0.20 \text{ s}$. (d) $T=0.25 \text{ s}$. (e) $T=0.30 \text{ s}$. (f) $T=0.35 \text{ s}$.

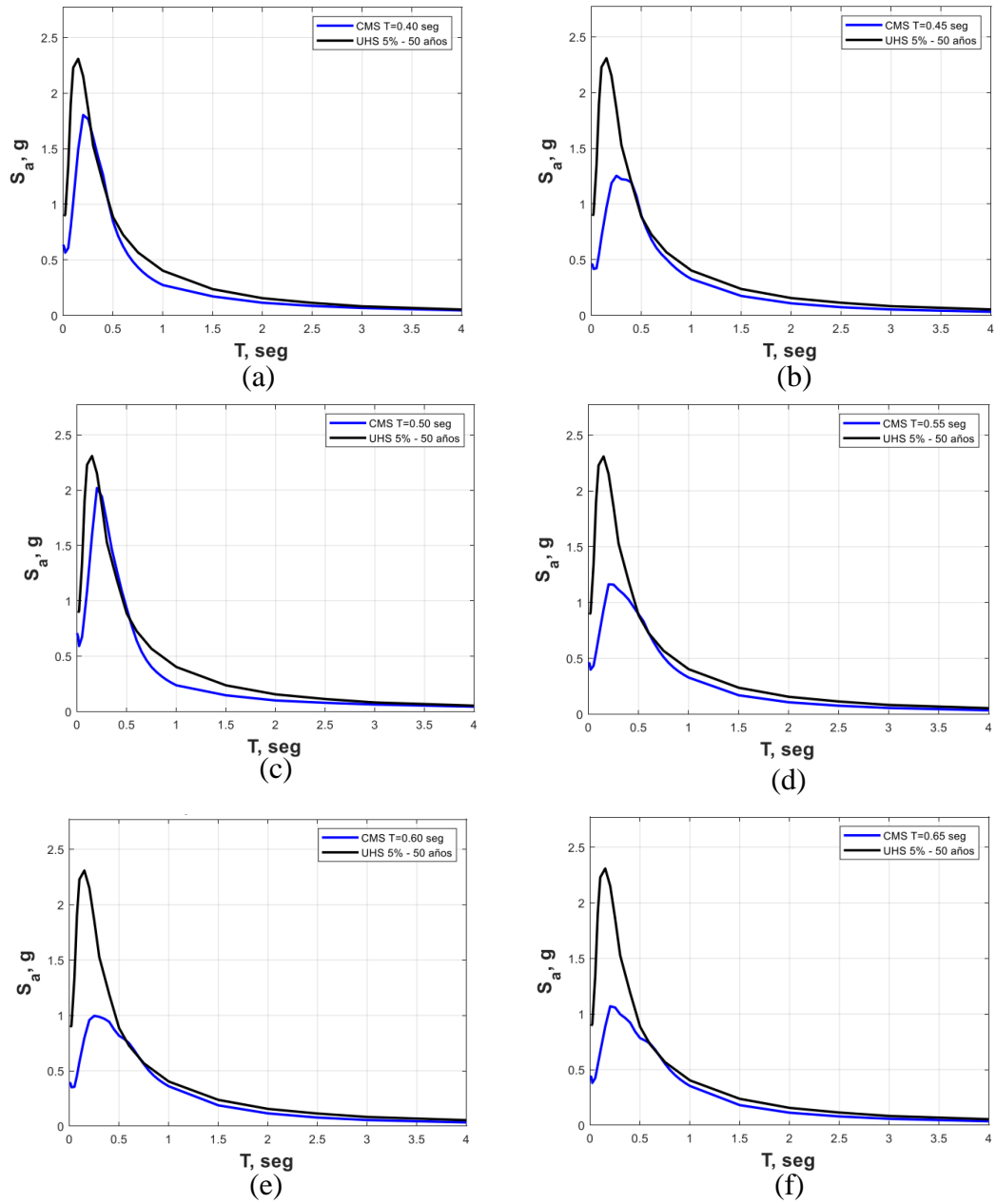


Figura A.2.3 Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) $T=0.40$ s. (b) $T=0.45$ s. (c) $T=0.50$ s. (d) $T=0.55$ s. (e) $T=0.60$ s. (f) $T=0.65$ s.

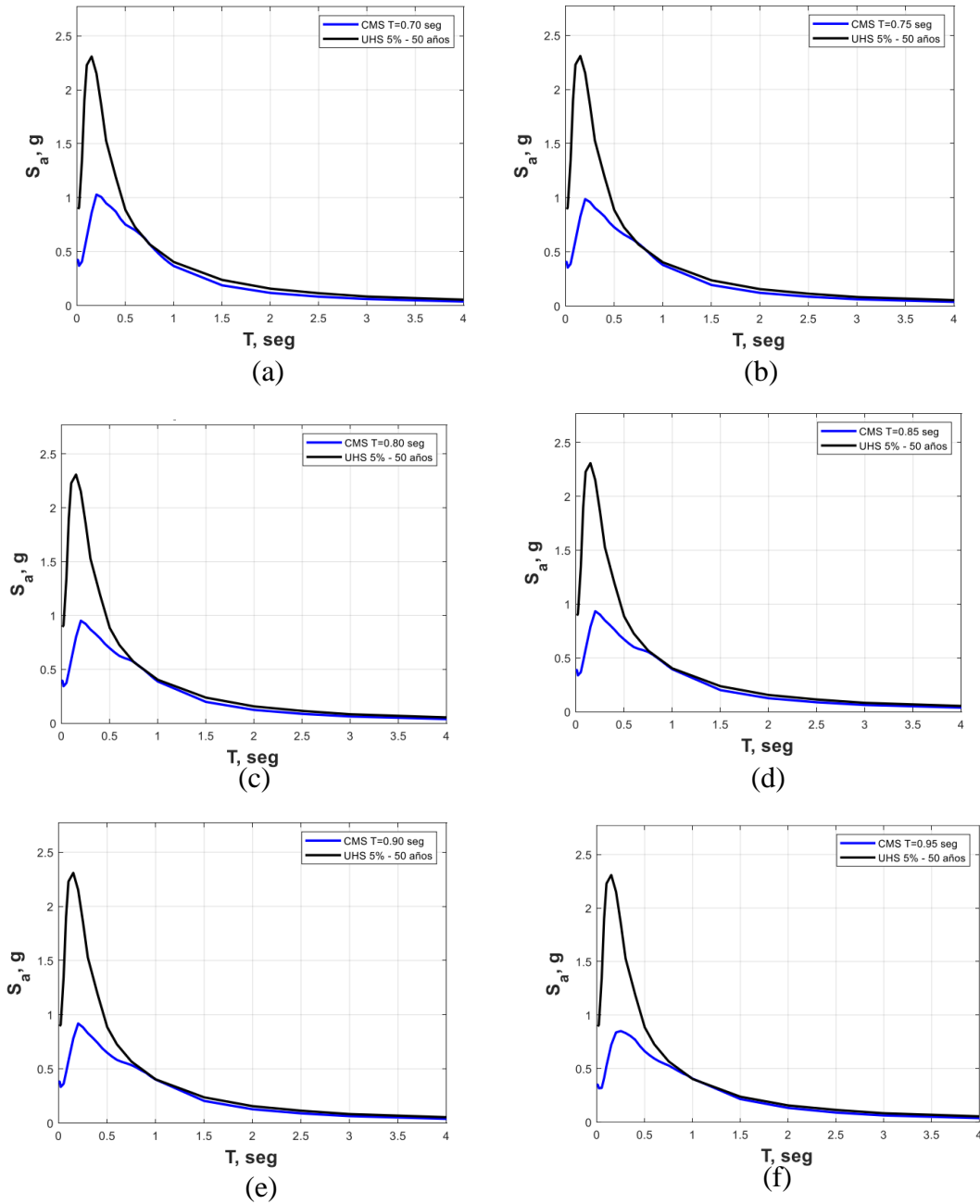


Figura A.2.4 Espectro UHS vs CMS para arquetipos con (a) $T=0.70$ s. (b) $T=0.75$ s. (c) $T=0.80$ s. (d) $T=0.85$ s. (e) $T=0.90$ s. (f) $T=0.95$ s.

En la Figura A.2.5 se presentan los 30 registros seleccionados ajustados para los arquetipos desde 0.10 a 0.35 segundos, luego se observan para los periodos de 0.40 a 0.65 en Figura A.2.6, y finalmente para los modelos de 0.70 a 0.95 segundos en la Figura A.2.7.

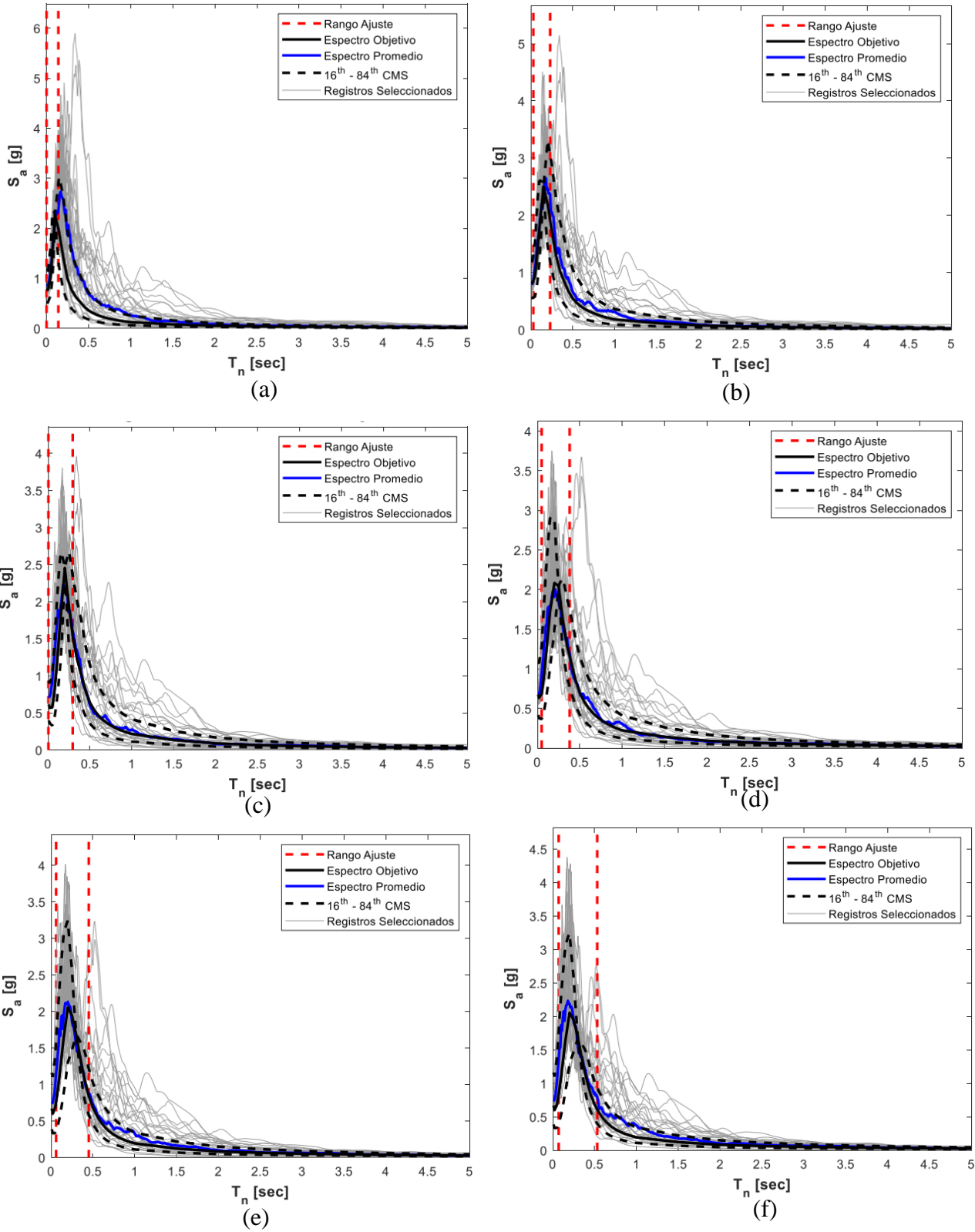


Figura A.2.5 Registros seleccionados para (a) $T=0.10$ s. (b) $T=0.15$ s. (c) $T=0.20$ s. (d) $T=0.25$ s. (e) $T=0.30$ s. (f) $T=0.35$ s.

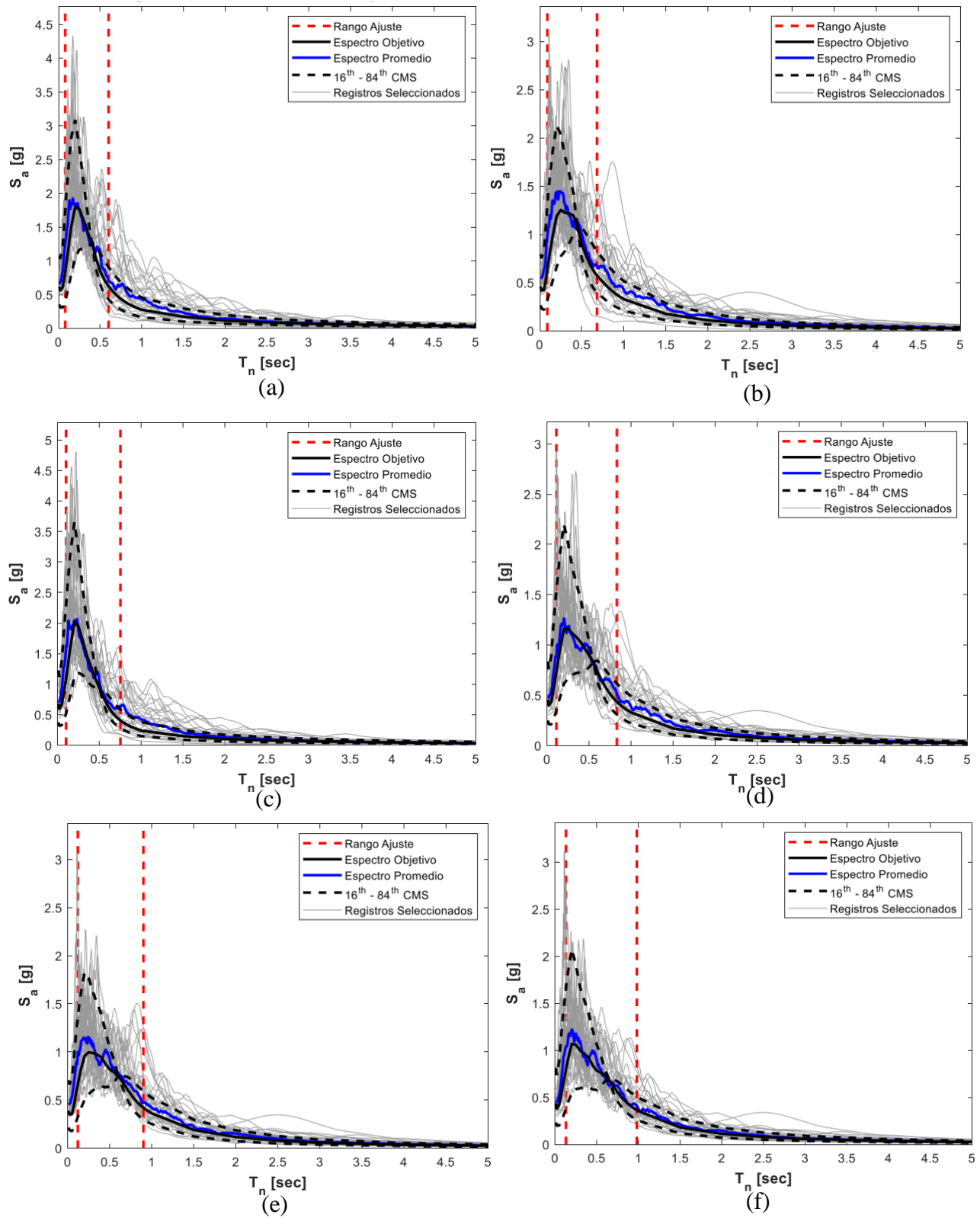


Figura A.2.6 Registros seleccionados para (a) $T=0.40$ s. (b) $T=0.45$ s. (c) $T=0.50$ s. (d) $T=0.55$ s. (e) $T=0.60$ s. (f) $T=0.65$ s.

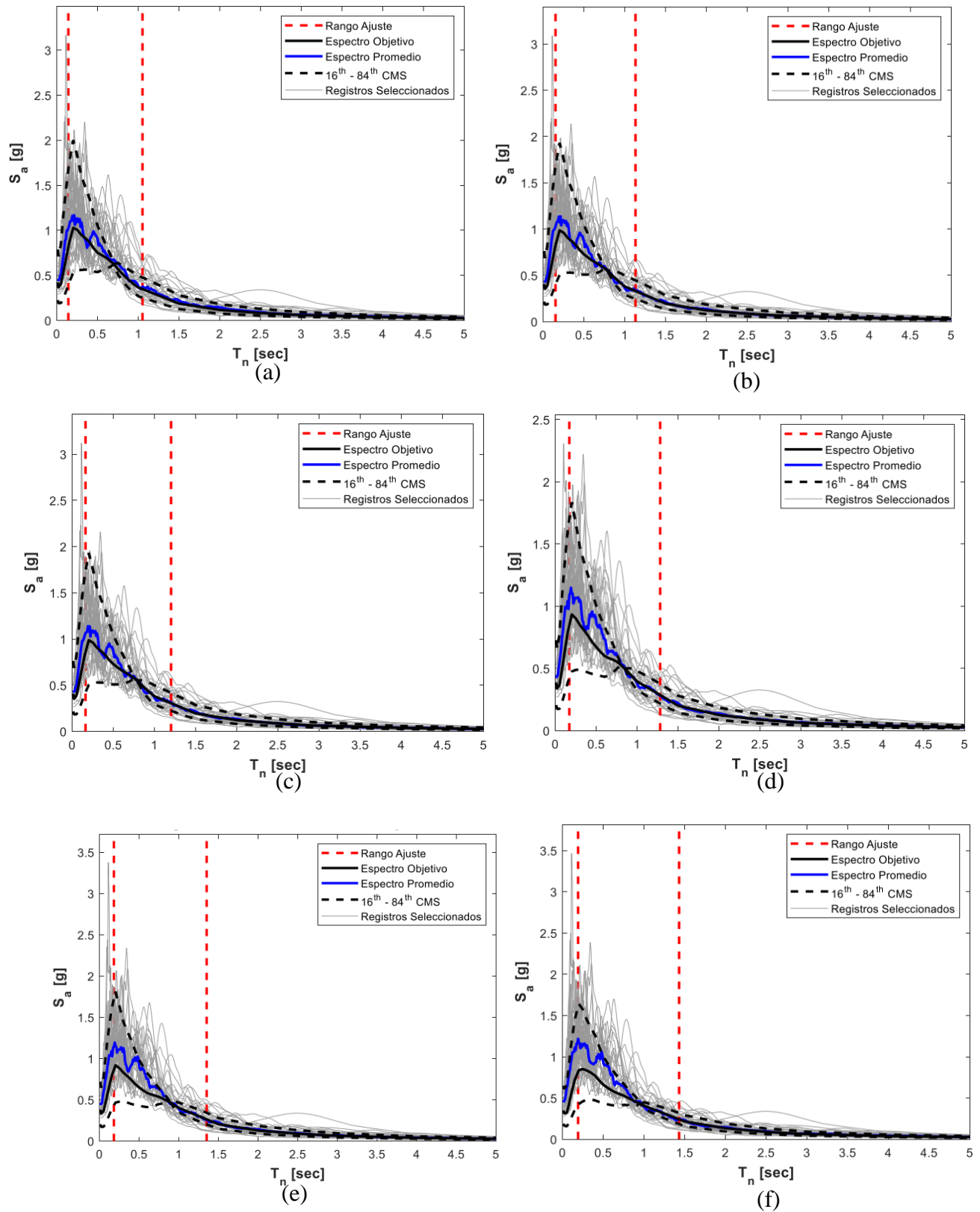


Figura A.2.7 Registros seleccionados para (a) $T=0.70$ s. (b) $T=0.75$ s. (c) $T=0.80$ s. (d) $T=0.85$ s (e) $T=0.90$ s. (f) $T=0.95$ s.

A continuación, en la Tabla A.2.1 se presentan los escenarios medios que corresponden a evento de cierta Magnitud (M_w) y Distancia a la ruptura (R_{rup}) para los periodos comprendidos entre 0.10 y 0.95 segundos.

Tabla A.2.1 Eventos medios para periodos entre 0.10 y 0.95 s

T ₁ [s]	Montalva, 2017		Idini, 2016	
	M _w	R _{rup}	M _w	R _{rup}
0.10	7.0	109	7.7	116
0.15	7.2	111	7.8	100
0.20	7.4	112	7.9	116
0.25	7.6	113	7.9	116
0.30	7.7	116	8.0	116
0.35	7.9	119	8.0	116
0.40	7.9	121	8.1	118
0.45	7.9	123	8.2	120
0.50	8.0	124	8.3	122
0.55	8.0	125	8.3	123
0.60	8.0	126	8.3	124
0.65	8.0	128	8.4	125
0.70	8.0	129	8.4	126
0.75	8.0	130	8.4	127
0.80	8.0	130	8.5	128
0.85	8.1	132	8.5	129
0.90	8.1	132	8.5	129
0.95	8.1	133	8.5	130

ANEXO 3.1 DISEÑO DE ARQUETIPOS

A continuación, se presentan en la Figura A.3.1, Figura A.3.2 y Figura A.3.3 el modelo estructural, y los diseños con sismo reducido y sismo amplificado, respectivamente para el arquetipo 11 (T=0.60 s).

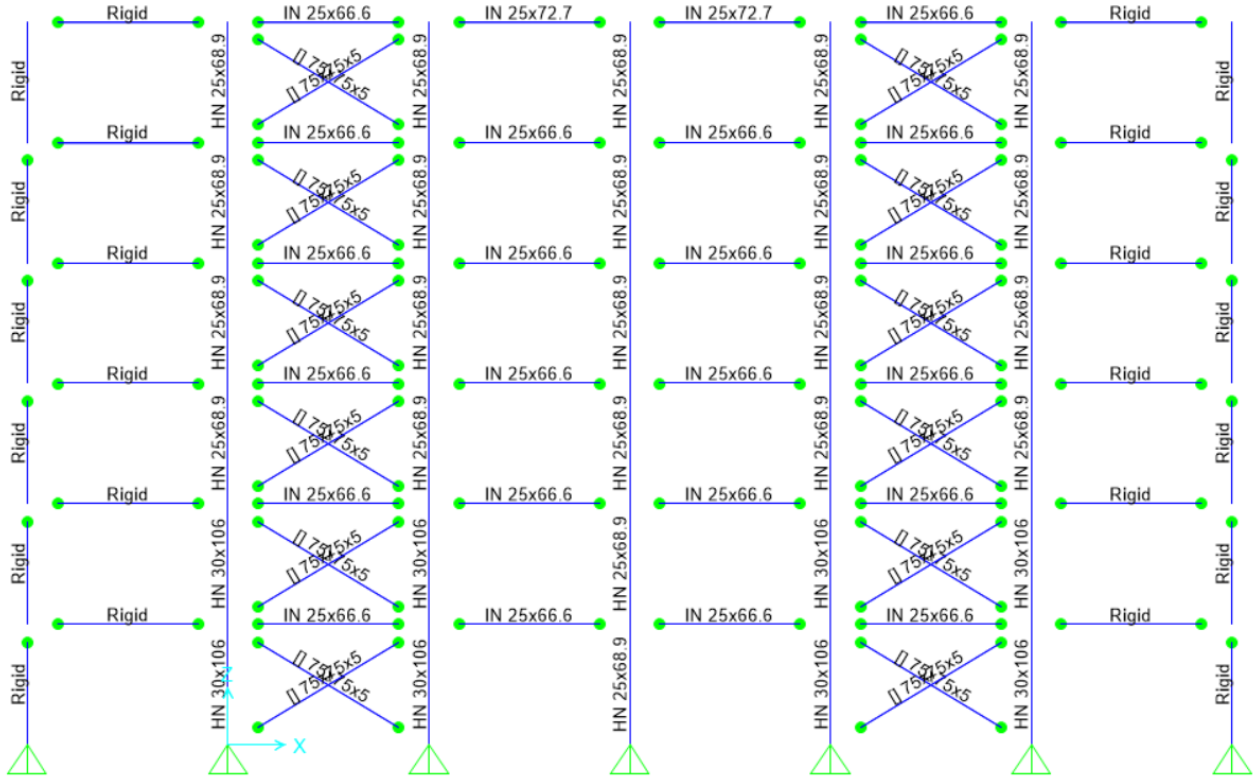


Figura A.3.1 Modelo estructural para arquetipo 11, T=0.60 s

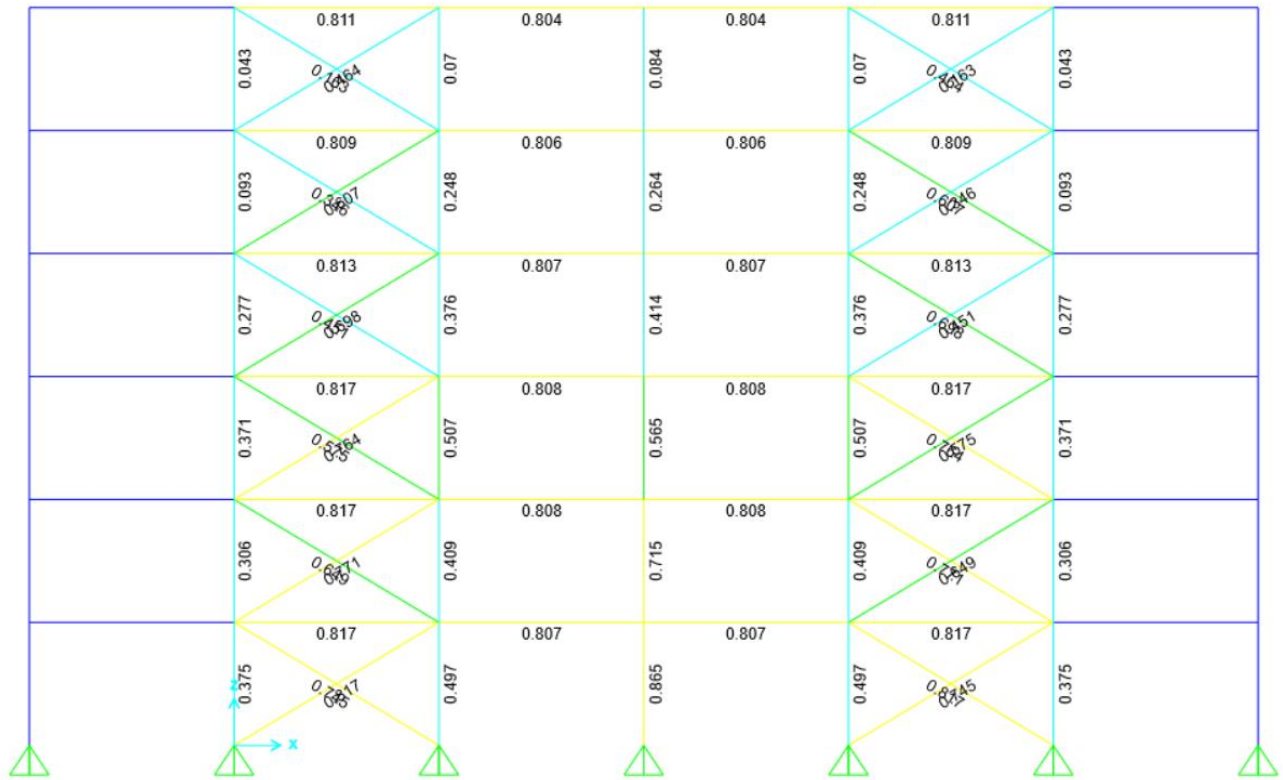


Figura A.3.2 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 11, T=0.60 s

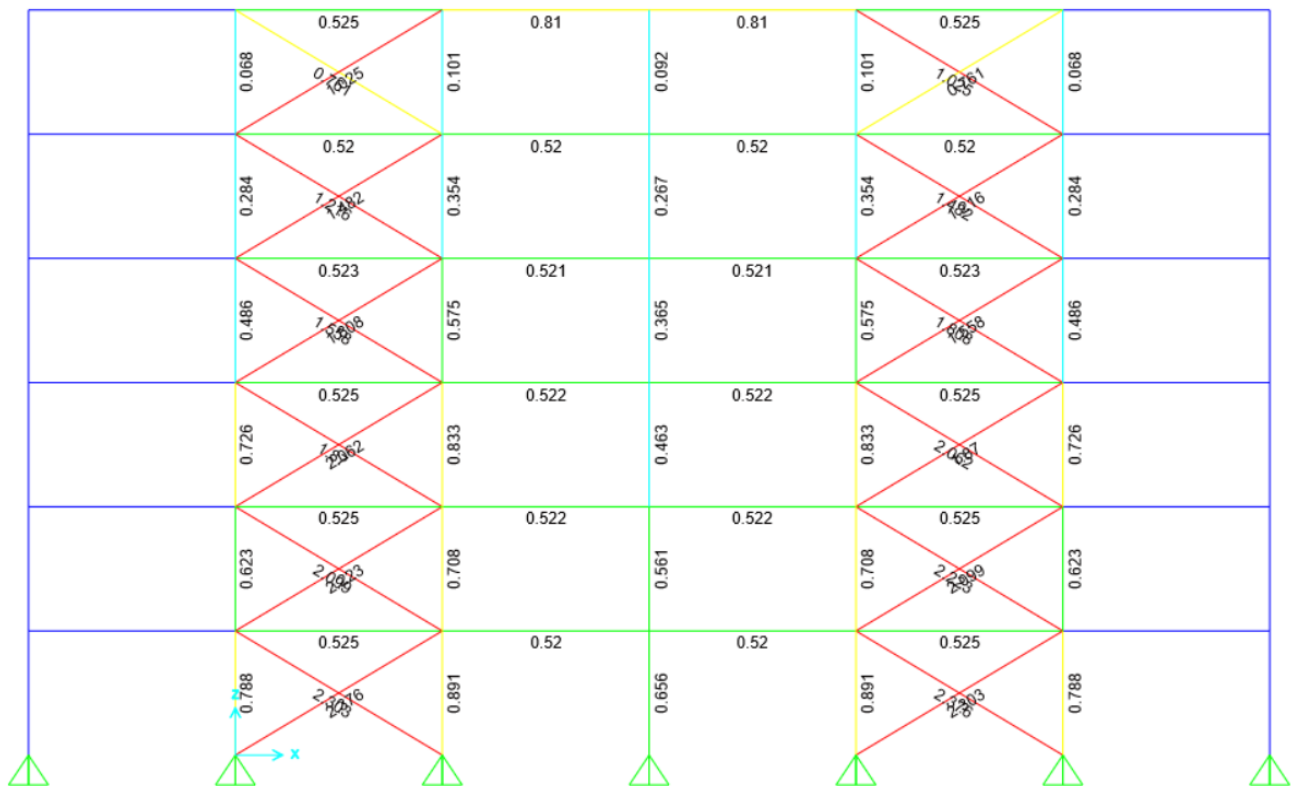


Figura A.3.3 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 11, T=0.60 s

En la Figura A.3.4, Figura A.3.5 y Figura A.3.6 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 12 ($T=0.65$ s).

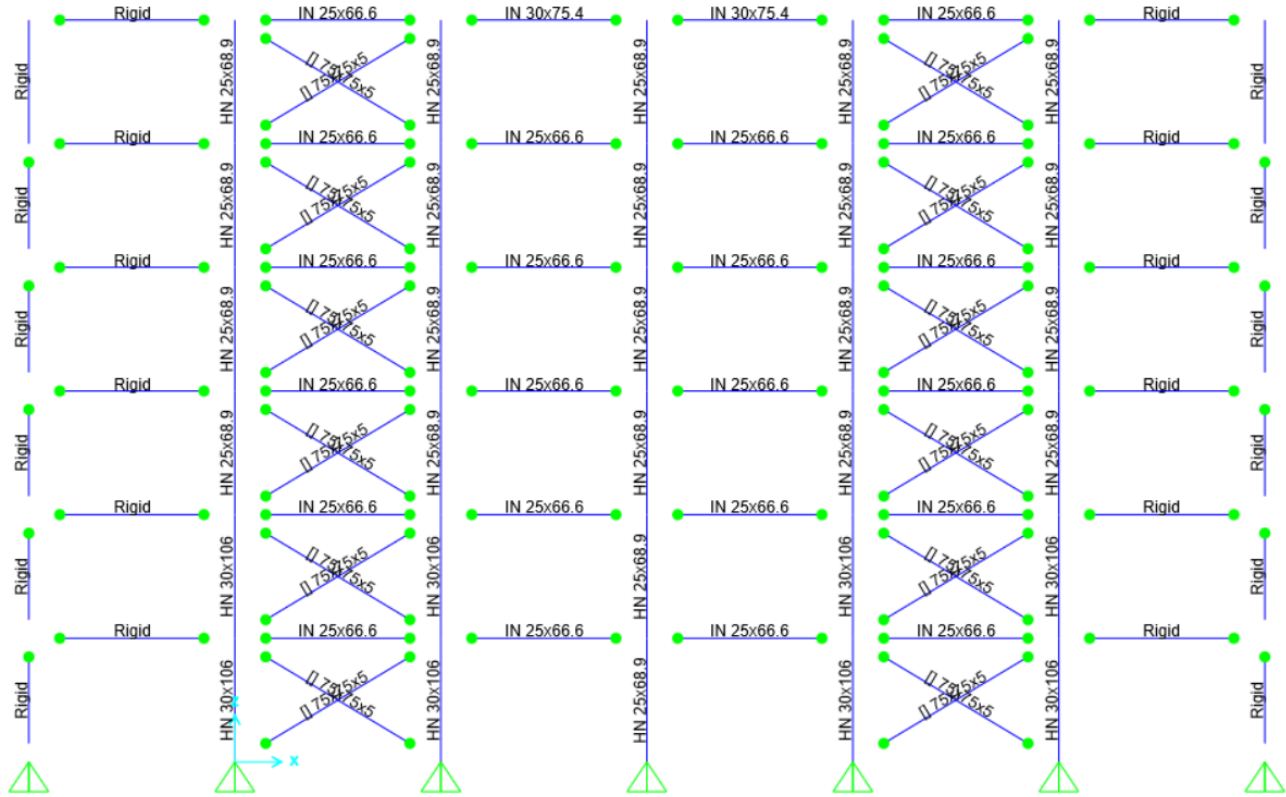


Figura A.3.4 Modelo estructural para arquetipo 12, $T=0.65$ s

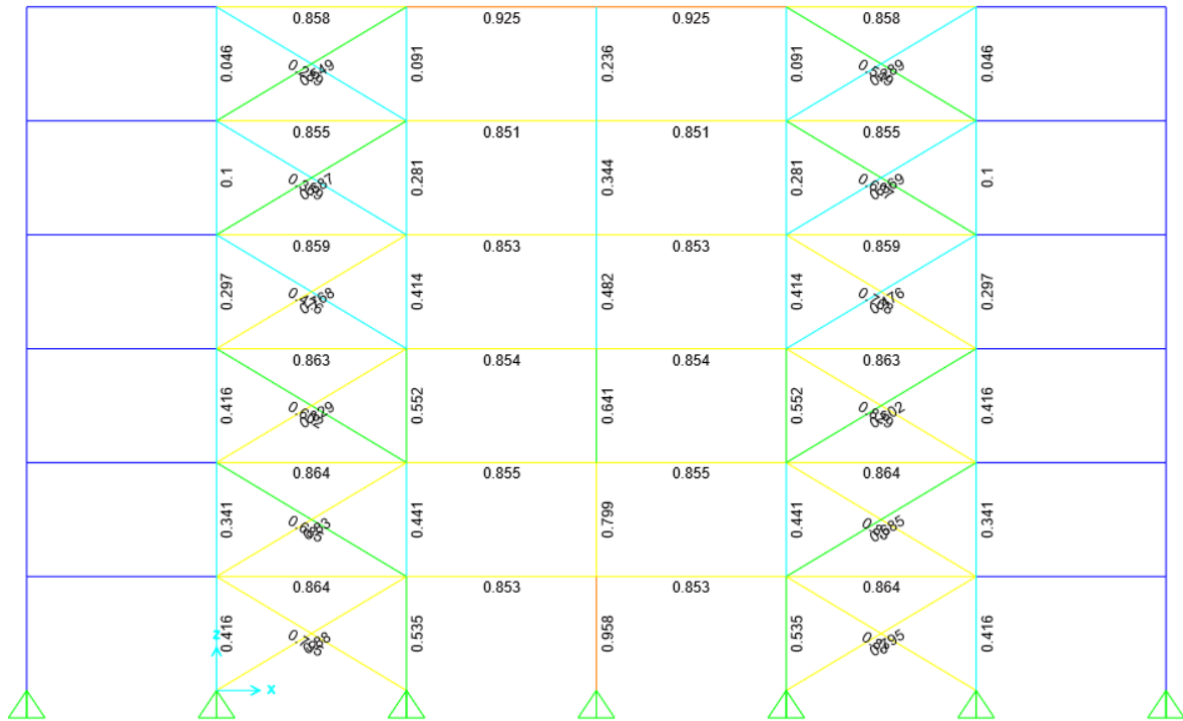


Figura A.3.5 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 12, T=0.65 s

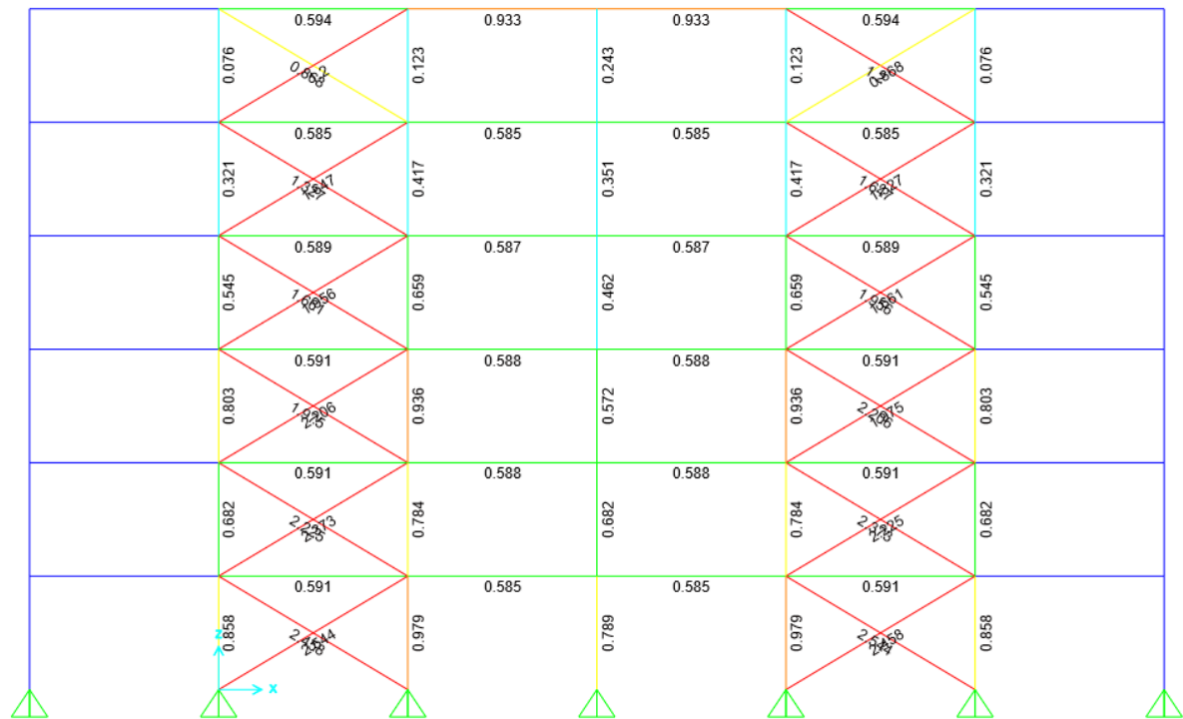


Figura A.3.6 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 12, T=0.65 s

En la Figura A.3.7, Figura A.3.8 y Figura A.3.9 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 13 (T=0.70 s).

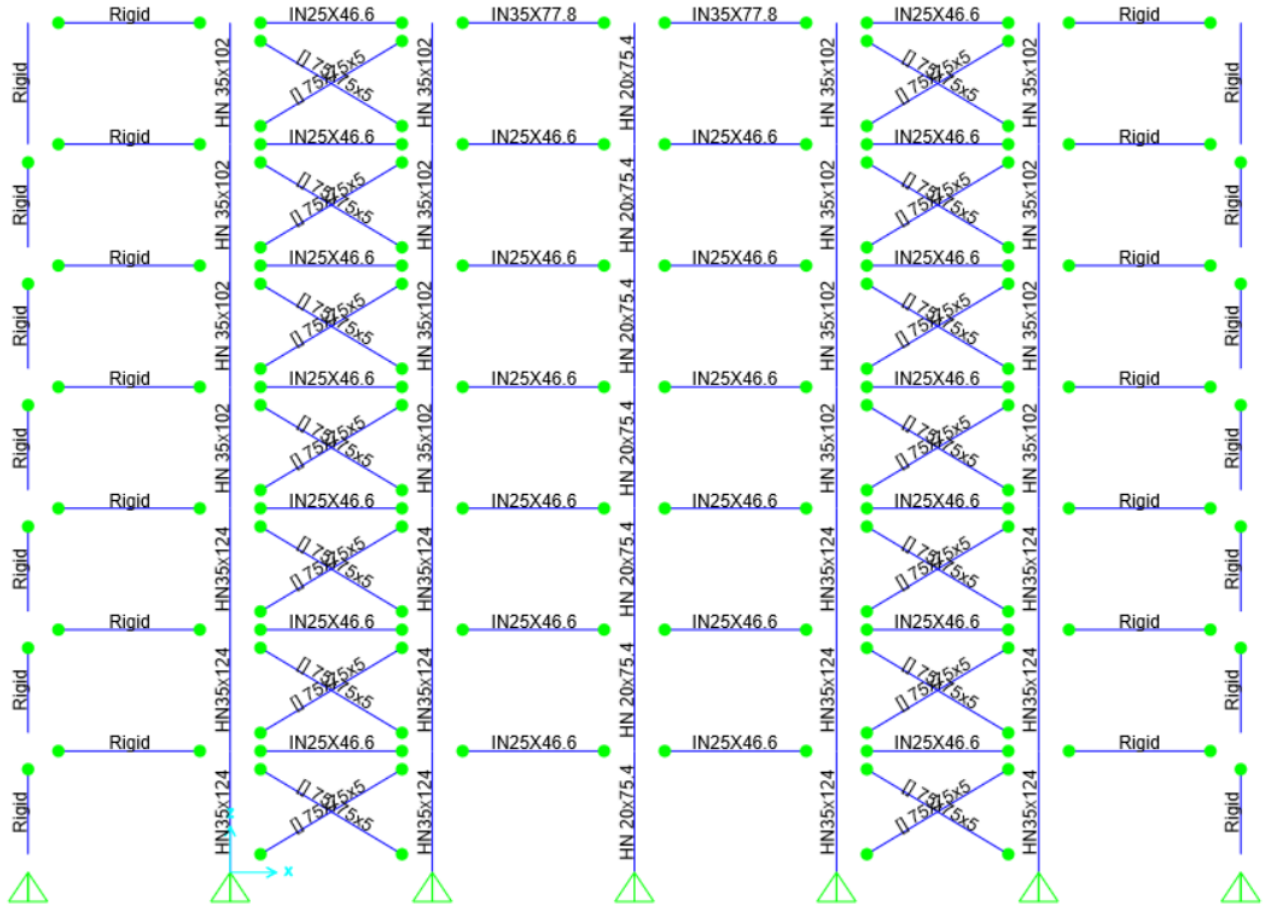


Figura A.3.7 Modelo estructural para arquetipo 13, T=0.70 s

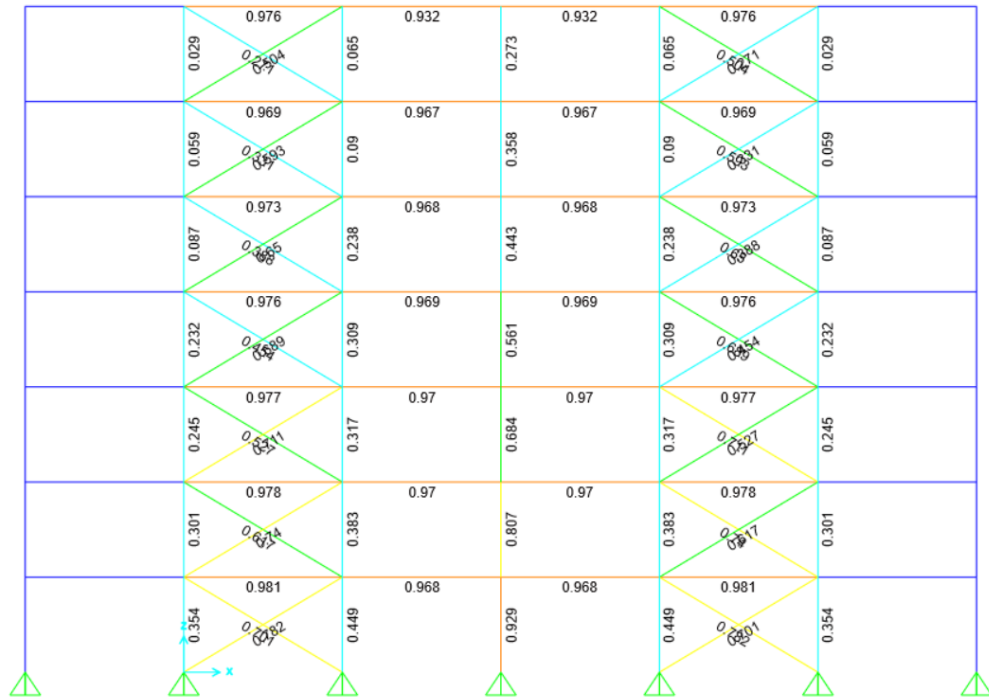


Figura A.3.8 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 13, T=0.70 s

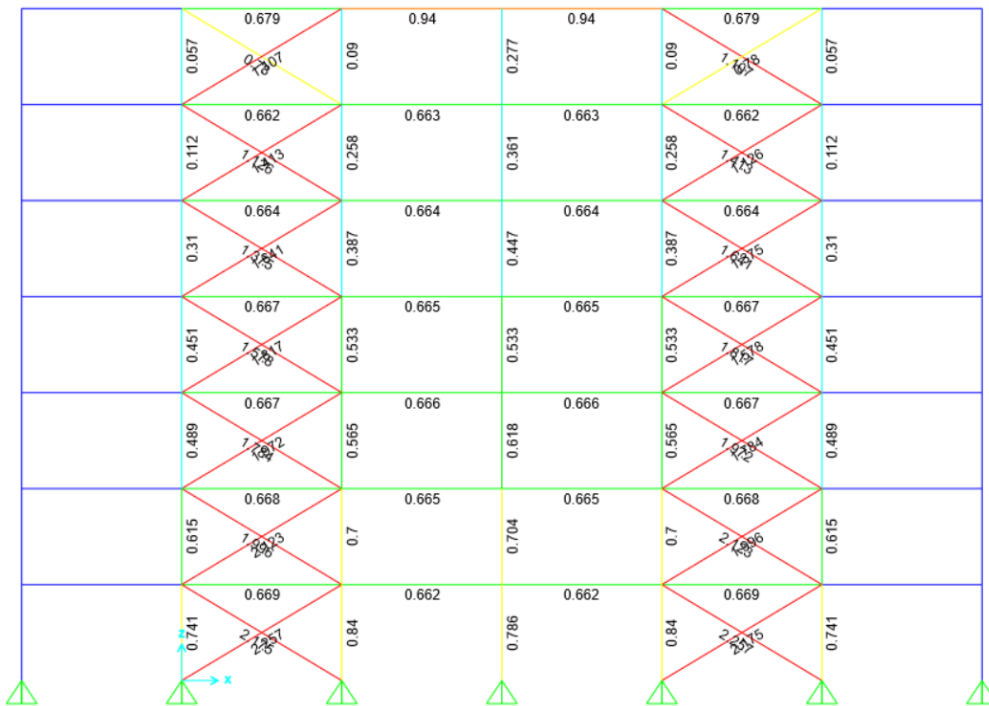


Figura A.3.9 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 13, T=0.70 s

En la Figura A.3.10, Figura A.3.11 y Figura A.3.12 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 14 ($T=0.75$ s).

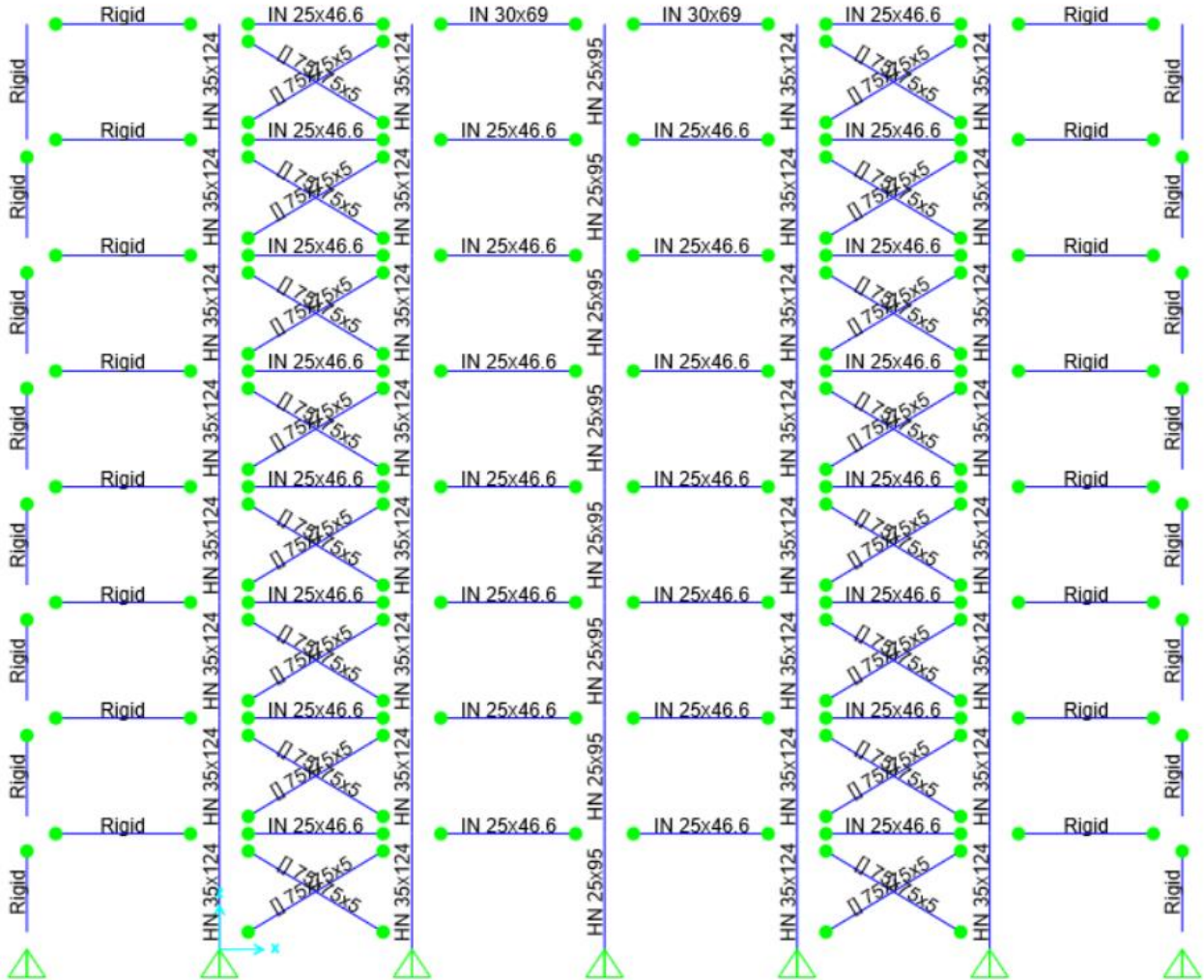


Figura A.3.10 Modelo estructural para arquetipo 14, $T=0.75$ s

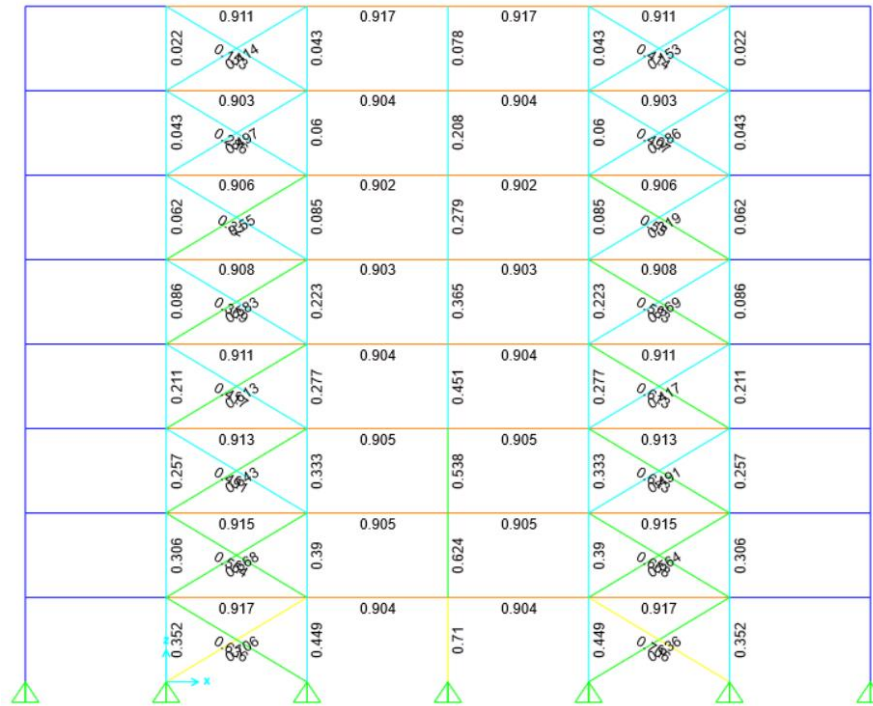


Figura A.3.11 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 14, T=0.75 s

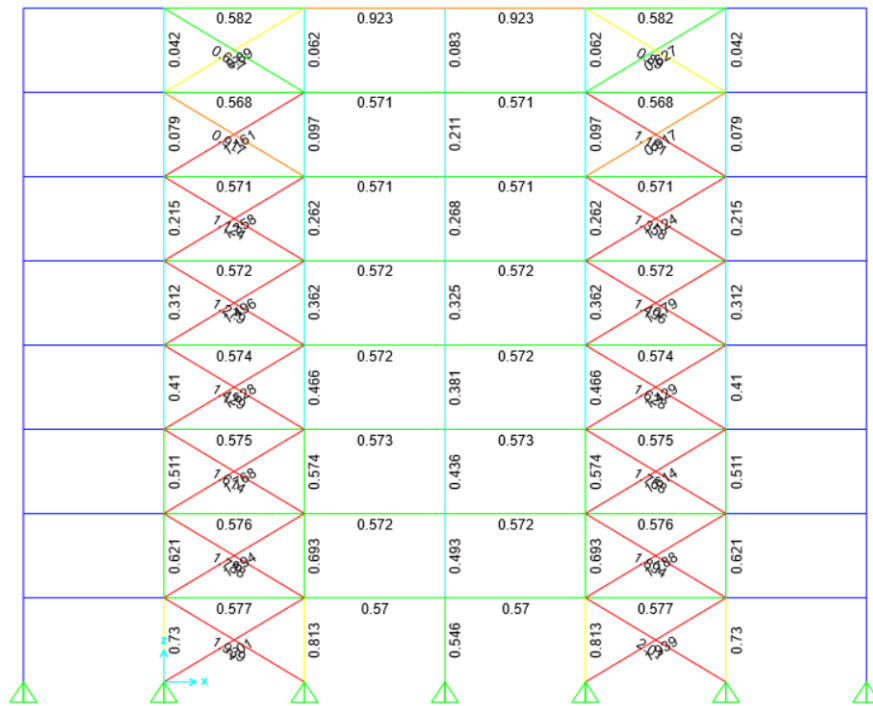


Figura A.3.12 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 14, T=0.75 s

En la Figura A.3.13, Figura A.3.14 y Figura A.3.15 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 15 (T=0.80 s).

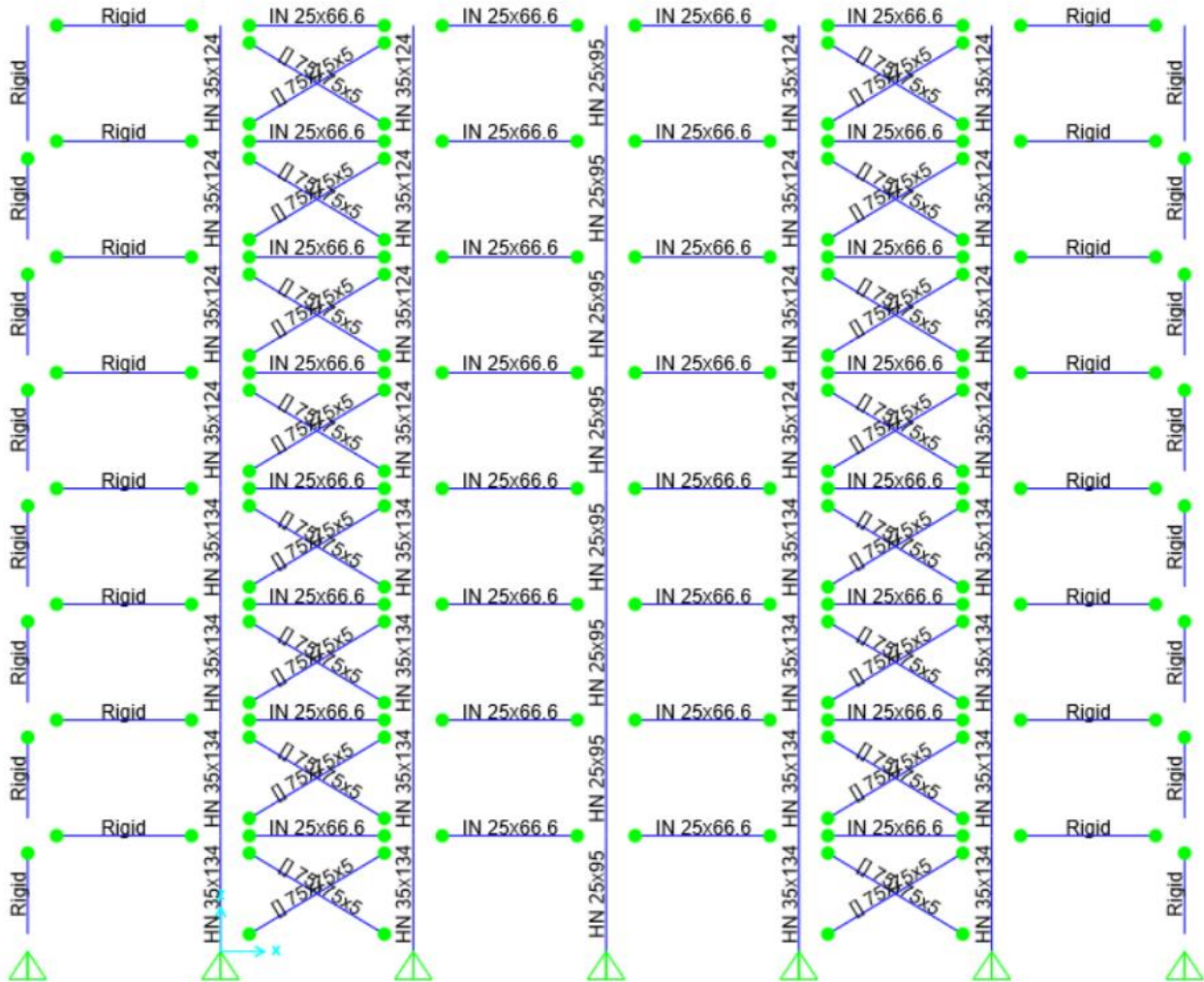


Figura A.3.13 Modelo estructural para arquetipo 15, T=0.80 s

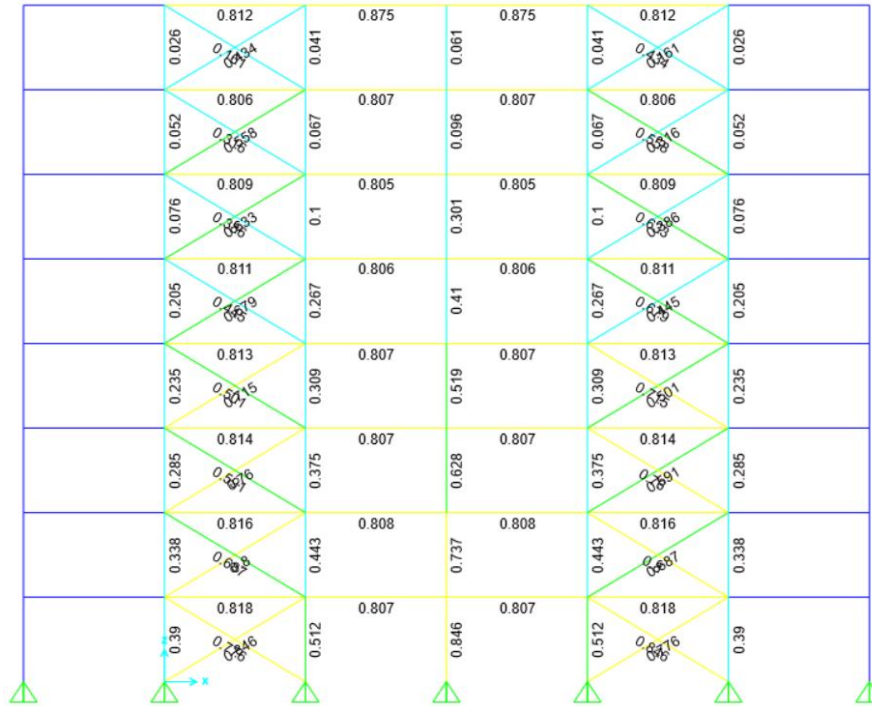


Figura A.3.14 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 15, T=0.80 s

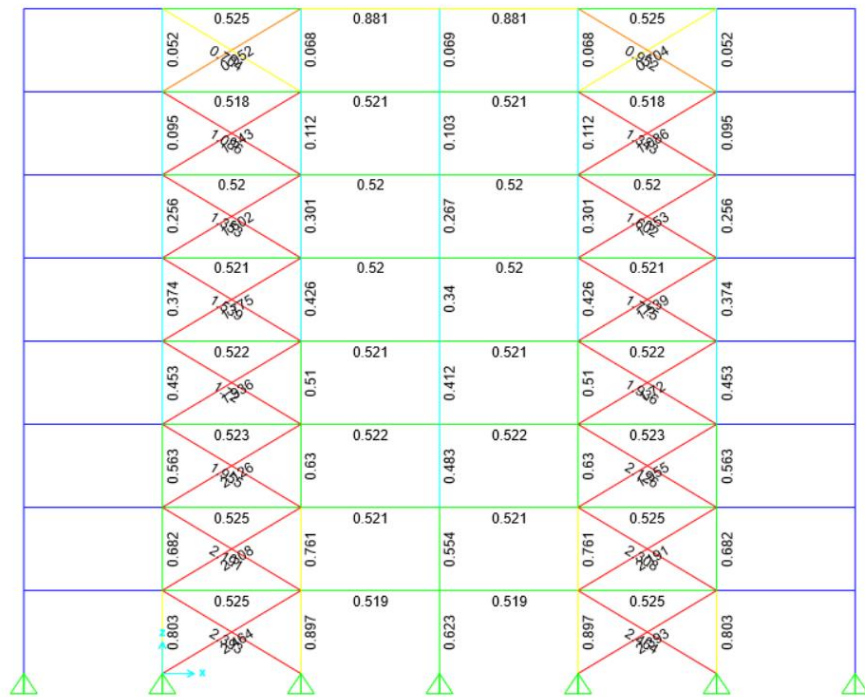


Figura A.3.15 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 15, T=0.80 s

En la Figura A.3.16, Figura A.3.17 y Figura A.3.18 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 16 (T=0.85 s).

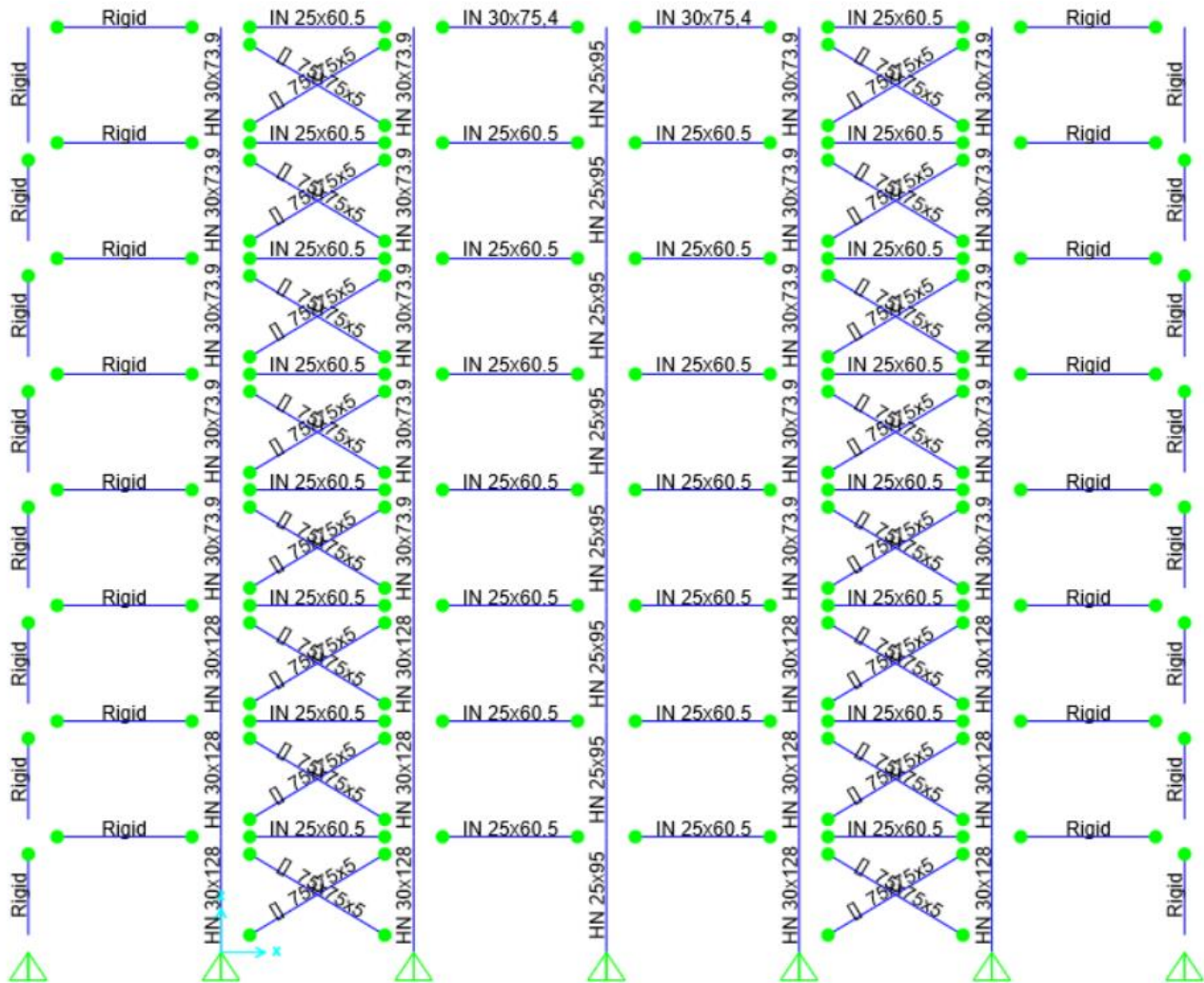


Figura A.3.16 Modelo estructural para arquetipo 16, T=0.85 s

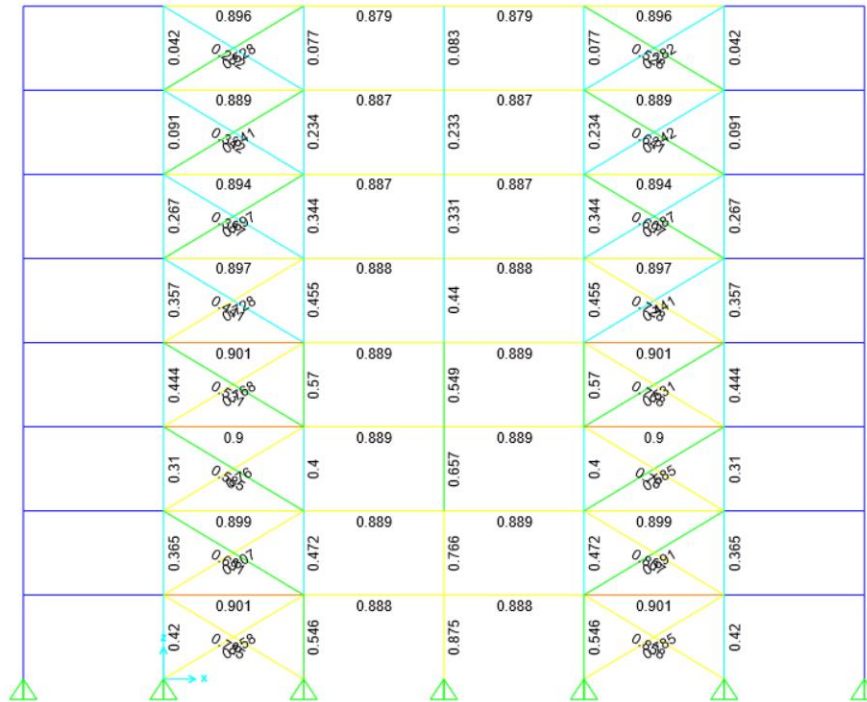


Figura A.3.17 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 16, T=0.85 s

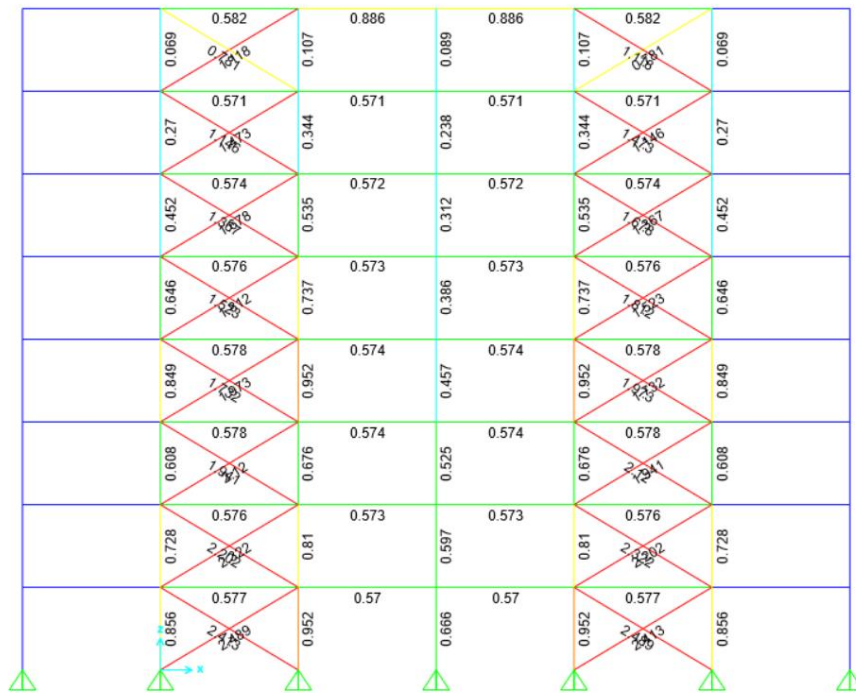


Figura A.3.18 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 16, T=0.85 s

En la Figura A.3.19, Figura A.3.20 y Figura A.3.21 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 17 (T=0.90 s).

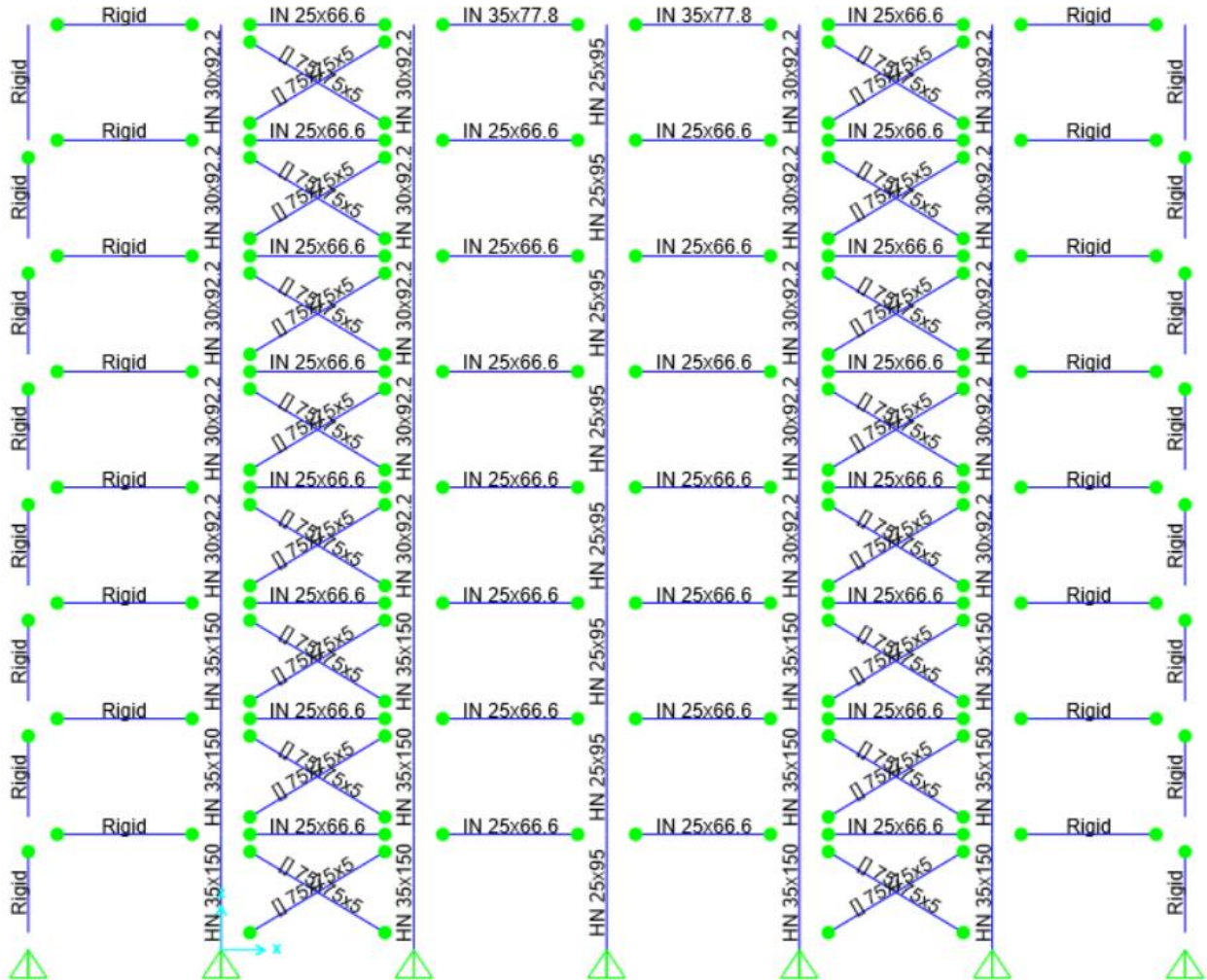


Figura A.3.19 Modelo estructural para arquetipo 17, T=0.90 s

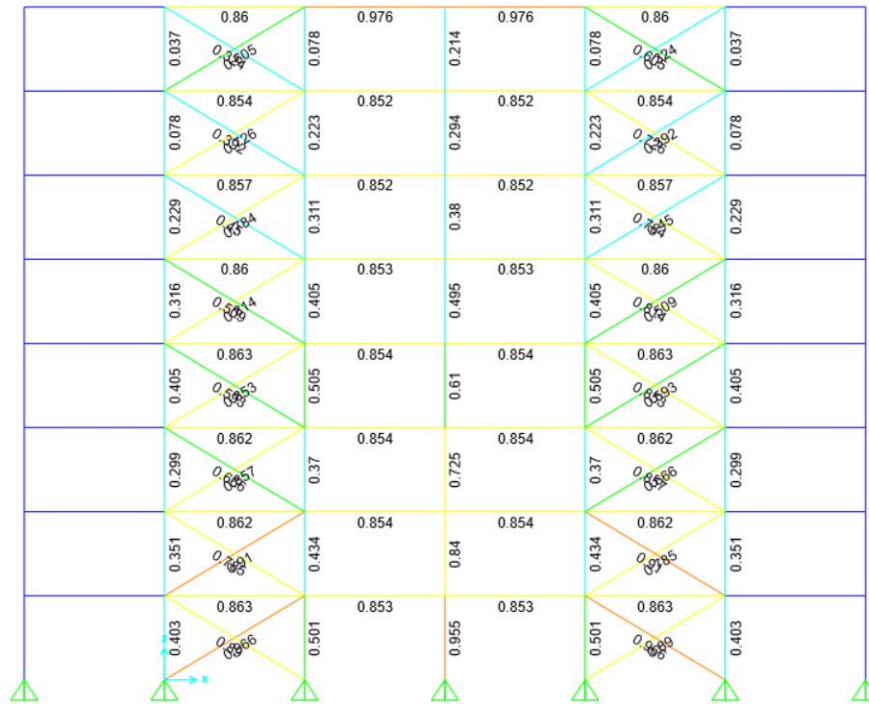


Figura A.3.20 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 17, T=0.90 s

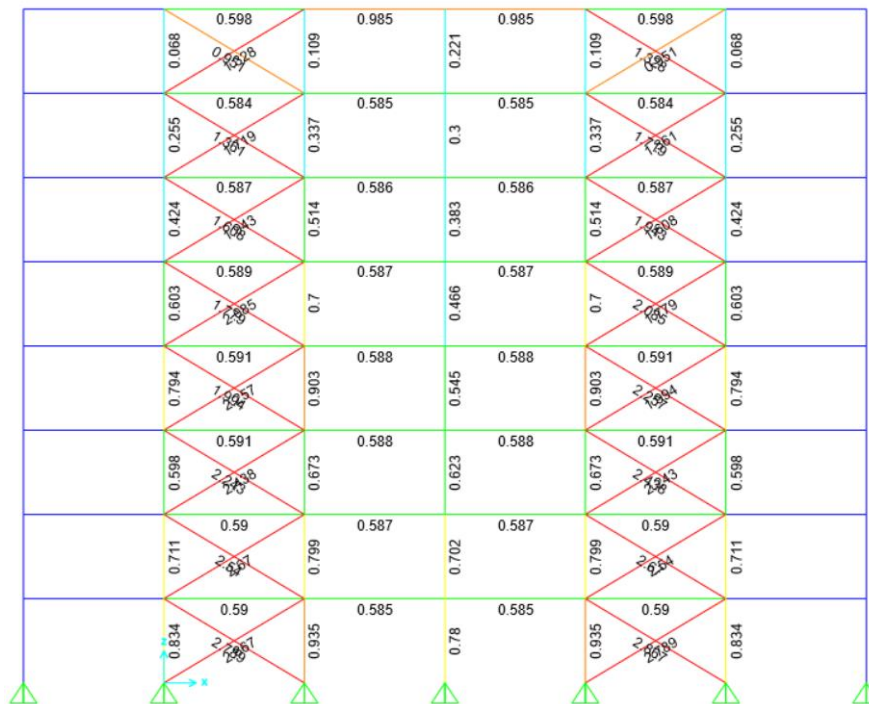


Figura A.3.21 Diseño sismo horizontal amplificado, arquetipo 17, T=0.90 s

En la Figura A.3.22, Figura A.3.23 y Figura A.3.24 se muestra el modelo estructural junto al diseño con sismo reducido y amplificado, respectivamente, para el arquetipo 18 (T=0.95 s).

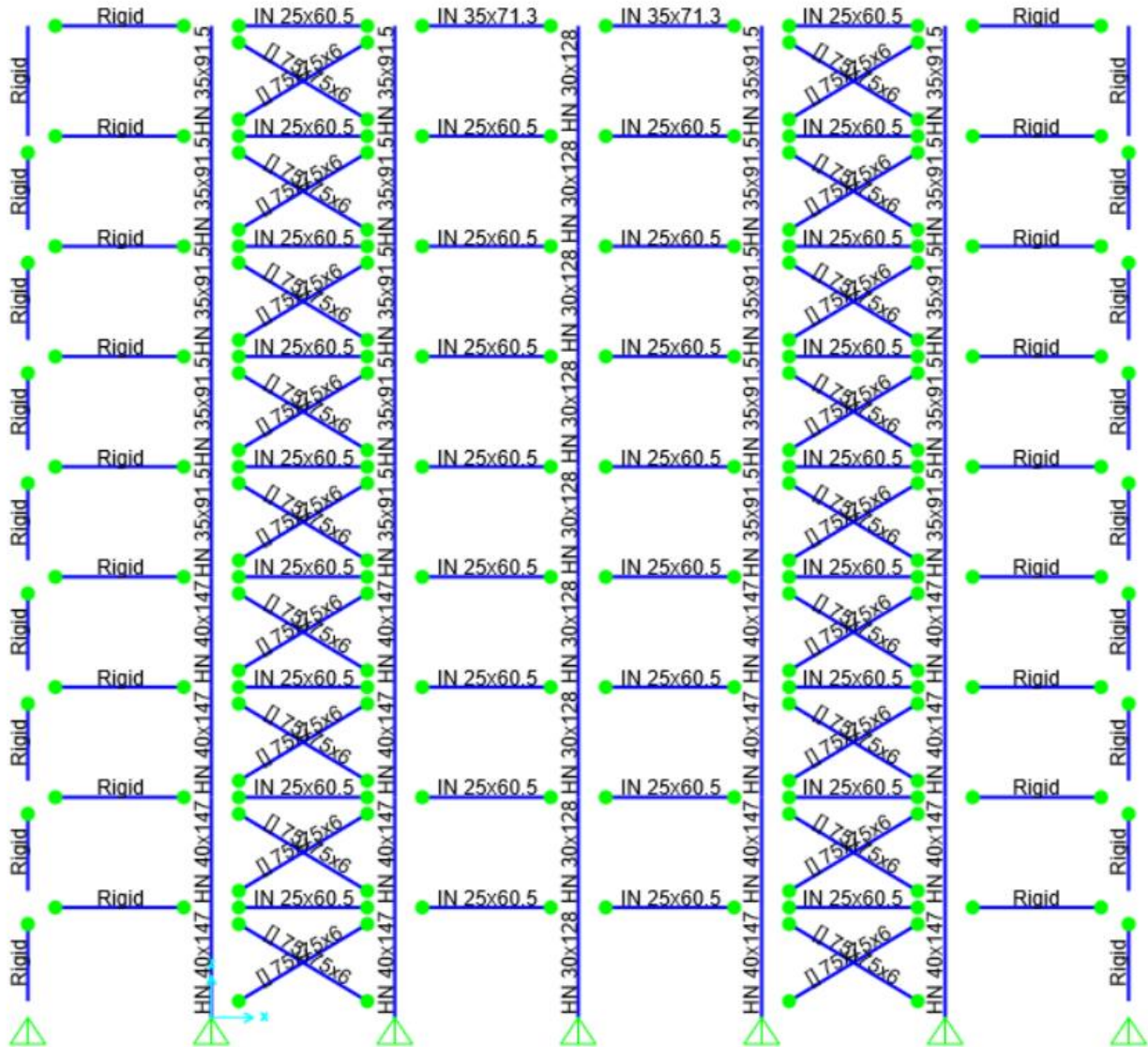


Figura A.3.22 Modelo estructural para arquetipo 18, T=0.95 s

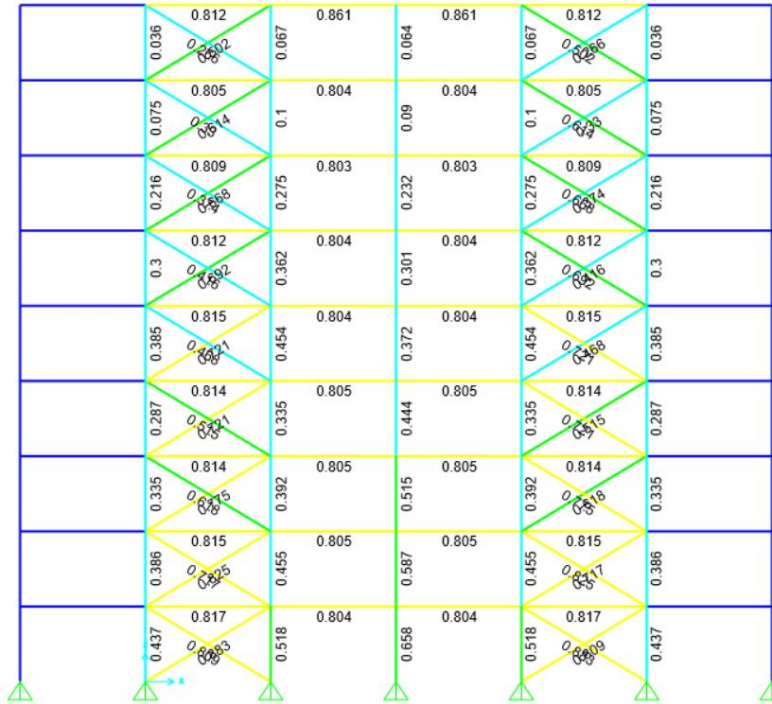


Figura A.3.23 Diseño con combinaciones LRFD, arquetipo 18, T=0.95 s

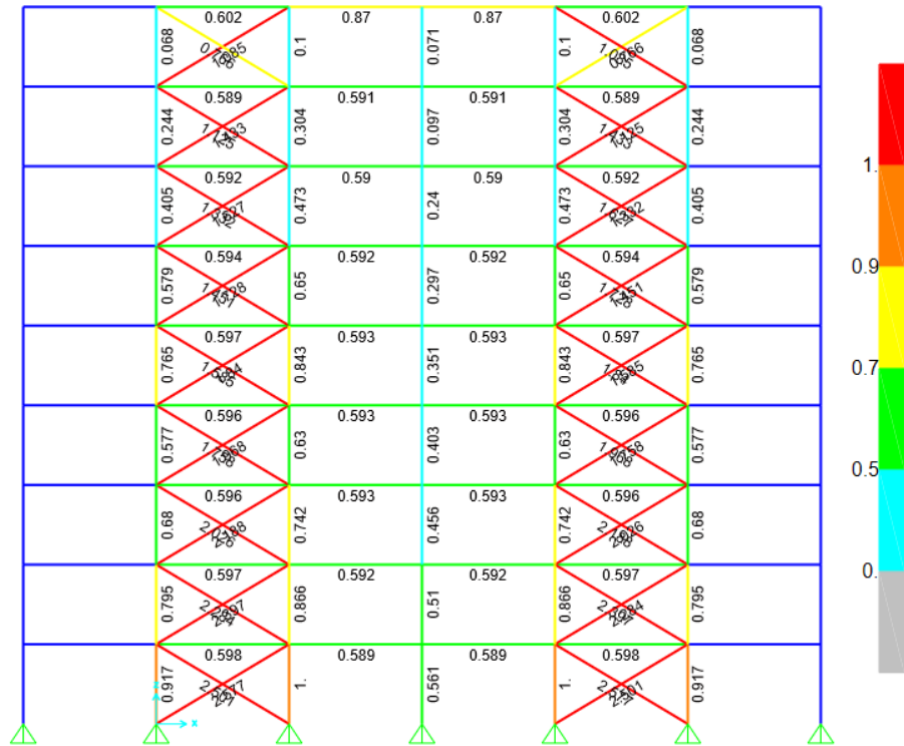


Figura A.3.24 Diseño sísmo horizontal amplificado, arquetipo 18, T=0.95 s

ANEXO 3.2 DISEÑO VIGA PUNTAL

A continuación, se explica el diseño de la viga puntal horizontal que unen los extremos de las diagonales según disposiciones de la actual norma NCh2369 Of.2023 (INN, 2023).

Considerando las combinaciones de carga sísmica amplificadas, sólo en caso de que los factores de utilización para el diseño lineal de los arriostramientos sean mayores o igual a 1.0, la viga puntal se debe diseñar para desbalance plástico, donde las diagonales comprimidas presentan su capacidad residual, mientras que las traccionadas su capacidad esperada. Este requerimiento busca garantizar que la viga permanezca elástica en todo evento sísmico, esperando que la plastificación del marco se manifieste mediante el pandeo de la diagonal comprimida y la fluencia de la diagonal traccionada.

En la Figura A.3.25 se presenta un diagrama de cuerpo libre del puntal bajo equilibrio plástico, indicando las fuerzas que se deben considerar en el diseño de dicho elemento. En caso de aplicar se deben agregar los esfuerzos producidos por cargas gravitacionales a las fuerzas que actúan sobre la viga.

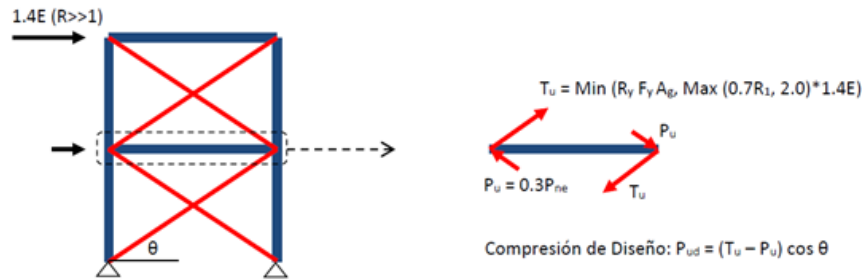


Figura A.3.25 Diagrama de cuerpo libre en viga puntal de marco arriostrado

Luego, del análisis estructural, se estiman los esfuerzos de compresión horizontal sobre la viga y se obtienen los valores de momento y corte estático asociado a la combinación $1.2D + 0.5L$. A partir de lo anterior, se diseña el perfil en base a las disposiciones del AISC 360-10 (AISC, 2010b), obteniendo el factor de utilización en base al desbalance plástico que presentan las diagonales, que se muestra en la Figura A.3.26 para el caso más desfavorable de cada modelo estructural.

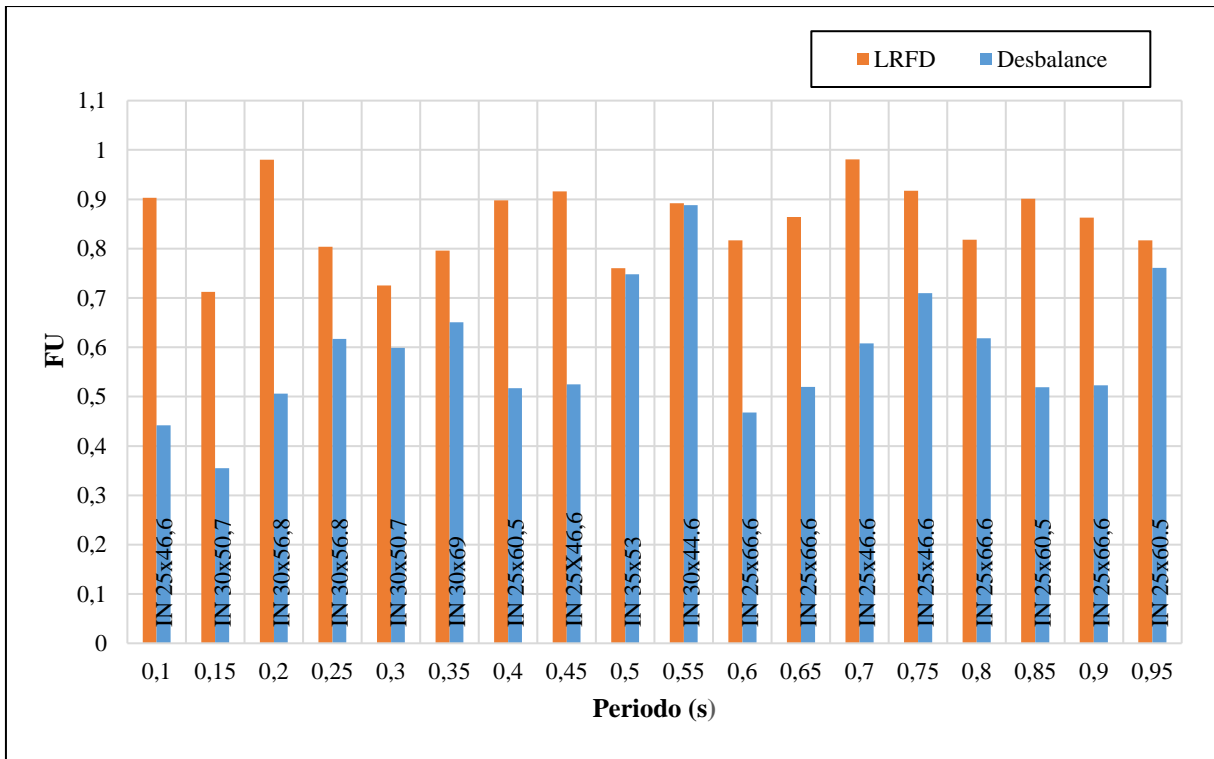


Figura A.3.26 Factor de utilización de viga puntal para sismo reducido y desbalance plástico

ANEXO 3.4 RESISTENCIA PERNOS DE ANCLAJE

Según la norma NCh2369 (INN, 2003) los anclajes son considerados un fusible sísmico debido a que son los primeros elementos de la estructura en disipar energía y en forma localizada. Sin embargo, las disposiciones de la actual NCh2369 (INN, 2023) postulan una mejora en términos de disipación de energía sísmica, así como también en el desempeño de las estructuras diseñadas bajo esta nueva norma.

Los pernos de anclaje son el mecanismo que moviliza, de forma temprana, un mayor grado de no linealidad en la estructura, por lo que resulta muy importante su correcto dimensionamiento. La capacidad de los pernos de anclaje se calcula según el estándar AISC 360-10 (AISC, 2010b) en su sección J3.6, utilizando la Ecuación A.3.1 mientras que la demanda a tensión se obtiene directamente del análisis estructural.

$$\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_b = \phi 0.75 F_u A_b \quad (\text{A.3.1})$$

Donde:

R_{nt} = Resistencia de diseño del perno [N]

F_{nt} = Resistencia nominal de perno [MPa]

A_b = Área bruta del perno sin hilo [mm²]

F_u = Tracción última del perno [MPa]

ϕ = Factor de resistencia

La calidad del acero para los pernos de anclaje es ASTM A36, con tensión de rotura $F_u = 400$ MPa. La resistencia nominal en tensión F_{nt} del elemento se considera un 75 % de F_u .

Cabe mencionar que el diseño de pernos de anclaje muy pequeños conlleva a que la fractura se produzca a pequeñas deformaciones, mientras que en caso de estar sobredimensionados se mantienen en el rango lineal elástico, por lo que la no linealidad se moviliza hacia la estructura.

ANEXO 4.4 FACTORES DE SOBRRRESISTENCIA

En la Figura A.4.4, se presentan los resultados para cada periodo del espacio arquetipo del factor de sobrerresistencia (Ω), para ambos niveles de demanda: nivel DLE y nivel SMP, considerando tanto anclaje como arriostramiento no lineal. Se observa en cada modelo una fila de puntos que representan los 30 registros sísmicos, una barra que indica la desviación estándar y una línea continua la que conecta cada uno de los promedios de los factores Ω .

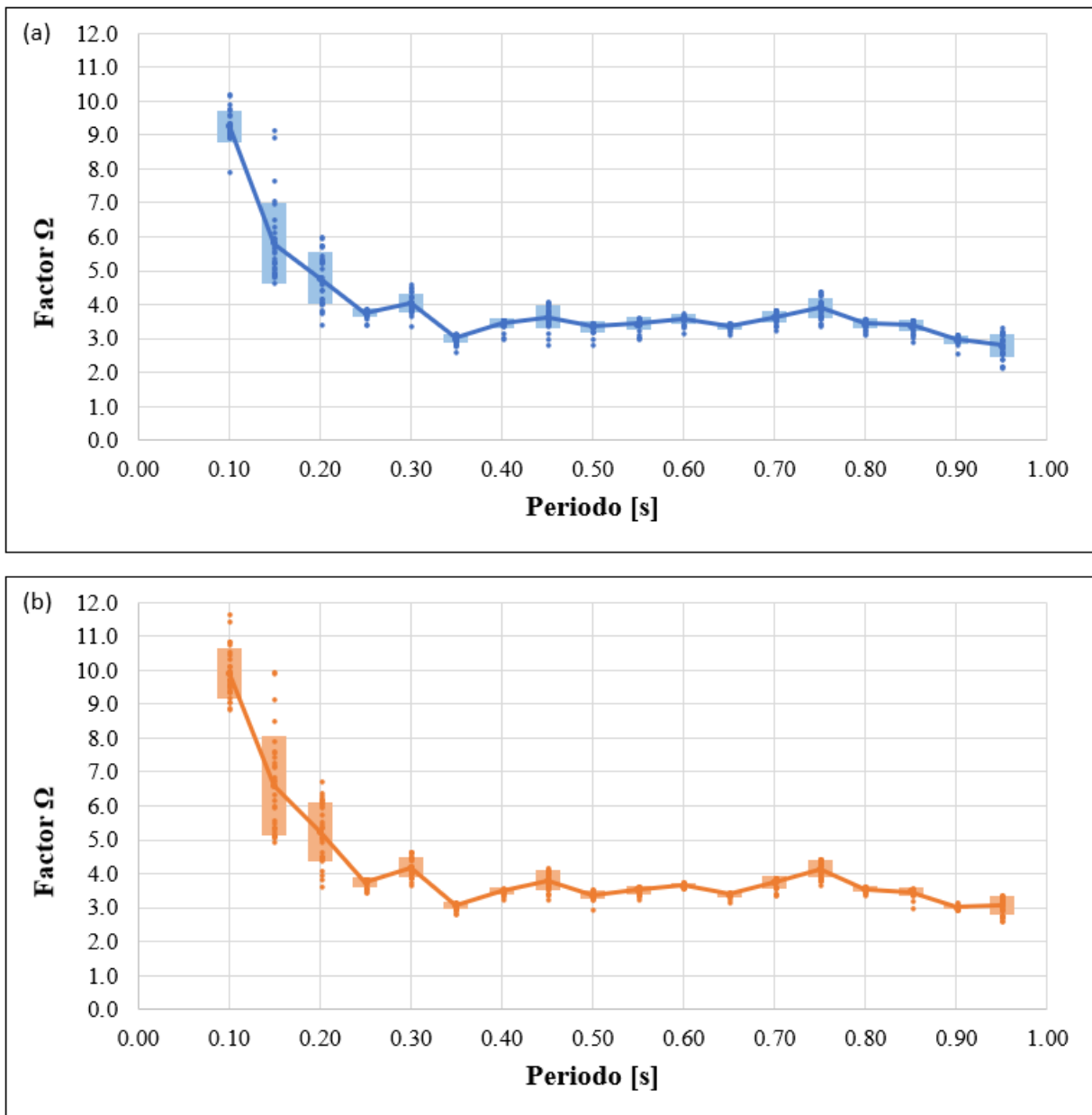


Figura A.4.4.1 Factor de sobrerresistencia (Ω) con anclaje y arriostramiento no lineal (a) Sismo de diseño. (b) Máximo sismo posible

ANEXO 5.3 RESULTADOS *DRIFT* DE ENTREPISOS

Se presenta el *drift* de entre piso de cada estructura para nivel de sismo de diseño (DLE) entre la Figura A.5.1 a la Figura A.5.18 y para nivel de máximo sismo posible (SMP) entre la Figura A.5.19 a la Figura A.4.36. Las líneas de color plomo indican los resultados de cada registro, la de color rojo el valor medio de ellos y las de color verde la desviación estándar.

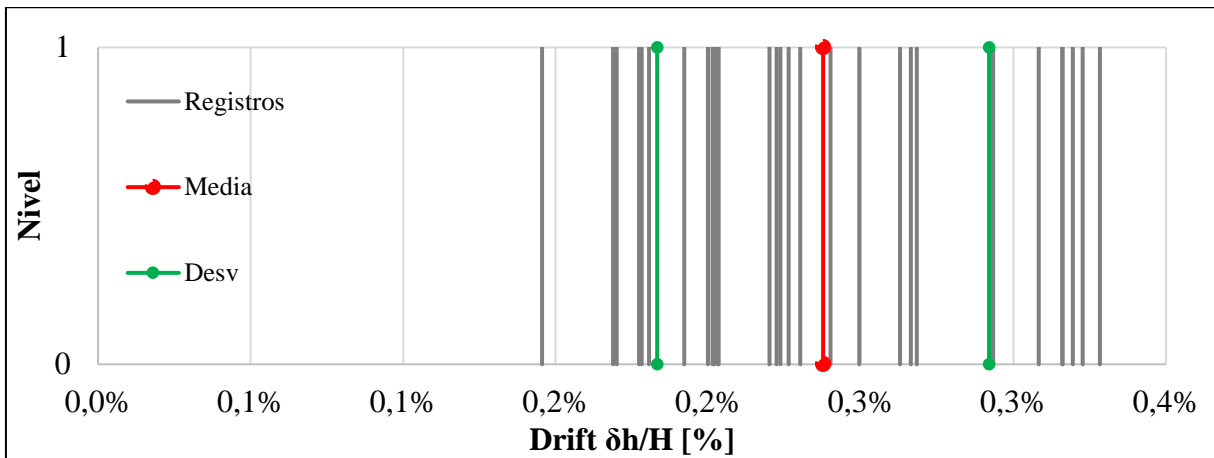


Figura A.5.1 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel DLE

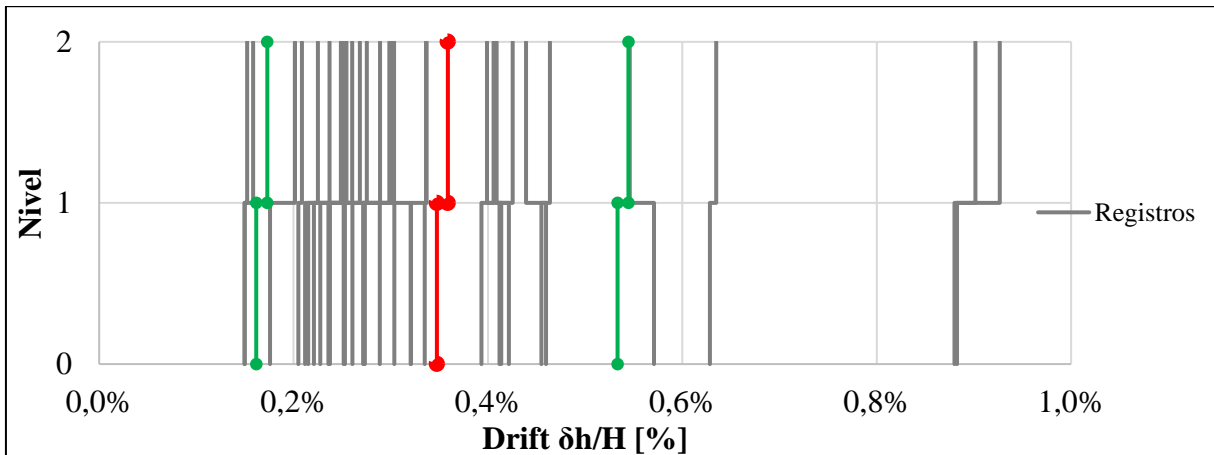


Figura A.5.2 *Drift* de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel DLE

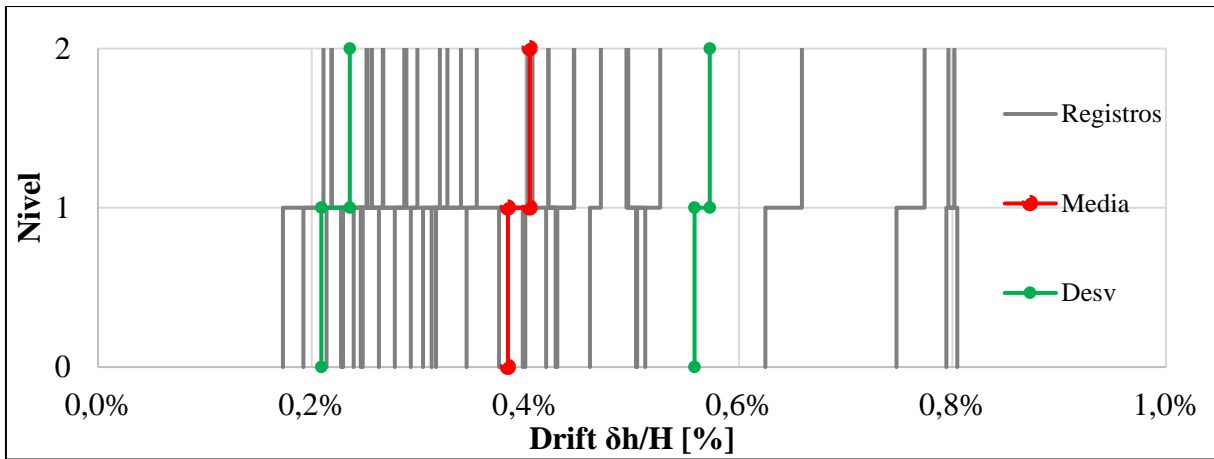


Figura A.5.3 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel DLE*

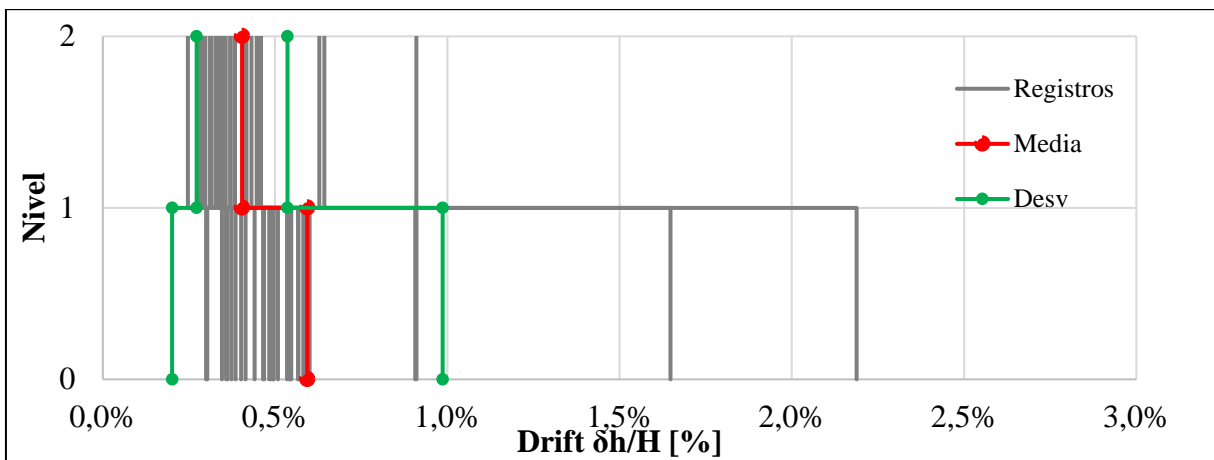


Figura A.5.4 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel DLE*

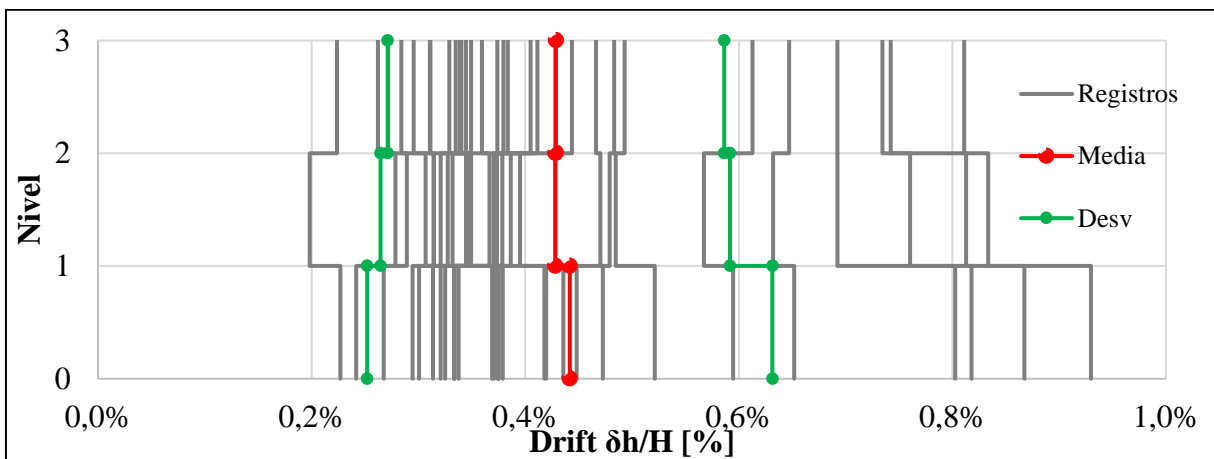


Figura A.5.5 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel DLE*

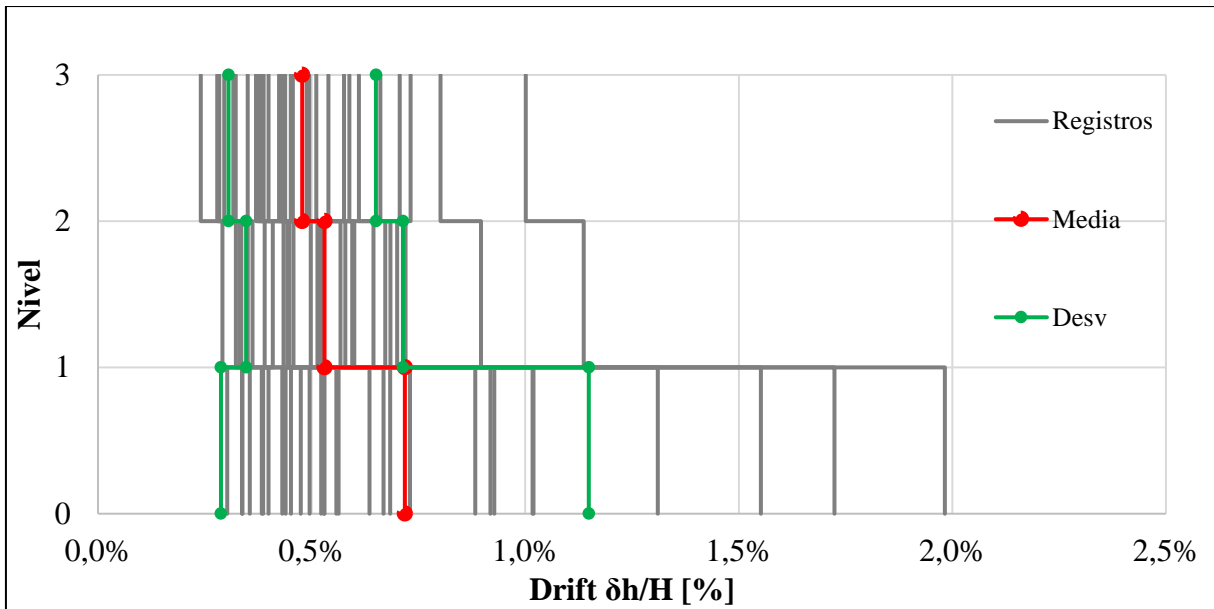


Figura A.5.6 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel DLE*

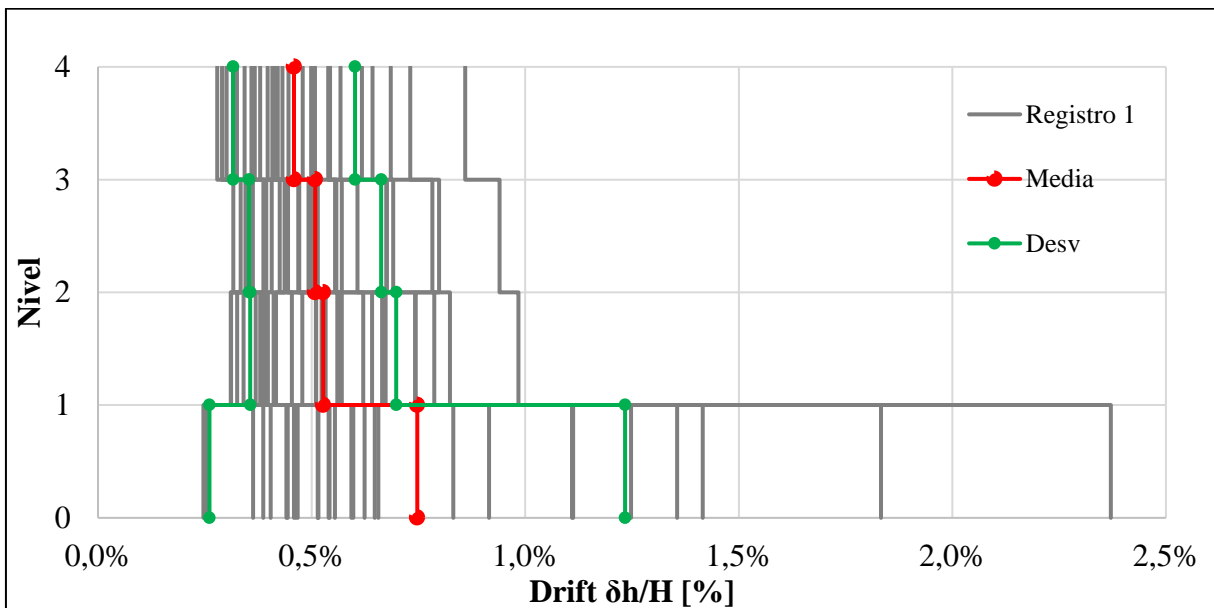


Figura A.5.7 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel DLE*

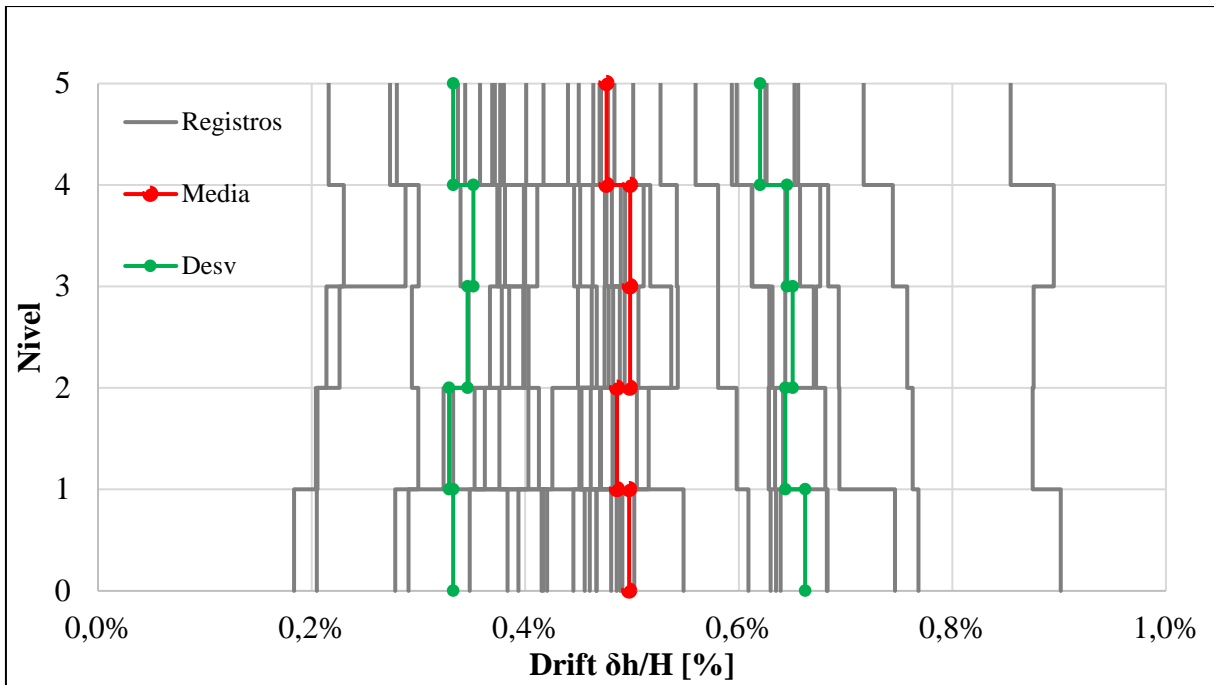


Figura A.5.8 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel DLE*

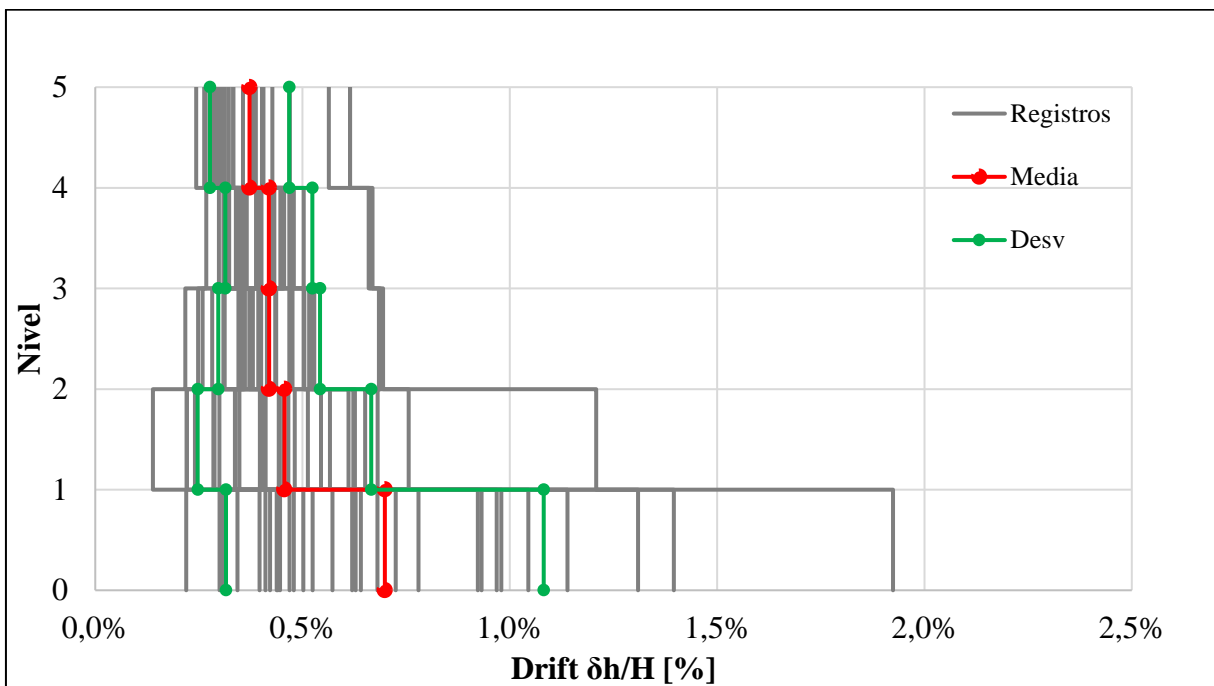


Figura A.5.9 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel DLE*

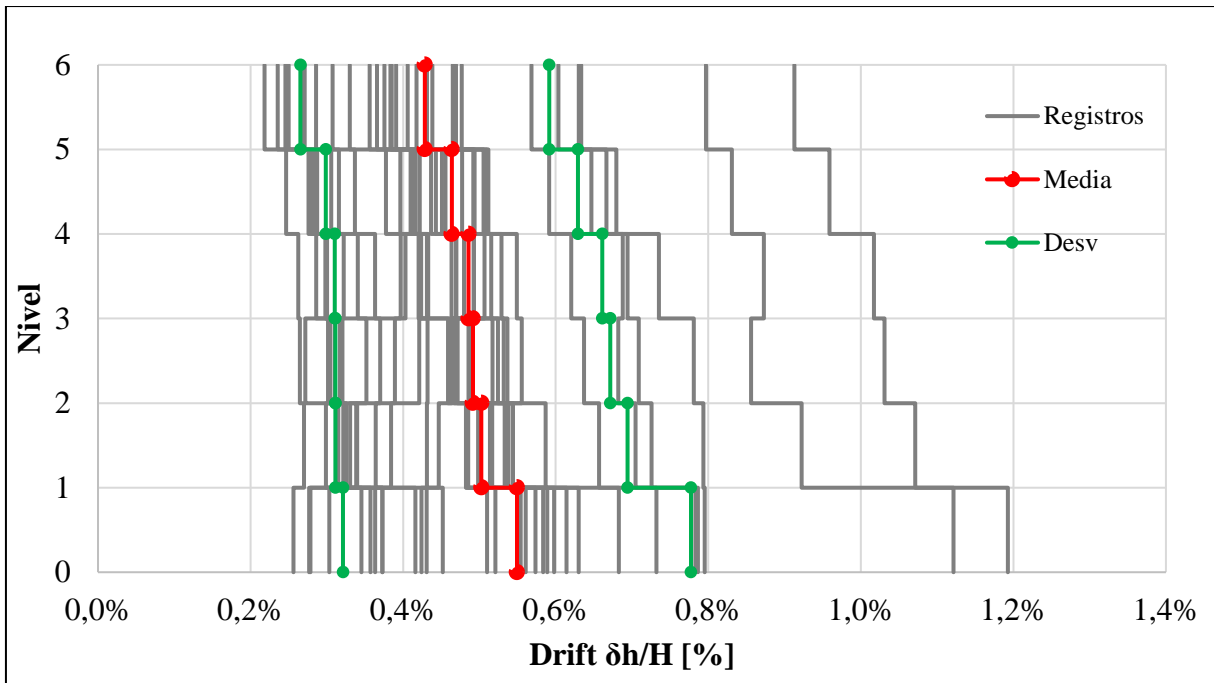


Figura A.5.10 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel DLE*

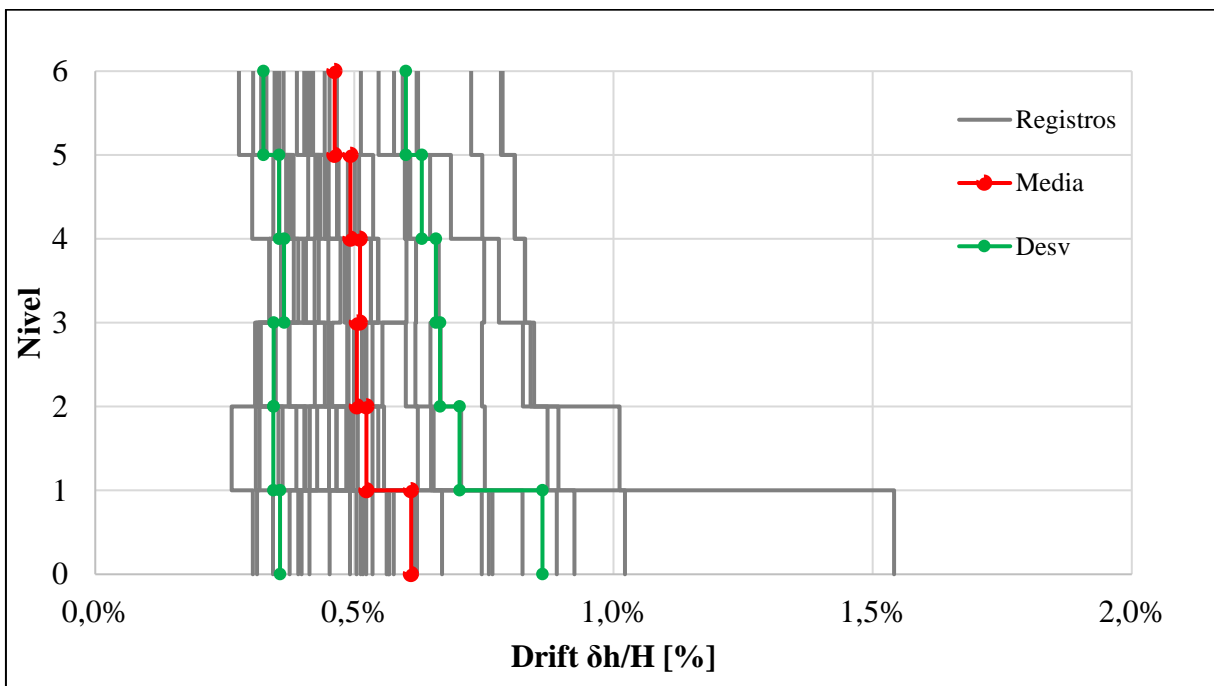


Figura A.5.11 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel DLE*

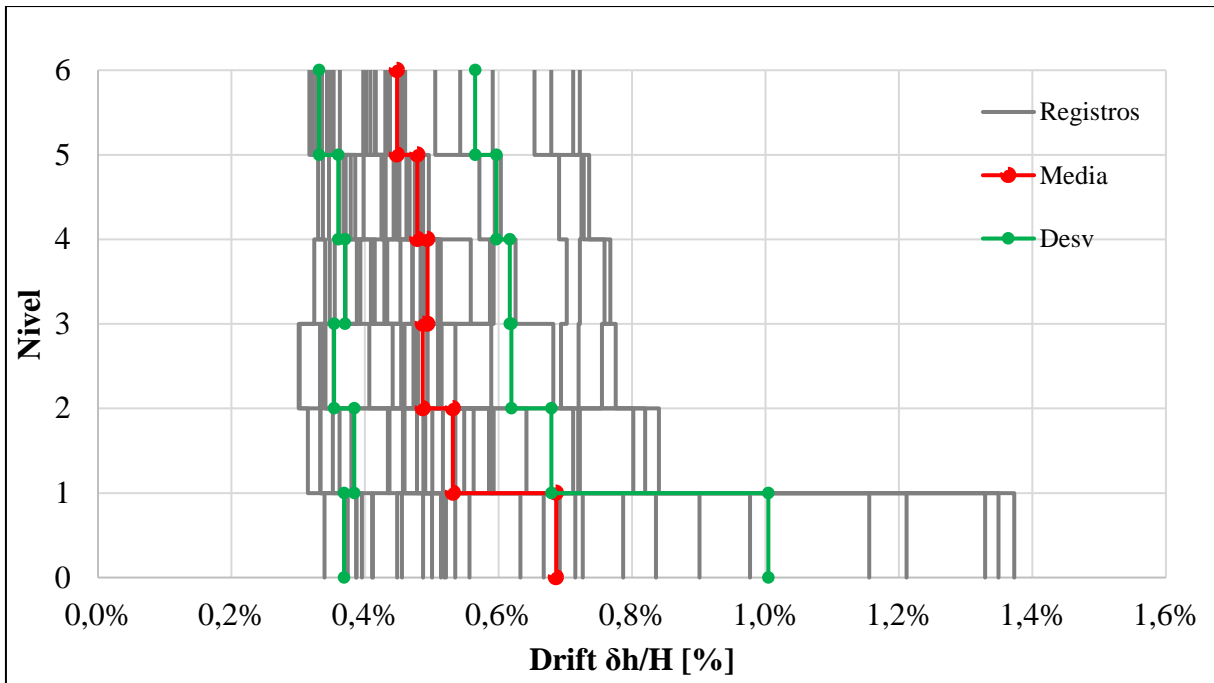


Figura A.5.12 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel DLE*

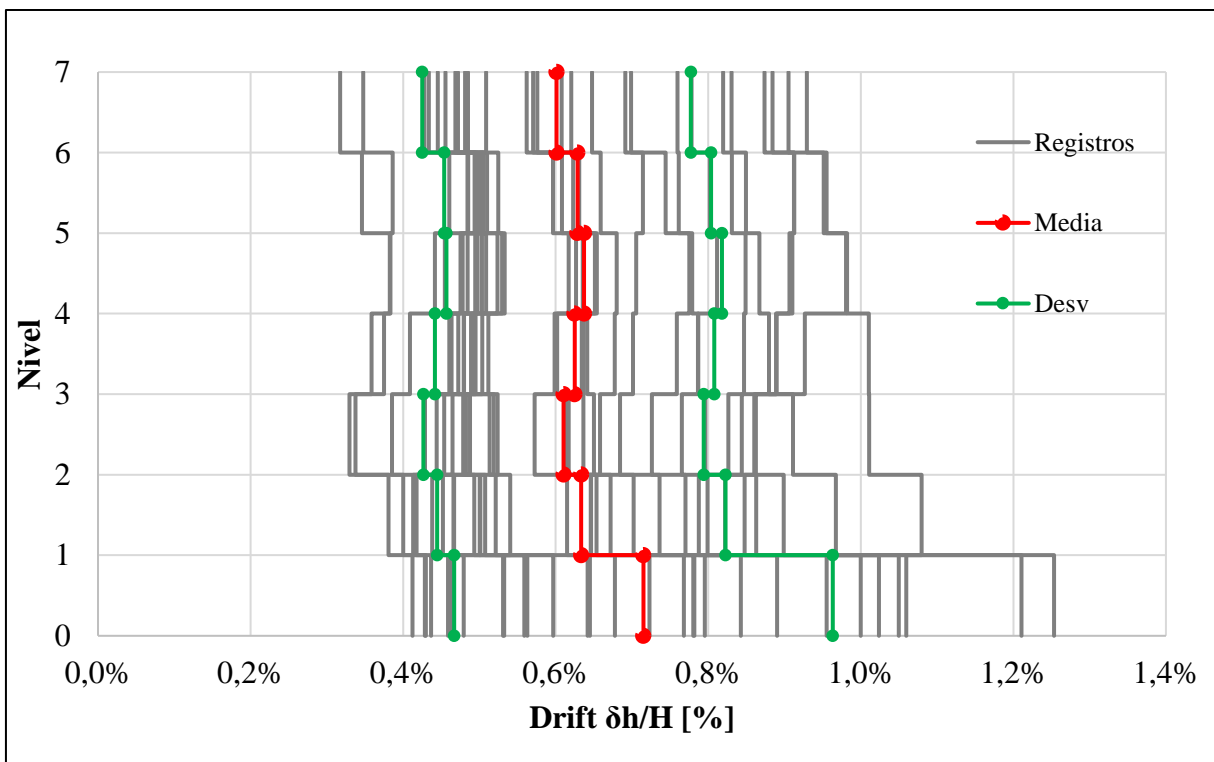


Figura A.5.13 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel DLE*

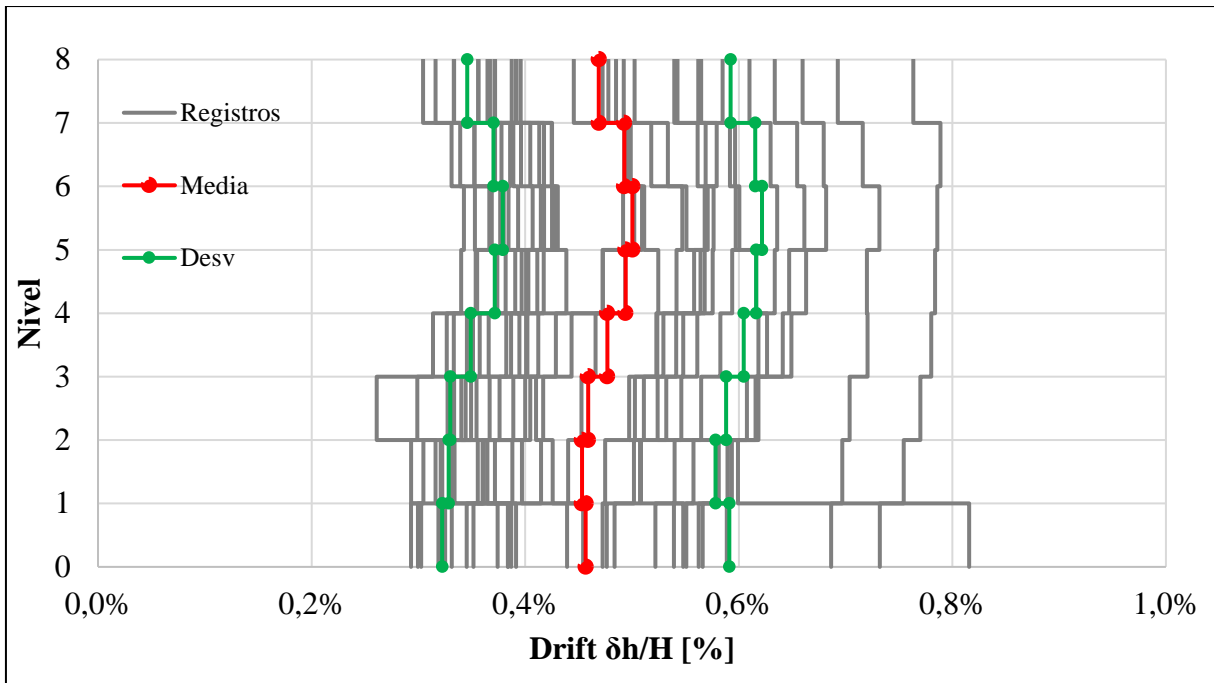


Figura A.5.14 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel DLE*

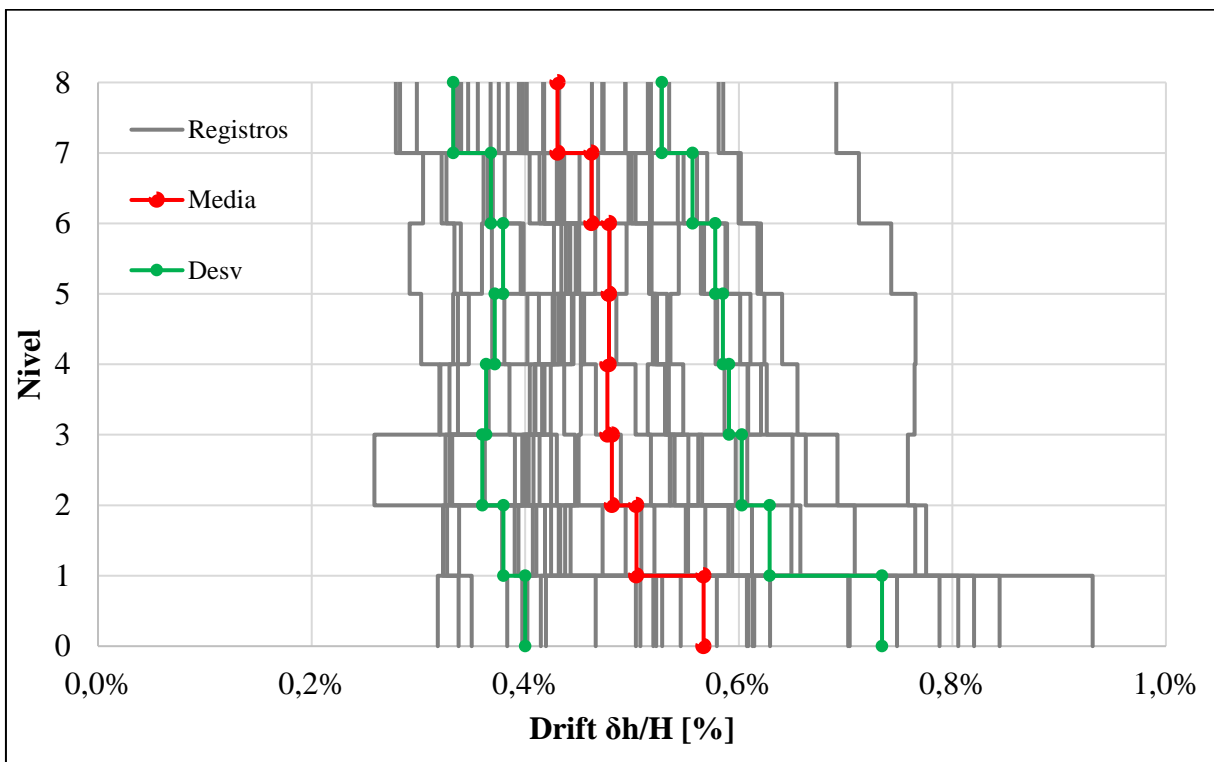


Figura A.5.15 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel DLE*

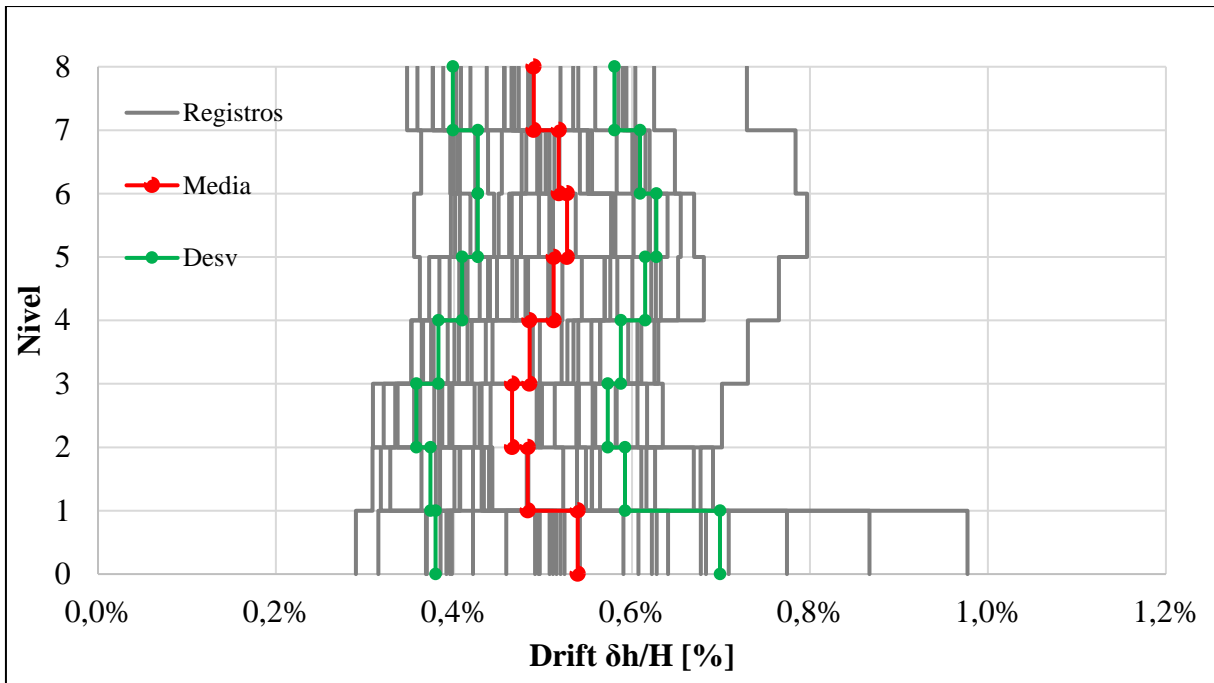


Figura A.5.16 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel DLE*

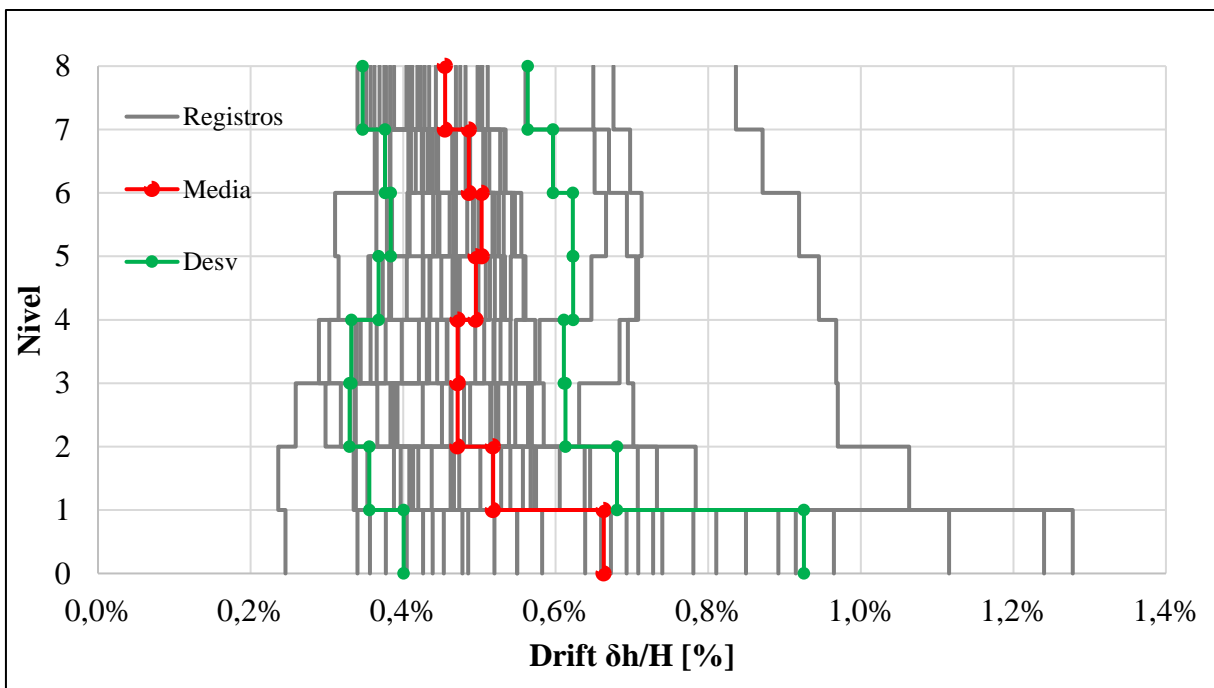


Figura A.5.17 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel DLE*

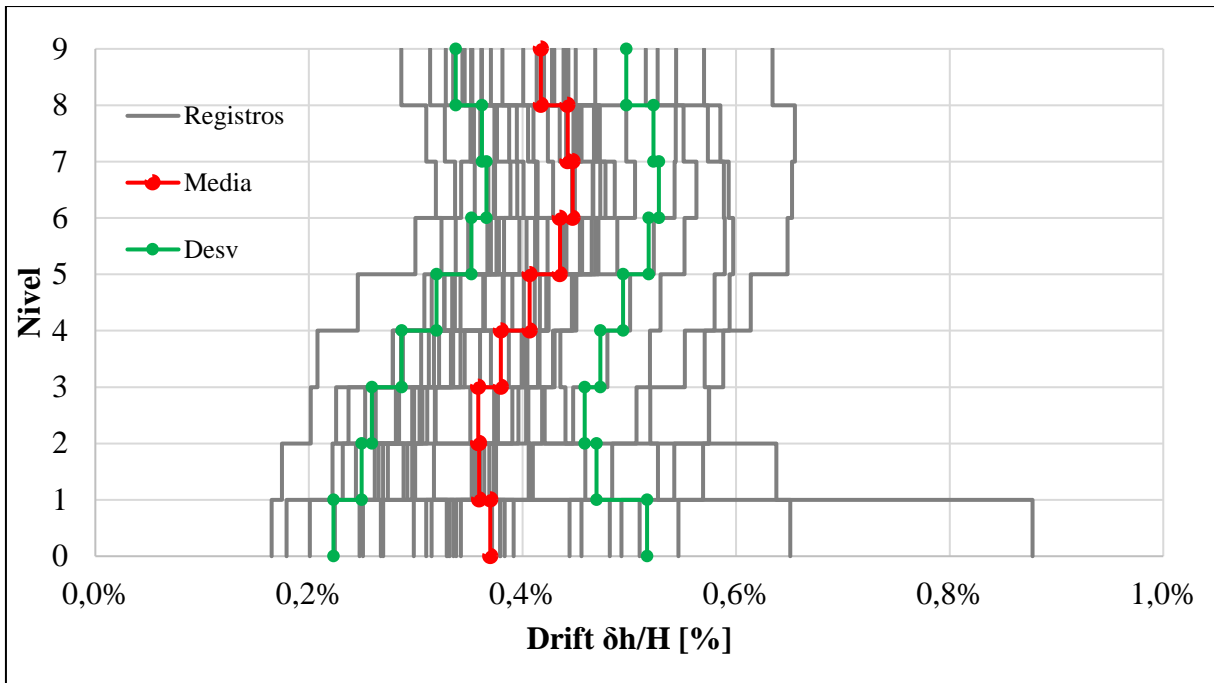


Figura A.5.18 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel DLE*

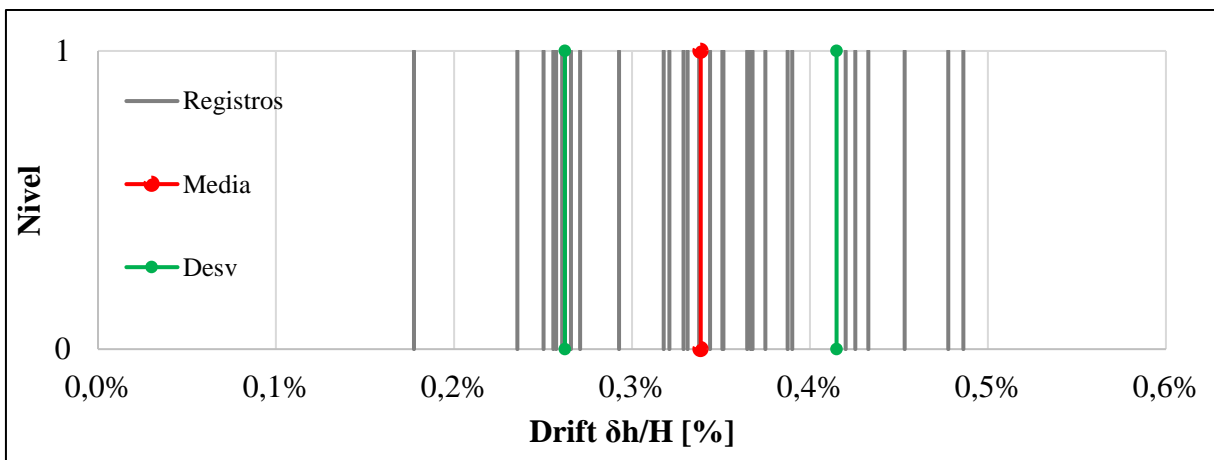


Figura A.5.19 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.10 segundos, nivel SMP*

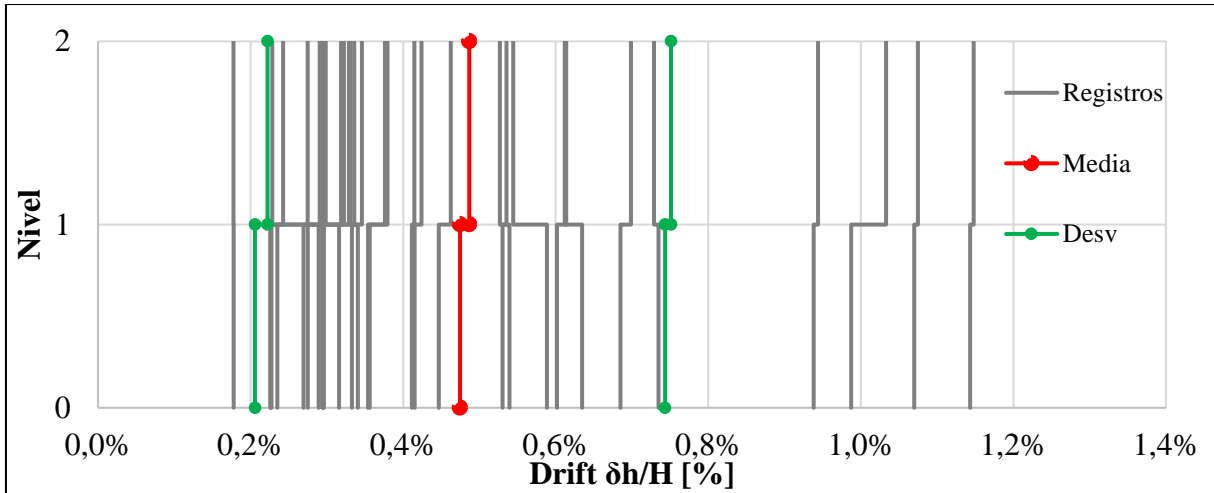


Figura A.5.20 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.15 segundos, nivel SMP*

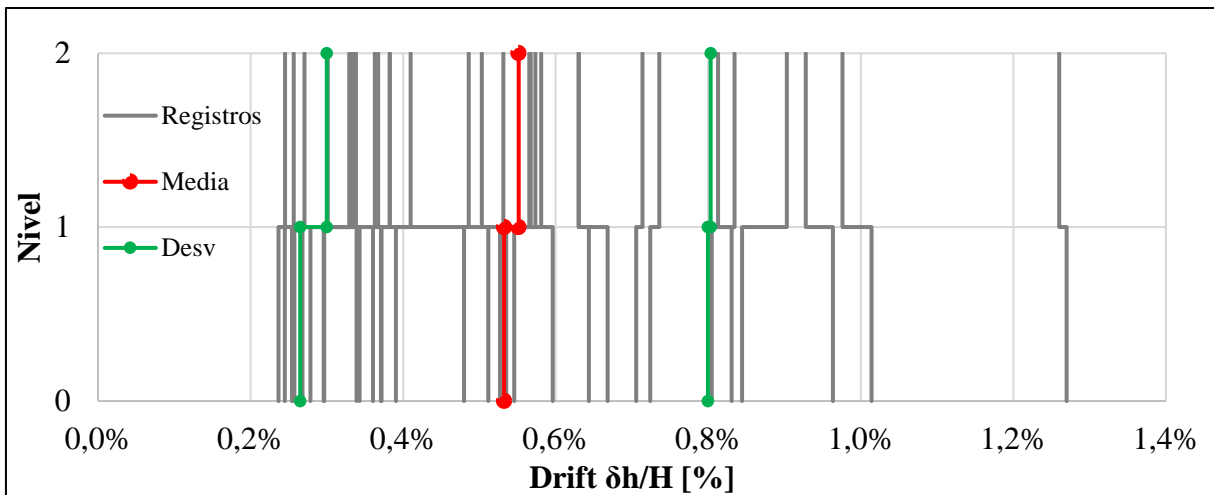


Figura A.5.21 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.20 segundos, nivel SMP*

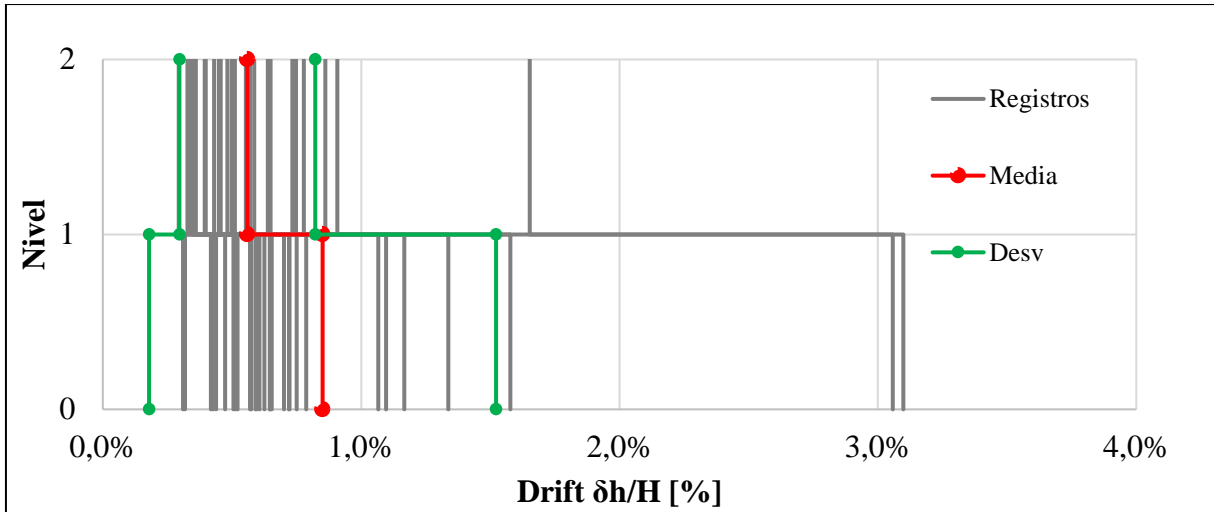


Figura A.5.22 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.25 segundos, nivel SMP*

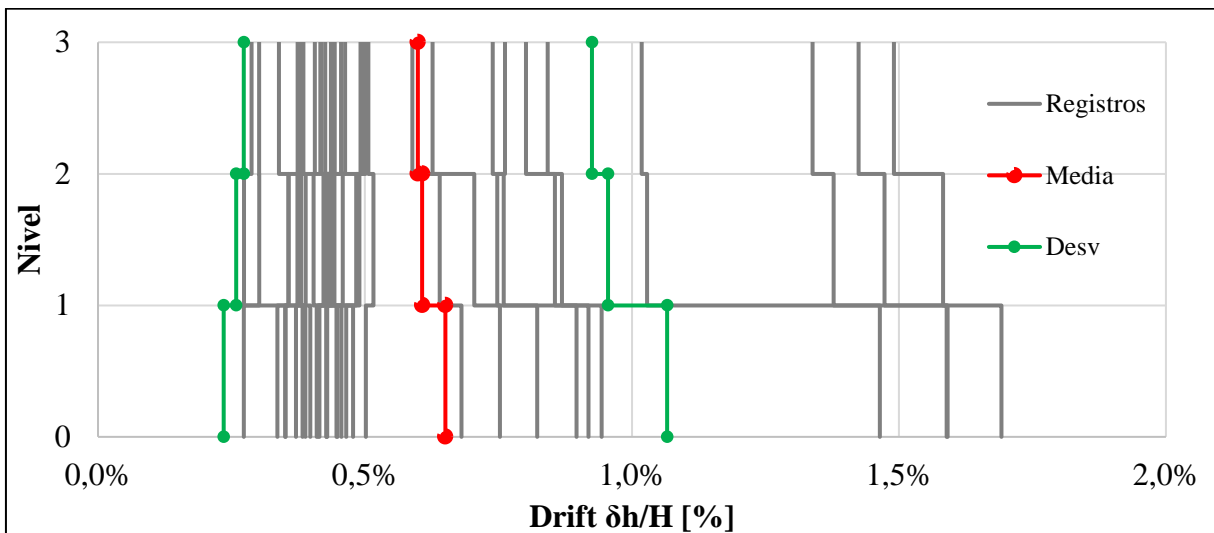


Figura A.5.23 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.30 segundos, nivel SMP*

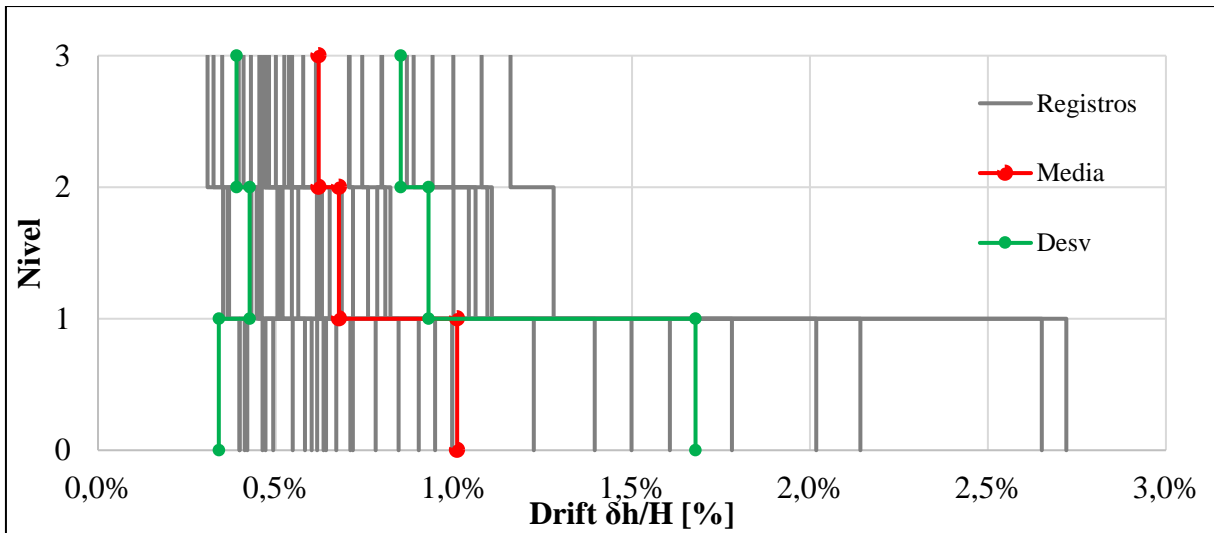


Figura A.5.24 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.35 segundos, nivel SMP*

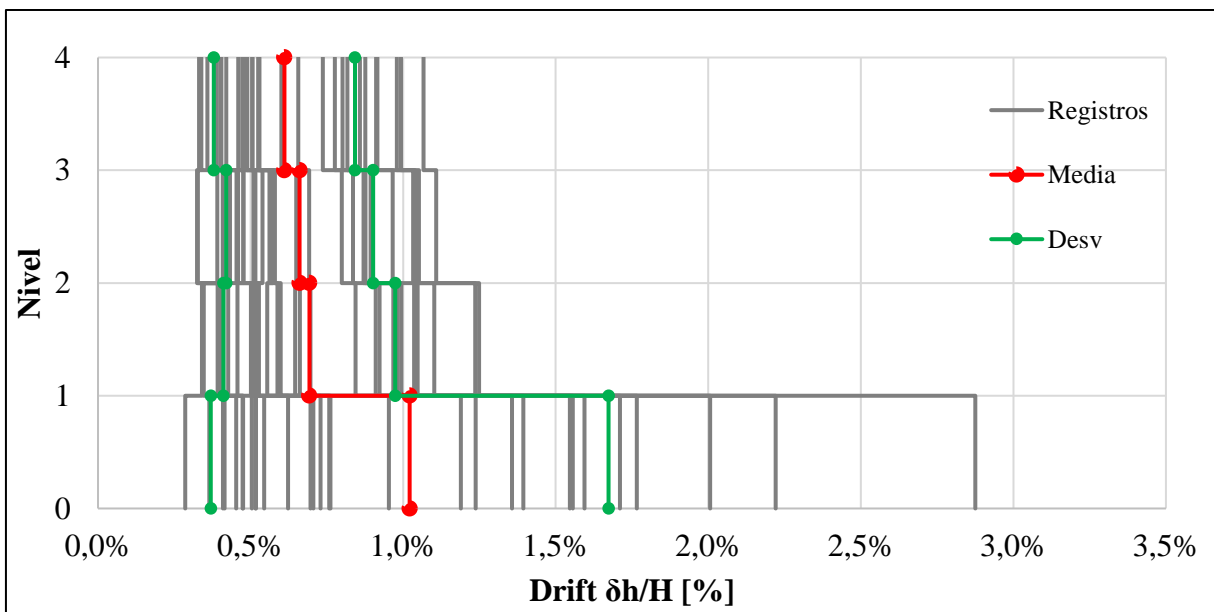


Figura A.5.25 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.40 segundos, nivel SMP*

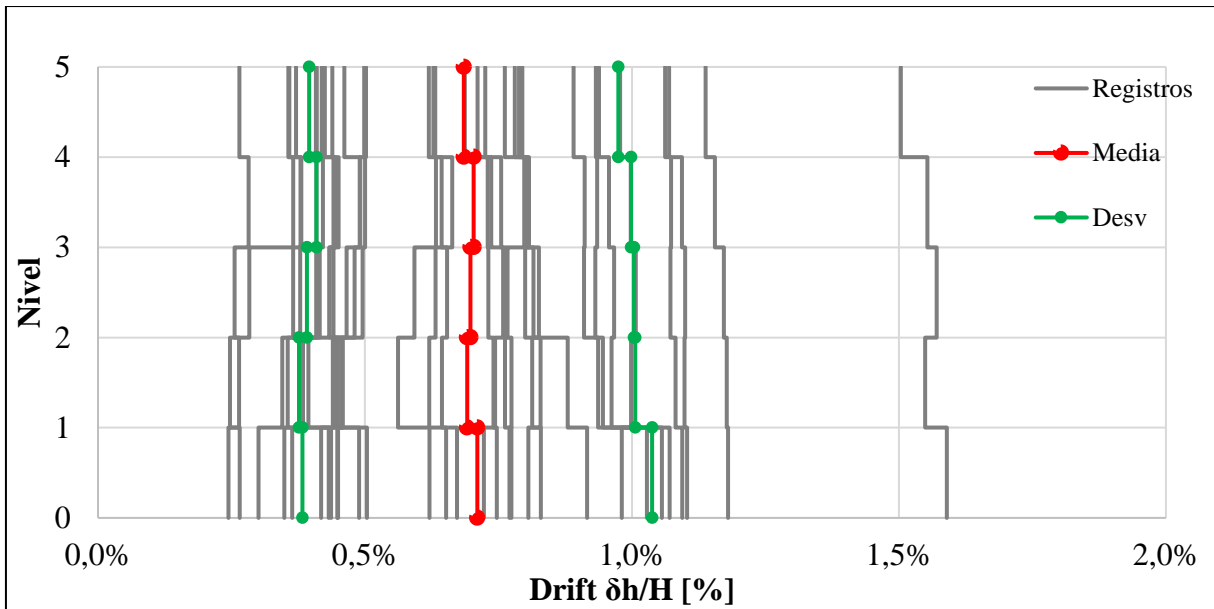


Figura A.5.26 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.45 segundos, nivel SMP*

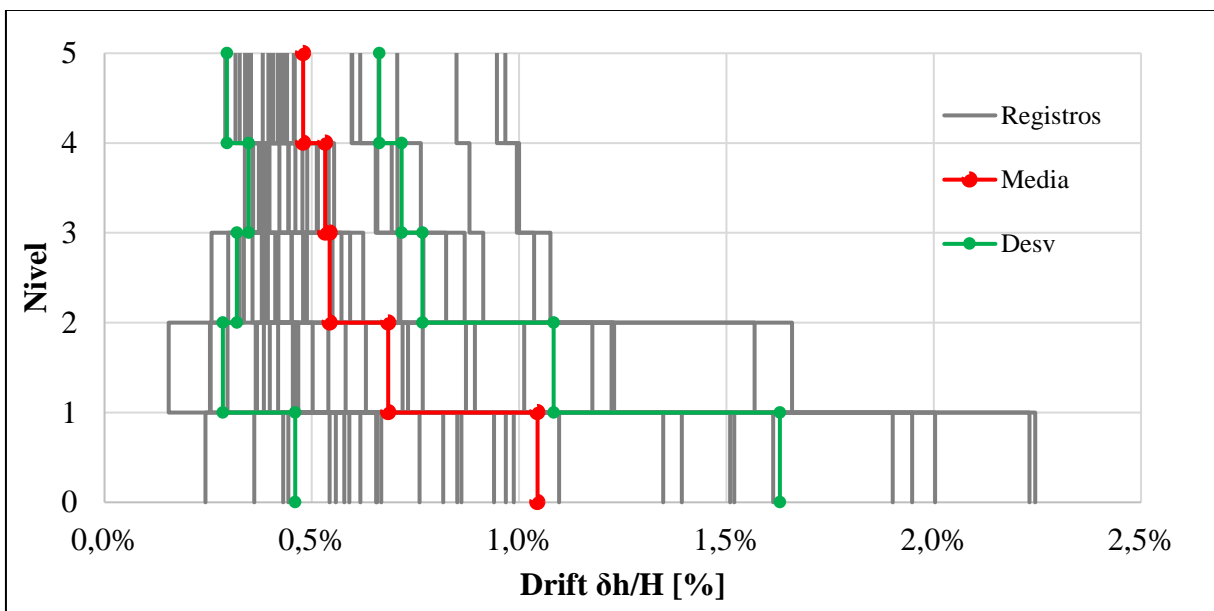


Figura A.5.27 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.50 segundos, nivel SMP*

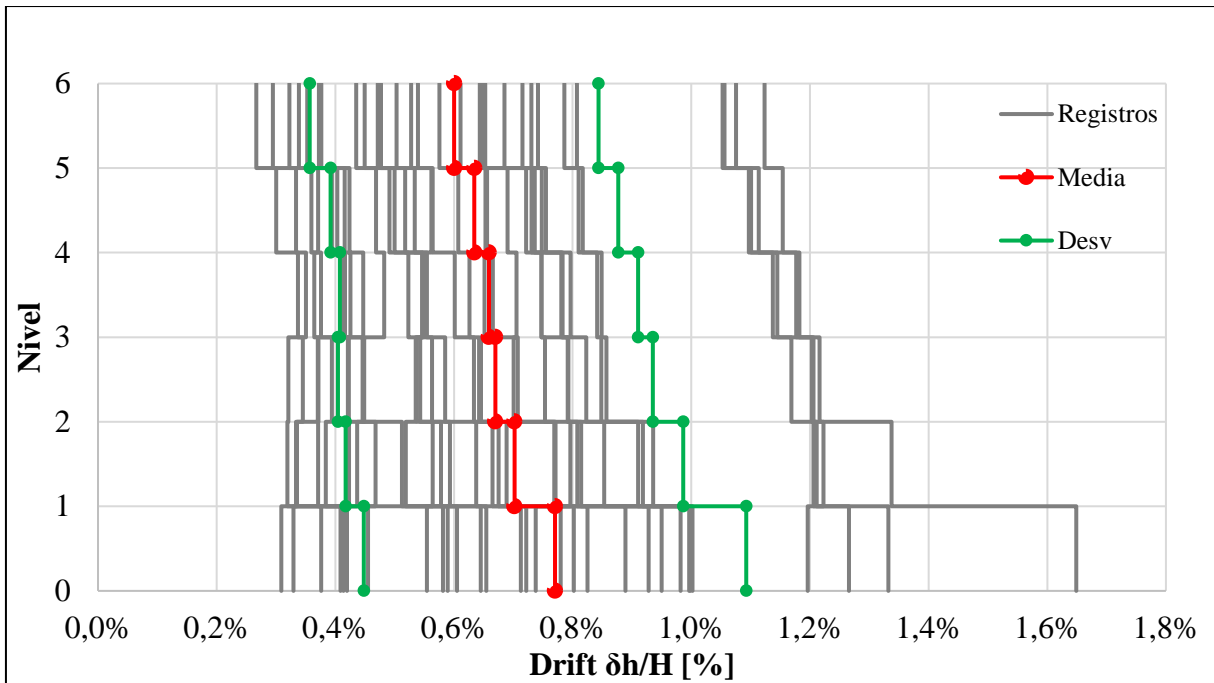


Figura A.5.28 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.55 segundos, nivel SMP*

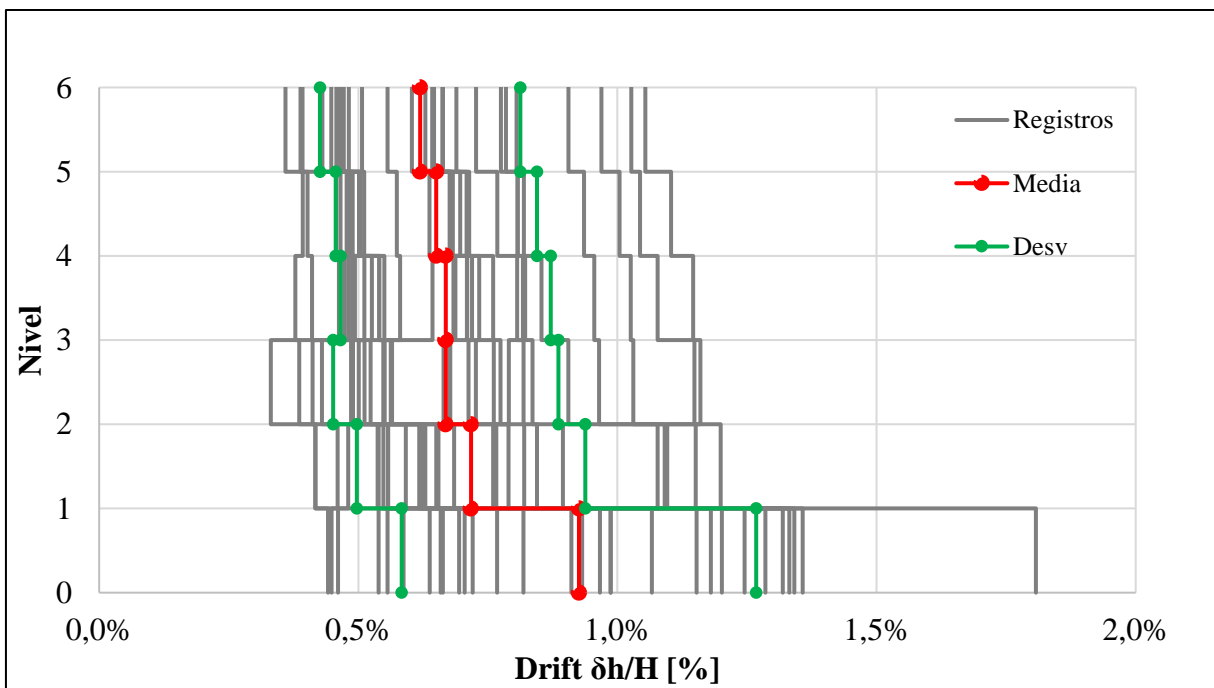


Figura A.5.29 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.60 segundos, nivel SMP*

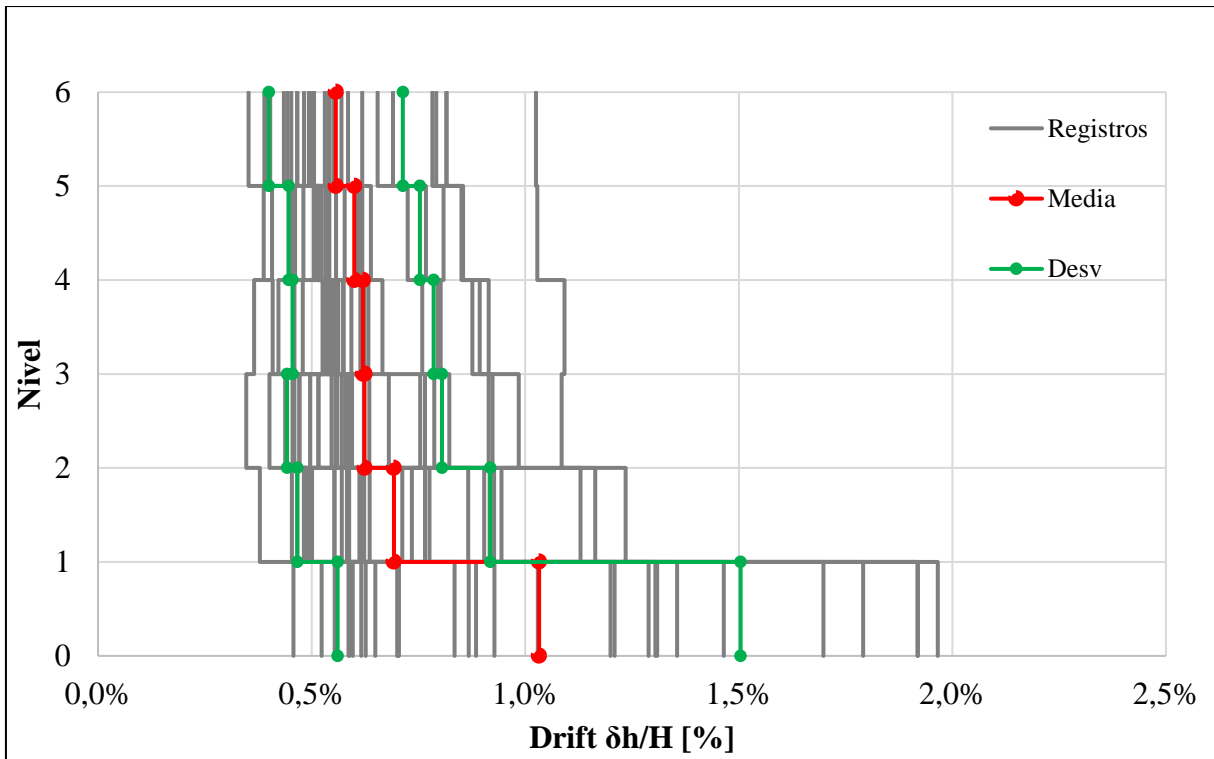


Figura A.5.30 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.65 segundos, nivel SMP*

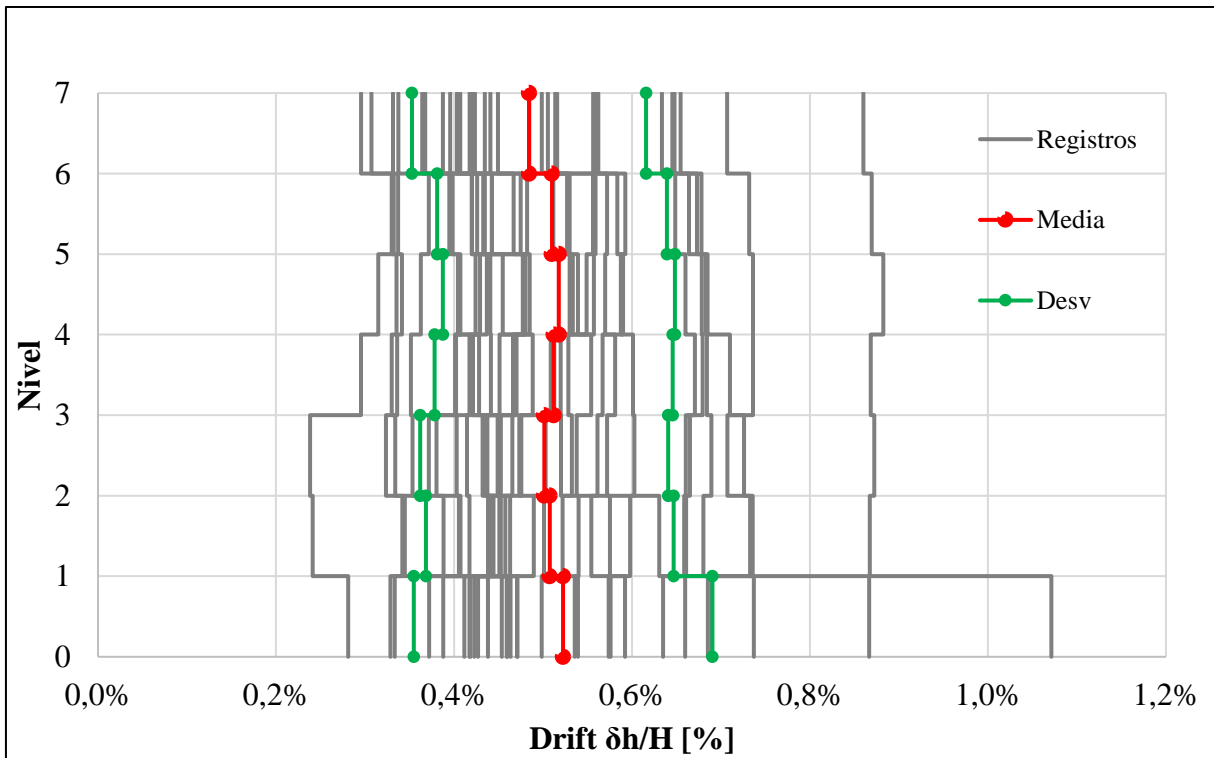


Figura A.5.31 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.70 segundos, nivel SMP*

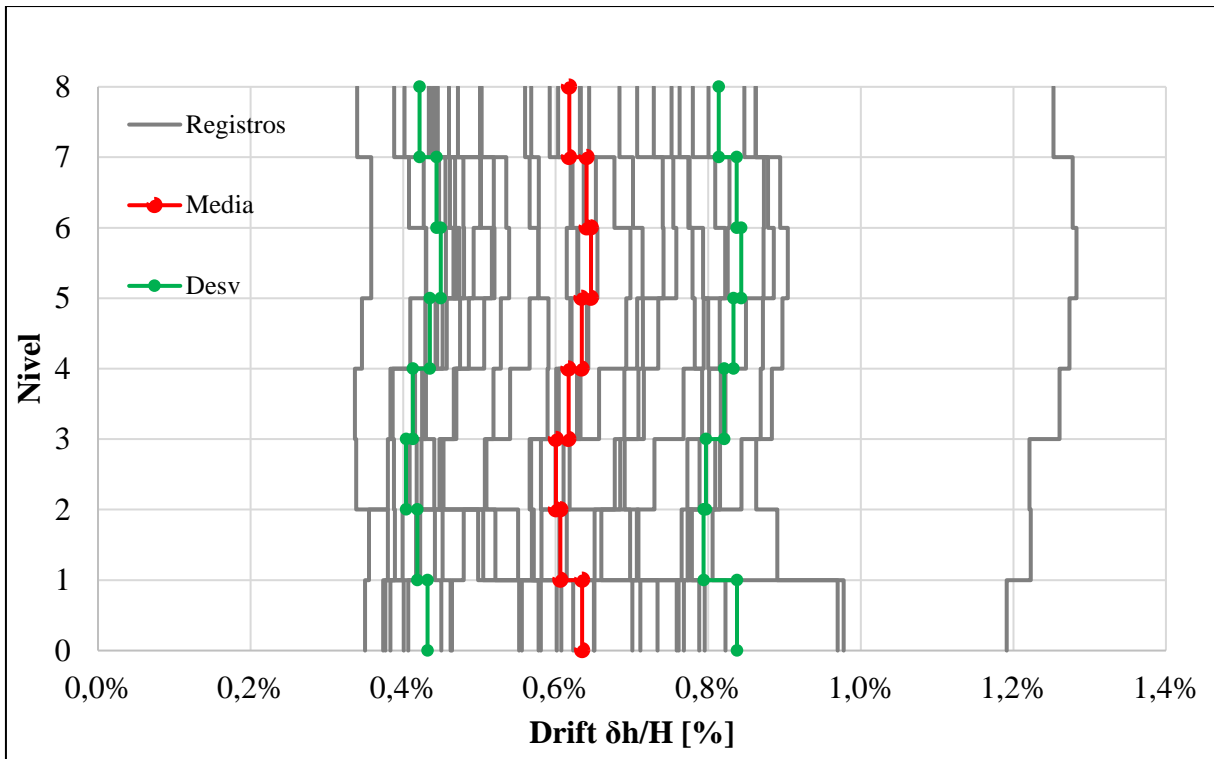


Figura A.5.32 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.75 segundos, nivel SMP*

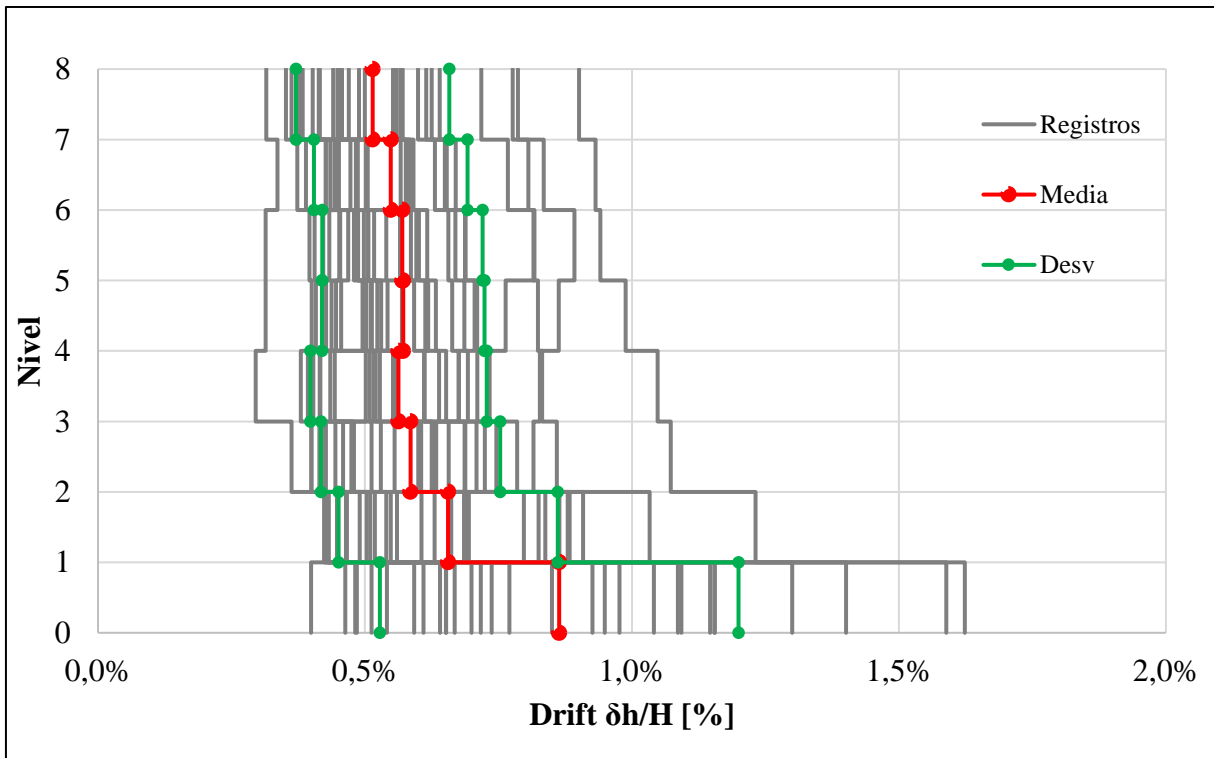


Figura A.5.33 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.80 segundos, nivel SMP*

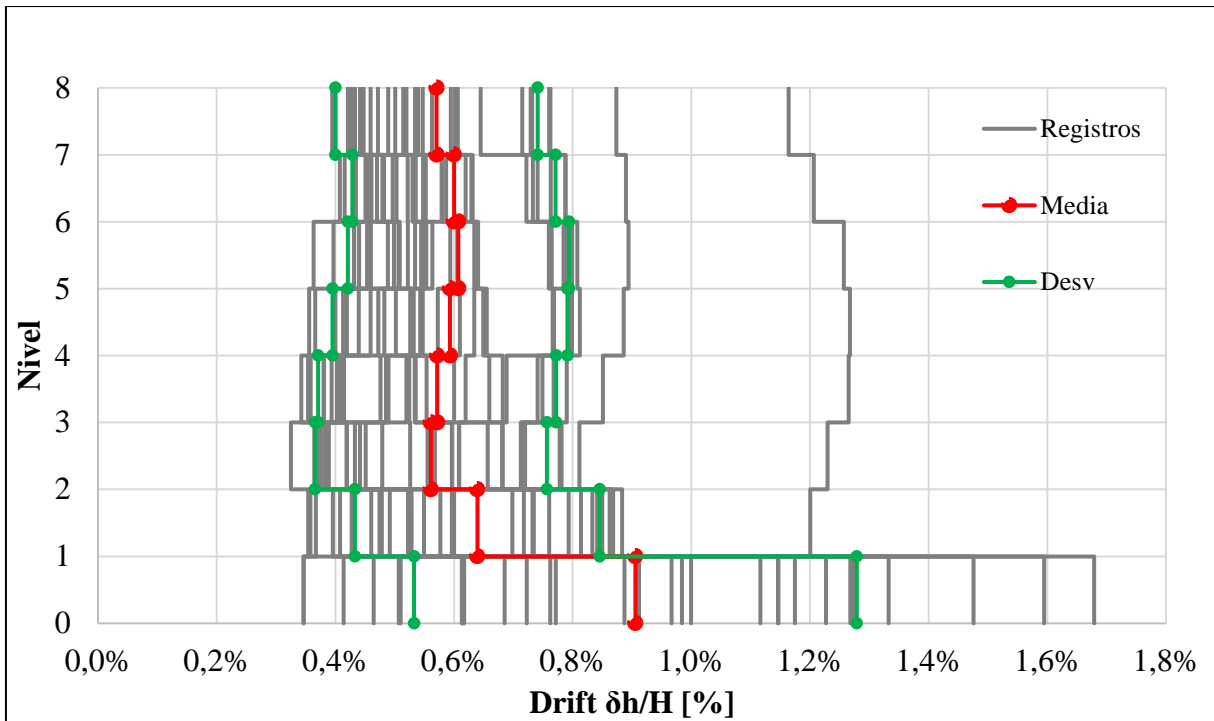


Figura A.5.34 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.85 segundos, nivel SMP*

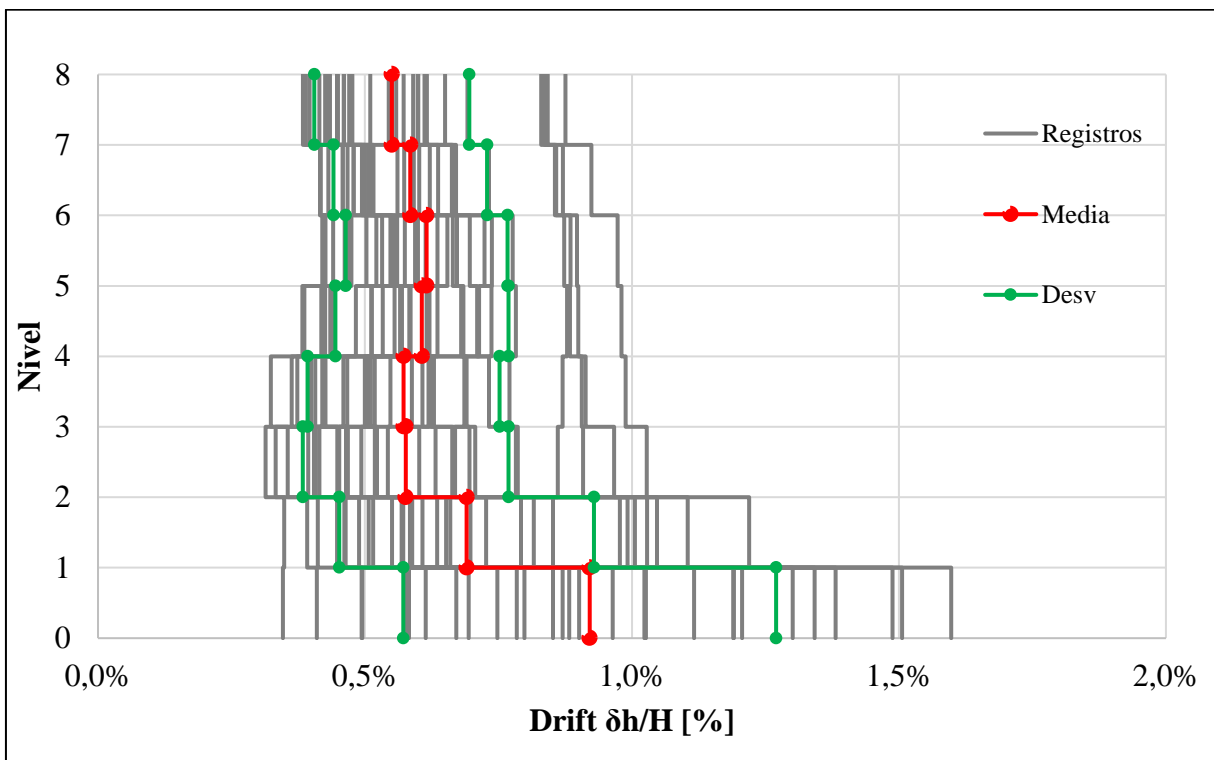


Figura A.5.35 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.90 segundos, nivel SMP*

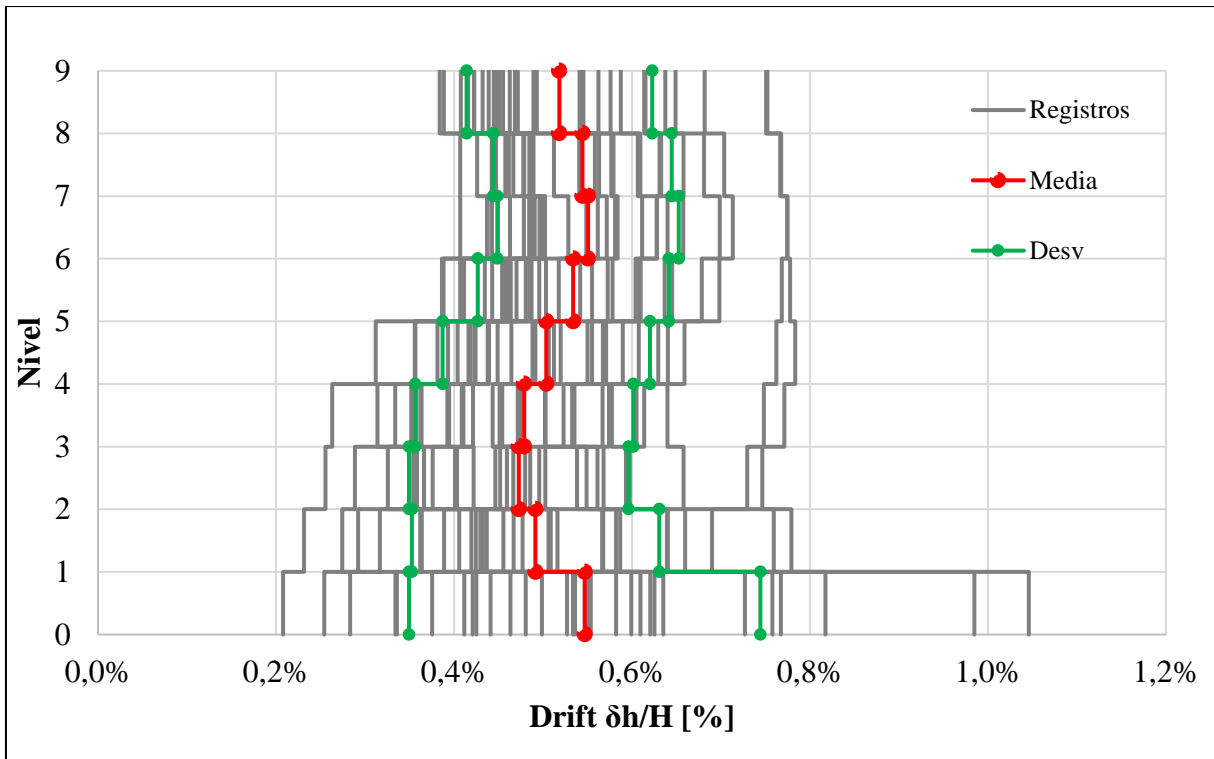


Figura A.5.36 *Drift de entre piso para estructura con periodo 0.95 segundos, nivel SMP*

DEFORMACIÓN DE ARRIOSTRAMIENTOS

A continuación, se presentan los resultados de deformación normalizada de los arriostramientos para cada modelo por nivel. En la Figura A.5.37 y Figura A.5.38 se presentan la deformación normalizada por fluencia y pandeo para el caso DLE, respectivamente. En cada modelo se observa una fila de puntos los cuales representan los 30 registros utilizados, una barra que calcula la desviación estándar y una línea horizontal que indica el promedio de los datos.

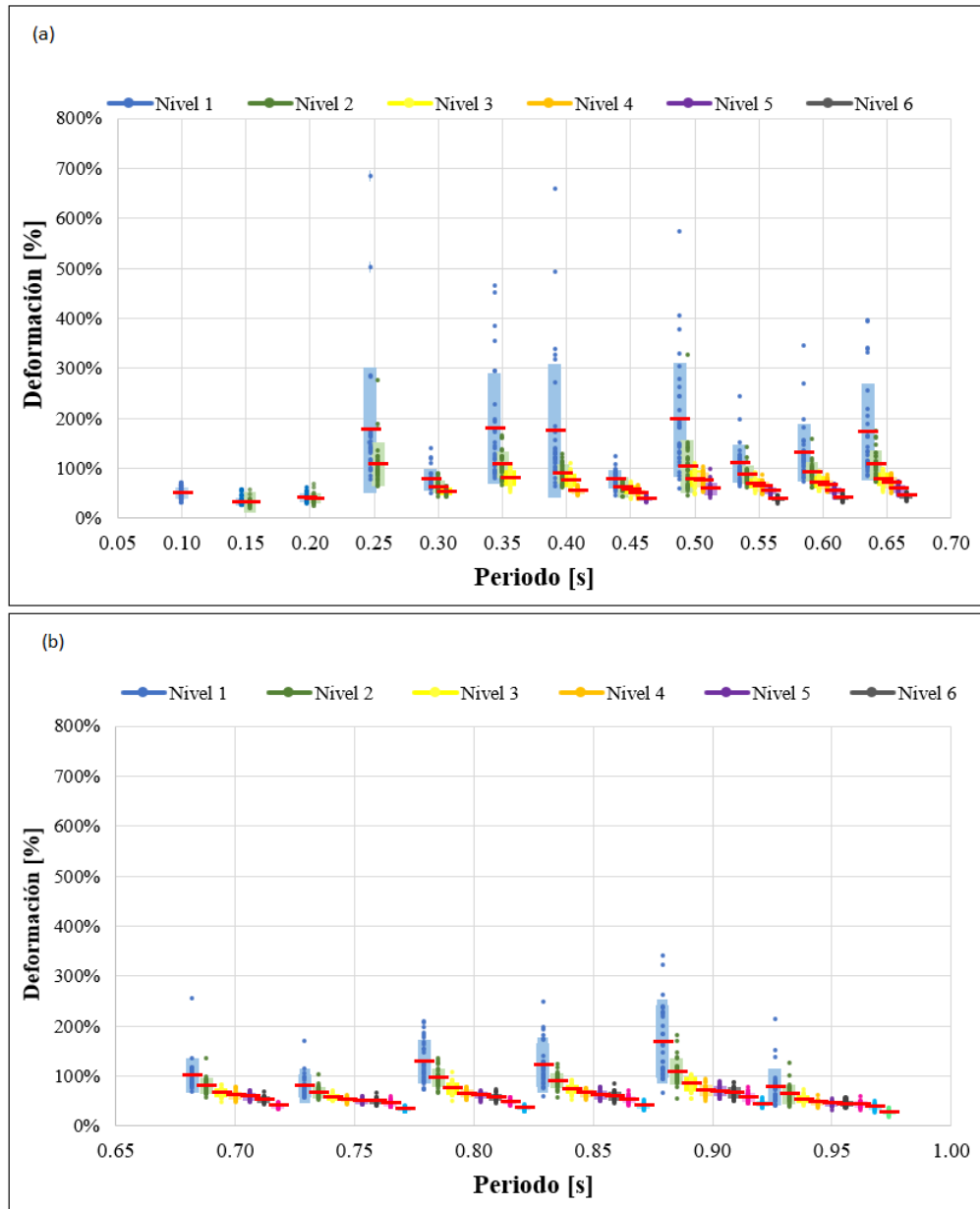


Figura A.5.37 Deformación arriostramiento normalizada por fluencia caso DLE (a) Período 0.10 a 0.65 segundos (b) Período 0.70 a 0.95 segundos

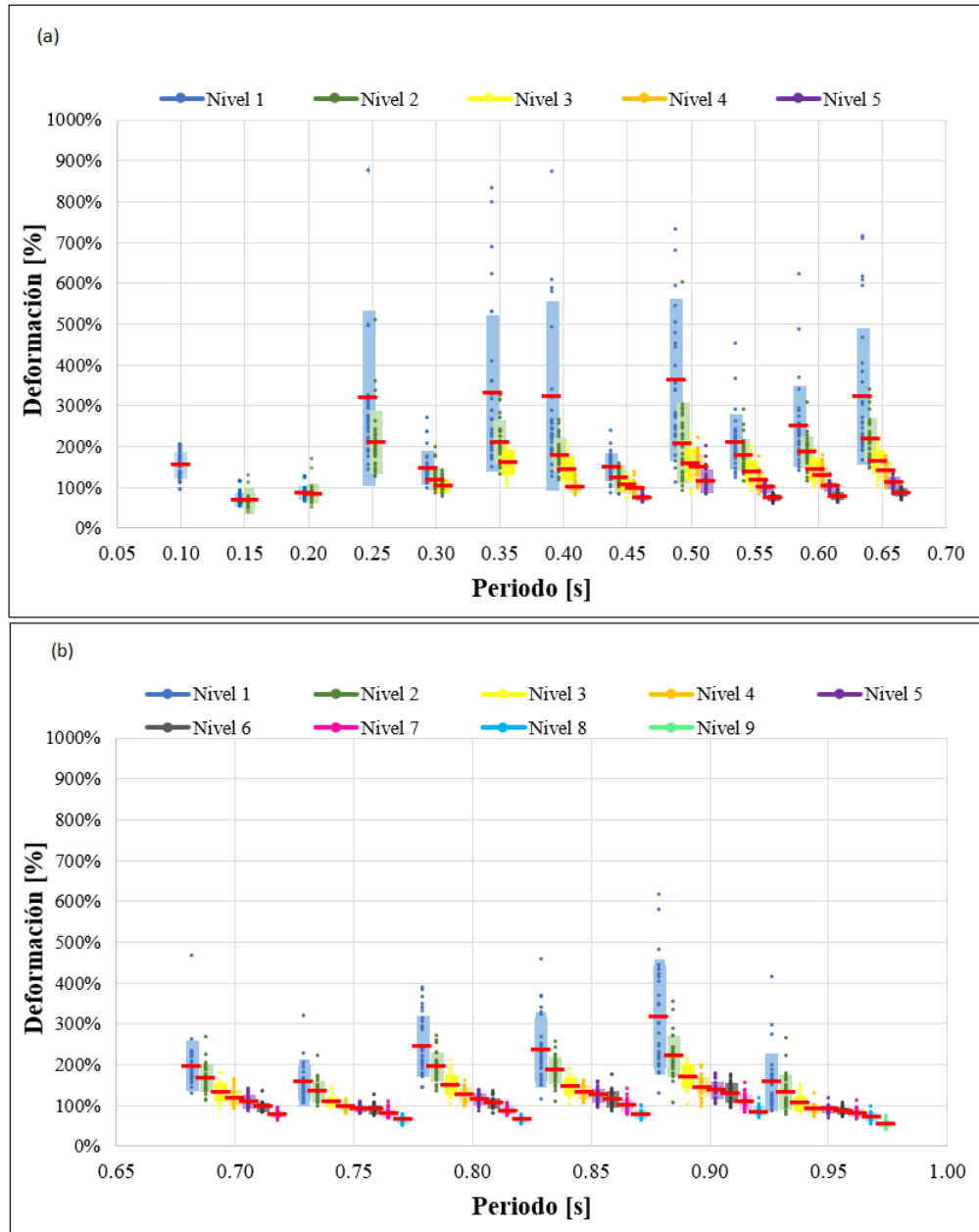


Figura A.5.38 Deformación arriostramiento normalizada por pandeo caso DLE (a) Período 0.10 a 0.65 segundos (b) Período 0.70 a 0.95 segundos

Como el daño en los arriostramientos puede provocar alteraciones en la continuidad de operación, la norma establece límites los cuales se basan en la tabla 9-8 “Parámetros de modelación y criterios de aceptación para los procedimientos no lineales de elementos estructurales de acero cargados axialmente” del ASCE 41-17. Estos límites se presentan en la tabla A.5.1.

Tabla A.5.1 Límites de deformación de arriostramientos.

Perfil	Modelo	Periodo [s]	Deformación de pandeo		Deformación de fluencia	
			DLE	SMP	DLE	SMP
L 8X11.9	1	0.10	$3.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$4.5\Delta_y$	$9\Delta_y$
L 10X17.8	2 y 3	0.15-0.20	$3.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$4.5\Delta_y$	$9\Delta_y$
[]75X4	4	0.20	$3\Delta_c$	$6\Delta_c$	$4\Delta_y$	$8\Delta_y$
[]75X5	5 al 17	0.30-0.90	$3\Delta_c$	$6\Delta_c$	$4\Delta_y$	$8\Delta_y$
[]75X6	18	0.95	$3\Delta_c$	$6\Delta_c$	$4\Delta_y$	$8\Delta_y$

UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA
RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Pedro Pablo Ibarra Yañez
Natalia Alexandra Carrasco Galindo
Título de la memoria : Diseño de pernos de anclaje basado en Desempeño sísmico aplicado a marcos de acero semiflexibles arriostrados en X emplazados en zona minera diseñados según la norma NCh2369 Of.2023
Fecha de la presentación oral : 30 de octubre de 2023
Profesor(es) Guía : Rodrigo Silva
Profesor(es) Revisor(es) : Peter Dechent
Profesor(es) Externo(s) : Miguel Medalla y Cristian Urzúa
Concepto :
Calificación :

Resumen

El diseño sísmico de las estructuras industriales basado en la norma NCh2369, vela por la continuidad operativa y minimización de la paralización, siendo la actualización del año 2023 analizada y verificada recientemente con las memorias previa a esta. Luego se indaga en el mejoramiento del diseño para obtener comportamientos favorables de la estructura.

La metodología de diseño de pernos de anclaje para tipologías MAC propone una forma de asegurar que la plastificación del anclaje preceda al pandeo de arriostramientos, con el propósito de proteger a la estructura y enfocar el mantenimiento en la zona de los pernos, que es más barato y fácil de realizar.

El objetivo es analizar los mecanismos de disipación sísmica mediante el comportamiento de los fusibles sísmicos, aplicando el método de diseño propuesto en un espacio arquetipo de estructuras de marcos arriostrados en X emplazadas en zona minera en base al anteproyecto. El análisis se efectúa con la no lineal en anclajes y arriostramientos para una amenaza sísmica DLE y SMP.

Los resultados indican un mejor comportamiento respecto al diseño tradicional, donde en ambos niveles de amenaza, los pernos trabajan como principal fusible sísmico, seguido de los arriostramientos con una alta incursión inelástica, por lo que se concluye que el método de diseño propuesto es beneficioso y próspero para su aplicación en la industria.