



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



**DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE BASADO EN DESEMPEÑO SÍSMICO APLICADO A
MARCOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICOS**

POR

**Sebastián Ignacio Alarcón Valencia
Cecilia Paz Ortiz Villalobos**

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

Profesor Guía
Rodrigo Silva Muñoz

Profesional Supervisor
Cristian Urzúa
Miguel Medalla

Marzo 2025
Concepción (Chile)

© 2025 Sebastián Ignacio Alarcón Valencia, Cecilia Paz Ortiz Villalobos

© 2025 Sebastián Ignacio Alarcón Valencia, Cecilia Paz Ortiz Villalobos
Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento.

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a mis padres, Roxana y Luis, quienes fueron mi mayor soporte y motivación a lo largo de este camino. Gracias por cada sacrificio, por inculcarme valores, por enseñarme el valor del esfuerzo y por su amor incondicional.

A mi lela, que siempre se preocupó de que, en cada regreso a Concepción, mi maleta no solo llevara comida, sino también todo su cariño y cuidado.

A mis hermanos, por su constante preocupación y apoyo, incluso en la distancia.

A Oso, mi fiel compañero, quien me acompañó en aquellas largas noches de estudio durante la pandemia, haciéndolas más llevaderas con su incondicional presencia.

A mis amigos, quienes hicieron más liviano el peso del estudio y le dieron alegría a este viaje.

Finalmente, a Cecilia Paz, por su compañía inquebrantable, por ser mi refugio en los momentos difíciles, mi cómplice en los momentos felices y por brindarme su confianza, alegría, cariño y amor en cada paso de este proceso.

(Sebastián Ignacio Alarcón Valencia)

Este trabajo está dedicado a mi familia, en especial a mis hermanas, Claudia, Carolina y Catalina, y a mis padres, Náyade y Pedro, quienes lo han dado todo por mi formación personal y académica y me brindaron todo su apoyo durante este largo proceso. También a mi Ganita, en el cielo, te extrañamos todos los días.

A mis amigas y amigos, con quienes compartí innumerables momentos de recreación, estudio y relajación, y que me acompañaron a lo largo de estos años. Gracias por permitirme una excelente experiencia universitaria.

Finalmente, a mi pololo, Sebastián Ignacio, mi compañero y confidente, por apoyarme, entenderme, darme fuerzas cuando más lo necesitaba y, sobre todo, por brindarme su amor incondicional en cada momento. Te amo.

(Cecilia Paz Ortiz Villalobos)

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos afectuosamente a compañeros que antecedieron en este trabajo, Benjamín Ruz y Claudio Sánchez, entre otros, quiénes gentilmente facilitaron sus modelos y brindaron la orientación inicial necesaria para comenzar este estudio.

Al profesor Cristian Urzúa, por su constante apoyo y orientación entregada durante todo el desarrollo de este trabajo, y al profesor Miguel Medalla, por brindar los registros sísmicos necesarios para efectuar los análisis.

A nuestro profesor patrocinante, profesor Rodrigo Silva, por la confianza depositada en nosotros, por los conocimientos brindados durante nuestra formación académica y por los consejos, apoyo, asesoramiento y tiempo otorgado en el desarrollo de esta memoria.

RESUMEN

En Chile, el diseño sísmico de estructuras industriales se basa en las disposiciones establecidas en la norma NCh2369. Dentro de este marco normativo, el diseño de elementos estructurales en los cuales se acepta plastificación, como arriostramientos y pernos de anclaje, se realiza considerando cargas sísmicas reducidas por el factor de modificación de la respuesta, R .

El comportamiento ideal de una estructura ante un evento sísmico es aquel en el cual la fluencia de los pernos de anclaje precede al pandeo de los arriostramientos, ya que esto favorece que los pernos asuman un rol predominante en la disipación de energía, disminuyendo la probabilidad de pandeo de los arriostramientos y el riesgo de formación de un piso blando. Sin embargo, la forma tradicional de diseño no garantiza esta secuencia de plastificación, comprometiendo la estabilidad de la estructura.

Ante esta problemática, se plantea una nueva metodología de diseño de pernos de anclaje, la cual garantiza la secuencia de plastificación deseada. Esta propuesta está desarrollada para edificios industriales estructurados en base a marcos arriostrados concéntricos (MAC) y tiene como principal objetivo mejorar su desempeño sísmico. Para evaluar su eficacia, se realizan análisis dinámicos no lineales del tipo tiempo-historia, considerando la no linealidad de los anclajes y arriostramientos. Los análisis se efectúan en primera instancia en un espacio arquetipo plano de 16 estructuras con períodos comprendidos entre los 0.15 s y 0.90 s. Posteriormente, se realizan en dos estructuras tridimensionales, correspondientes a edificios industriales reales emplazados en las zonas centro y norte de Chile.

El objetivo de los análisis es comparar el desempeño sísmico de las estructuras mediante la aplicación de ambas metodologías. Para los análisis se utilizan 15 registros sísmicos considerando dos niveles de amenaza sísmica, correspondientes al sismo de diseño (SDI) y sismo máximo posible (SMP). Los parámetros analizados incluyen: distribución de la energía disipada por pernos y arriostramientos; factor de reducción de la respuesta por ductilidad; elongación de pernos de anclaje; factor de utilización de columnas sísmicas; *drift* de entrepiso y deformación de arriostramientos verticales. Los resultados obtenidos evidencian que la aplicación de la metodología propuesta mejora significativamente el desempeño sísmico de las estructuras en comparación con el diseño tradicional. Los análisis realizados respaldan la aplicabilidad de la metodología propuesta como una alternativa eficiente para optimizar el desempeño sísmico de estructuras industriales de tipología MAC.

ABSTRACT

In Chile, the seismic design of industrial structures is based on the provisions established in the NCh2369 standard. Within this regulatory framework, the design of structural elements in which plasticization is allowed, such as bracing systems and anchor bolts, is carried out considering seismic loads reduced by the response modification factor, known as R .

The ideal behavior of a structure during a seismic event corresponds to a scenario in which the tensile yielding of the anchor bolts precedes the buckling of the bracing members. This mechanism ensures that the anchor bolts play a predominant role in energy dissipation, reducing their likelihood of buckling and thus mitigating the risk of soft-story formation. However, traditional design methods do not guarantee this plasticization sequence, compromising the stability of the structure.

To address this issue, a new design methodology for anchor bolts is proposed, which ensures the desired plasticization sequence. This methodology is specifically developed for industrial buildings structured with concentrically braced frames (CBFs) and aims to enhance their seismic performance. To evaluate its effectiveness, nonlinear time-history analyses are conducted, considering the nonlinearity of both anchor bolts and bracing members. Initially, the analyses are performed on a planar archetype space consisting of 16 structures with periods ranging from 0.15 s to 0.90 s. Subsequently, the analyses are extended to two three-dimensional structures, which correspond to real industrial buildings located in northern Chile.

The objective of the analyses is to compare the seismic performance of structures through the application of both methodologies. These are conducted using 15 seismic records, considering two levels of seismic hazard: the design-level earthquake (SDI) and the maximum considered earthquake (SMP). The analyzed parameters include the distribution of energy dissipation between anchor bolts and bracing members, the response reduction factor due to ductility, anchor bolt elongation, seismic column utilization factor, interstory drift, and deformation of vertical bracing members. The results demonstrate that the proposed methodology significantly improves the seismic performance of structures, compared to the traditional design approach. The conducted analyses support the applicability of the proposed methodology as an efficient alternative for optimizing the seismic performance of industrial structures of the CBF typology.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ÍNDICE DE TABLAS	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	v
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Plan de trabajo	3
1.4 Principales resultados	3
1.5 Organización de la memoria.....	4
CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES PARA EL DISEÑO TRADICIONAL DE PERNOS DE ANCLAJE Y LA METODOLOGÍA PROPUESTA.....	5
2.1 Introducción	5
2.2 Diseño tradicional de pernos de anclaje	5
2.3 Método de diseño propuesto para pernos de anclaje.....	7
2.4 Descripción del espacio arquetipo.....	11
2.5 Conclusiones	14
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS NO LINEAL	15
3.1 Introducción	15
3.2 Análisis no lineal dinámico (tiempo-historia).....	15
3.3 No linealidad en anclajes.....	18
3.4 No linealidad en arriostramientos	20
3.5 Amenaza sísmica para análisis de respuesta no lineal	23
3.6 Conclusiones	25

CAPÍTULO 4: DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL ESPACIO ARQUETIPO	26
4.1 Introducción	26
4.2 Diseño de pernos de anclaje	26
4.2.1 Diseño de pernos de anclaje utilizando la metodología tradicional	26
4.2.2 Diseño de pernos de anclaje utilizando la metodología propuesta.....	27
4.3 Evaluación del desempeño sísmico.....	30
4.3.1 Energía disipada	30
4.3.2 Factor de modificación de la respuesta por ductilidad.....	33
4.3.3 Elongación de pernos de anclaje	35
4.3.4 Factor de utilización de columnas sísmicas	37
4.3.5 Drift de entrepiso.....	39
4.3.6 Deformación de diagonales.....	41
4.4 Conclusiones	46
CAPÍTULO 5: EVALUACIÓN DE LA METODOLOGÍA EN ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES	48
5.1 Introducción	48
5.2 Descripción de estructuras tridimensionales	48
5.3 Diseño de estructuras tridimensionales	50
5.4 Modelación no-lineal en SAP2000 de estructuras tridimensionales.....	53
5.5 Diseño de pernos de anclaje	54
5.6 Evaluación del desempeño sísmico.....	58
5.6.1 Energía disipada	58
5.6.2 Factor de modificación de la respuesta por ductilidad.....	60
5.6.3 Elongación de pernos de anclaje	62
5.6.4 Factor de utilización de columnas sísmicas	64

5.6.5	<i>Drift</i> de entrepiso.....	66
5.6.6	Deformación de diagonales.....	70
5.7	Conclusiones	74
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS		76
REFERENCIAS		78
ANEXO 1.1 Contribución a objetivos de desarrollo sostenible		80
ANEXO 2.1 Determinación coeficiente de ajuste BETA		81
ANEXO 2.2 Modelos estructurales en <i>software</i> SAP2000.....		86
ANEXO 2.3 Factor de reducción de la respuesta R^*		87
ANEXO 3.1 Límites de aceptación de deformación de diagonales		91
ANEXO 3.2 Curvas monotónicas de pernos de anclaje del espacio arquetipo.....		92
ANEXO 3.3 Curvas monotónicas de arriostramientos del espacio arquetipo		95
ANEXO 5.1 Factores de utilización de estructuras tridimensionales		96
ANEXO 5.2 Curvas monotónicas de pernos de anclaje de estructuras tridimensionales		106
ANEXO 5.3 Curvas monotónicas de arriostramientos de estructuras tridimensionales.....		108

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Resumen diseño estructural espacio arquetipo.....	13
Tabla 4.1 Resumen diseño tradicional de pernos de anclaje	26
Tabla 4.2 Resumen diseño pernos de anclajes bajo metodología propuesta	28
Tabla 5.1 Parámetros sísmicos	50
Tabla 5.2 Diseño tradicional de pernos de anclaje en estructuras tridimensionales.....	55
Tabla 5.3 Diseño de pernos de anclaje según metodología propuesta en estructuras tridimensionales	57

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Esquema de base rotulada en eje fuerte y en eje débil, con silla de anclaje y llave de corte	7
Figura 2.2 Detalle de base rotulada en una estructura real.....	7
Figura 2.3 (Izq.) Planta típica y sobrecargas estáticas; (Der.) Elevación típica	11
Figura 2.4 Modelo estructural del espacio arquetipo considerando comportamiento lineal.....	14
Figura 3.1 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para diagonales	17
Figura 3.2 Esquema real pernos de anclaje (izq.) y esquema a utilizar en <i>software</i> (der.)	18
Figura 3.3 Curva envolvente fuerza – deformación para pernos de anclaje	19
Figura 3.4 Curva histerética para pernos de anclaje.....	20
Figura 3.5 Curva envolvente fuerza – deformación para arriostramientos verticales.....	21
Figura 3.6 Curva histerética para arriostramientos verticales	22
Figura 3.7 Modelo estructural considerando no linealidad de arriostramientos y anclajes	23
Figura 3.8 Registros seleccionados para nivel SDI, Zona 3, Suelo C.....	24
Figura 4.1 Energía disipada a nivel SDI - Diseño tradicional de pernos de anclaje	31
Figura 4.2 Energía disipada a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta	31
Figura 4.3 Energía disipada a nivel SMP – Diseño tradicional de pernos de anclaje	32
Figura 4.4 Energía disipada a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta	32
Figura 4.5 Factor de reducción por ductilidad a nivel SDI – Diseño tradicional de pernos de anclaje	33
Figura 4.6 Factor de reducción por ductilidad a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta	34
Figura 4.7 Factor de reducción por ductilidad a nivel SMP – Diseño tradicional de pernos de anclaje	34
Figura 4.8 Factor de reducción por ductilidad a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta	34
Figura 4.9 Elongación de pernos de anclaje a nivel SDI – Diseño tradicional de pernos de anclaje	35
Figura 4.10 Elongación de pernos de anclaje a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta	35
Figura 4.11 Elongación de pernos de anclaje a nivel SMP – Diseño tradicional de pernos de anclaje	36

Figura 4.12 Elongación de pernos de anclaje a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta	36
Figura 4.13 Factores de utilización de columnas a nivel SDI – Diseño tradicional de pernos de anclaje	37
Figura 4.14 Factores de utilización de columnas a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta	38
Figura 4.15 Factores de utilización de columnas a nivel SMP – Diseño tradicional de pernos de anclaje	38
Figura 4.16 Factores de utilización de columnas a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta	39
Figura 4.17 <i>Drifts</i> de entrepiso promedio a nivel SDI – Diseño tradicional de pernos de anclaje	40
Figura 4.18 <i>Drifts</i> de entrepiso promedio a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta	40
Figura 4.19 <i>Drifts</i> de entrepiso promedio a nivel SMP – Diseño tradicional de pernos de anclaje...	41
Figura 4.20 <i>Drifts</i> de entrepiso promedio a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta	41
Figura 4.21 Deformación diagonales traccionadas a nivel SDI – Diseño tradicional de pernos de anclaje.....	42
Figura 4.22 Deformación diagonales traccionadas a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta	43
Figura 4.23 Deformación diagonales traccionadas a nivel SMP – Diseño tradicional de pernos de anclaje.....	44
Figura 4.24 Deformación diagonales traccionadas a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta	44
Figura 4.25 Deformación diagonales comprimidas a nivel SDI – Diseño tradicional pernos de anclaje	45
Figura 4.26 Deformación diagonales comprimidas a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta	45
Figura 4.27 Deformación diagonales comprimidas a nivel SMP – Diseño tradicional pernos de anclaje	46
Figura 4.28 Deformación diagonales comprimidas a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta	46

Figura 5.1 Vista isométrica estructura N°1	49
Figura 5.2 Vista isométrica estructura N°2	49
Figura 5.3 Secciones y FU estructura N°1 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada	52
Figura 5.4 Secciones y FU estructura N°2 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada	52
Figura 5.5 Modelos no lineales de estructuras tridimensionales – (Izq.) Estructura N°1 (Der.) Estructura N°2	54
Figura 5.6 Configuración de anclajes en estructura N°1	56
Figura 5.7 Configuración de anclajes en estructura N°2	57
Figura 5.8 Energía disipada a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta .	59
Figura 5.9 Energía disipada a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta	60
Figura 5.10 Fac. de reducción por ductilidad a nivel SDI - Dir. X – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta	61
Figura 5.11 Fac. de reducción por ductilidad a nivel SDI - Dir. Y – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta	61
Figura 5.12 Fac. de reducción por ductilidad a nivel SMP - Dir. X – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. Propuesta	62
Figura 5.13 Fac. de reducción por ductilidad a nivel SMP - Dir. Y – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. Propuesta	62
Figura 5.14 Elongación de pernos de anclaje a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta	63
Figura 5.15 Elongación de pernos de anclaje a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta	63
Figura 5.16 Factores de utilización de columnas a nivel SDI – Diseño tradicional	64
Figura 5.17 Factores de utilización de columnas a nivel SDI – Metodología propuesta	65
Figura 5.18 Factores de utilización de columnas a nivel SMP – Diseño tradicional	65
Figura 5.19 Factores de utilización de columnas a nivel SMP – Metodología propuesta	66
Figura 5.20 <i>Drift</i> de entrepiso Est. N°1, Dir. X, SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta	67
Figura 5.21 <i>Drift</i> de entrepiso Est. N°1, Dir. Y, SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta	67

Figura 5.22 <i>Drift</i> de entrepiso Est N°1, Dir. X, SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta	67
Figura 5.23 <i>Drift</i> de entrepiso Est. N°1, Dir. Y, SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta	68
Figura 5.24 <i>Drift</i> de entrepiso Est. N°2, Dir. X, SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta	69
Figura 5.25 <i>Drift</i> de entrepiso Est. N°2, Dir. Y, SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta	69
Figura 5.26 <i>Drift</i> de entrepiso Est. N°2, Dir. X, SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta	69
Figura 5.27 <i>Drift</i> de entrepiso Est. N°2, Dir. Y, SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta	70
Figura 5.28 <i>Drift</i> de entrepiso estructura N°2 - Registro 11	70
Figura 5.29 Deformación diagonales traccionadas a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta	71
Figura 5.30 Deformación diagonales traccionadas a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta	72
Figura 5.31 Deformación diagonales comprimidas a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta	73
Figura 5.32 Deformación diagonales comprimidas a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta	73

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

En Chile, la norma NCh2369 (Instituto Nacional de Normalización [INN], 2023) regula el diseño sísmico de estructuras industriales. Esta norma, tanto en su versión oficial del año 2003 como en su versión vigente del 2023, tienen como filosofía de diseño el aseguramiento de la vida y la continuidad de operación de la industria, objetivos que se logran brindándole a las estructuras una alta sobrerresistencia y una moderada ductilidad, de tal forma que se obtenga una baja incursión inelástica, permitiendo que la disipación de energía se concentre sólo en algunos elementos estructurales. En dicha norma, el diseño de elementos estructurales en los cuales se acepta plastificación, como son los arriostramientos y pernos de anclaje en marcos arriostrados concéntricos (MAC), se basa en cargas sísmicas reducidas por un factor de modificación de la respuesta, “R”, el cual da cuenta tanto de la sobrerresistencia como de la ductilidad del sistema. Sin embargo, el uso de fuerzas sísmicas reducidas para el diseño de pernos de anclaje no puede garantizar que la plastificación de estos preceda al pandeo de los arriostramientos, perdiéndose el efecto beneficioso del anclaje dúctil.

Si la plastificación del perno de anclaje precede al pandeo del arriostramiento, el panel arriostrado se comporta similar a un cuerpo rígido, lo que reduce la demanda sobre las diagonales, disminuyendo la probabilidad de pandeo en compresión o fluencia en tracción, y limitando el *drift* de entrepiso dentro de los límites normativos. En contraste, si el anclaje no plastifica, puede generarse una condición de piso blando, en la que las diagonales del primer nivel, y posiblemente del segundo, pandearán debido a los esfuerzos de corte en la base, mientras que las de niveles superiores permanecen en el rango elástico. Esta condición aumenta significativamente la deformación inelástica del piso y hace que el perno de anclaje pierda su condición de fusible sísmico, sin capacidad de disipar energía.

De esta forma, el correcto desempeño de los pernos de anclaje depende de que la estructura se comporte similar a un cuerpo rígido. Para asegurar esta condición, se propone un método de diseño que garantice la fluencia del anclaje antes del pandeo del arriostramiento, preservando así la integridad de la superestructura. Esta metodología es aplicable en estructuras de tipología MAC en el contexto de análisis lineales normativos tradicionales. El ANEXO 1.1 muestra la contribución de la Memoria de Título a los Objetivos de Desarrollo Sostenible.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo de la presente memoria es evaluar una propuesta de metodología de diseño de pernos de anclaje, la cual busca mejorar el desempeño sísmico en estructuras de acero de tipologías MAC. La propuesta se define en base a un espacio arquetipo plano de estructuras con períodos que varían entre 0.15 y 0.90 segundos emplazadas en zona sísmica III, suelo tipo C, y un set de dos estructuras tridimensionales reales, emplazadas en zona sísmica III, suelo tipo B.

1.2.2 Objetivos específicos

- Calibrar el coeficiente de ajuste que corrige la carga gravitacional obtenida mediante análisis modal espectral con respecto a la obtenida mediante análisis tiempo-historia, denominado β , utilizado en la metodología de diseño propuesta en estructuras planas de acero arriostradas.
- Realizar análisis no lineales dinámicos tipo tiempo-historia en un espacio arquetipo plano, considerando dos niveles de amenaza sísmica, correspondientes a sismo de diseño (SDI) y sismo máximo posible (SMP), tanto para el espacio arquetipo original (con el diseño tradicional de pernos de anclaje) como para el espacio arquetipo modificado (con la metodología propuesta de diseño de pernos de anclaje).
- Comparar los resultados de desempeño sísmico obtenidos de la metodología tradicional con los obtenidos mediante metodología propuesta aplicado al espacio arquetipo plano.
- Evaluar el desempeño sísmico en dos estructuras industriales reales mediante análisis tiempo-historia no lineales para los dos niveles de amenaza SDI y SMP, considerando tanto el diseño tradicional de los pernos de anclaje, así como la metodología propuesta.

1.3 Plan de trabajo

El desarrollo de este trabajo se dividió en seis etapas:

- 1) Verificación de la modelación y el diseño lineal del espacio arquetipo plano en base a las disposiciones de la norma NCh2369:2023 (INN, 2023) mediante el uso del *software* SAP2000.
- 2) Calibración del coeficiente de ajuste β utilizado en el método de diseño propuesto de pernos.
- 3) Aplicación del método de diseño propuesto con el coeficiente de ajuste calibrado en el espacio arquetipo bidimensional, mediante la ejecución de análisis tiempo-historia no lineales para dos casos de demanda sísmica: SDI y SMP.
- 4) Validación del método propuesto en estructuras planas mediante la comparación de resultados de desempeño sísmico obtenidos de la aplicación de la metodología tradicional de diseño para pernos de anclaje con respecto a la metodología propuesta.
- 5) Aplicación del método de diseño en estructuras de acero tridimensionales de tipología MAC, mediante la ejecución de análisis tiempo-historia no lineales para dos casos de demanda sísmica: SDI y SMP.
- 6) Validación del método propuesto en estructuras tridimensionales mediante la comparación de resultados de desempeño sísmico obtenidos de la aplicación de la metodología tradicional de diseño para pernos de anclaje con respecto a la metodología propuesta.

1.4 Principales resultados

La metodología propuesta para el diseño de pernos de anclaje permite que estos actúen como el primer fusible sísmico de la estructura, logrando una reducción significativa en la energía disipada por los arriostramientos, protegiendo de esta manera la superestructura.

Se observó que la elongación de los pernos aumenta sin sobrepasar su límite de rotura correspondiente a un 20 % de su largo flexible. Este comportamiento respalda la mayor capacidad de disipación de energía que caracteriza a la metodología propuesta en comparación con el enfoque tradicional.

En cuanto al factor de reducción de respuesta por ductilidad, R_{μ} , se determinó que las estructuras de período corto desarrollan valores de R_{μ} inferiores a los alcanzados por estructuras con períodos más largos. Este resultado evidencia que el uso de un único factor de reducción para estructuras rígidas y flexibles no es apropiado, ya que impone una demanda de ductilidad desproporcionada.

Asimismo, se verificó que la implementación de la metodología propuesta favorece una distribución más homogénea del *drift* de entrepiso, lo que sugiere que la estructura tiende a comportarse como un cuerpo rígido, protegiendo así las columnas y elementos no estructurales. En concordancia con este comportamiento, se observó que las deformaciones de los arriostramientos, tanto en tracción como en compresión se reducen significativamente, estando ampliamente por debajo de los límites de deformación aceptados. Esta reducción en la demanda sobre los arriostramientos es consistente con la disminución observada en los factores de utilización de las columnas sísmicas.

La metodología propuesta mejora el desempeño sísmico, limitando el daño en las estructuras y concentrándolo principalmente en los anclajes, los cuales son fácilmente reemplazables.

1.5 Organización de la memoria

El documento se organiza en seis capítulos. En el Capítulo 1 se indica la motivación, los objetivos generales y específicos, el plan de trabajo y los principales resultados obtenidos. En el Capítulo 2 se presentan las disposiciones normativas relacionadas con el diseño sísmico de pernos de anclaje, se realiza una descripción del espacio arquetipo sobre el cual se trabajó y se explica la metodología de diseño propuesta para pernos de anclaje. En el Capítulo 3 se detallan los principales aspectos de los análisis no lineales realizados. En el Capítulo 4 se exponen los resultados obtenidos de la evaluación del desempeño sísmico del espacio arquetipo plano, tanto para el diseño tradicional de pernos como para el diseño con la metodología propuesta. En el Capítulo 5 se exponen los resultados del desempeño sísmico de las dos estructuras tridimensionales, considerando el diseño de los anclajes tanto con la metodología tradicional como con la metodología propuesta. Finalmente, en el Capítulo 6 se presentan las conclusiones del estudio, se realiza una discusión de los resultados obtenidos, se indican las principales observaciones del trabajo junto con sus limitaciones, y se sugieren futuros estudios a realizar dentro de la misma línea de investigación.

CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES PARA EL DISEÑO TRADICIONAL DE PERNOS DE ANCLAJE Y LA METODOLOGÍA PROPUESTA

2.1 Introducción

En el siguiente capítulo se realiza una revisión del diseño sísmico de anclajes en estructuras industriales, comparando las disposiciones establecidas en las normas NCh2369Of.2003 (INN, 2003) y NCh2369:2023 (INN, 2023) e identificando las desventajas asociadas a este método. Además, se describe la propuesta de metodología de diseño para pernos de anclaje en estructuras de tipología MAC y se describe el espacio arquetipo de estructuras con períodos que varían entre 0.15 s y 0.90 s, diseñado de acuerdo con las disposiciones de la norma NCh2369:2023.

2.2 Diseño tradicional de pernos de anclaje

Actualmente, el diseño de pernos de anclaje de estructuras e instalaciones industriales en Chile se rige por la norma NCh2369 (INN, 2023). Pese a que la versión vigente de esta norma corresponde a la del año 2023, su versión oficial continúa siendo, a la fecha, la del 2003, motivo por el cual las oficinas de cálculo pueden utilizar cualquiera de las dos versiones para el diseño estructural. De todas formas, en lo que respecta al diseño de los anclajes, ambos documentos son bastante similares entre sí.

Los lineamientos sobre el diseño de anclajes en estructuras y equipos se encuentran en el punto 8.6 de la norma 2003, y en el punto 8.5 de la norma 2023. A continuación, se realiza una comparación entre las disposiciones de ambas normas.

En los puntos 8.6.2 (2003) y 8.5.2 (2023) se indica que los pernos de anclaje dúctiles deben tener silla de anclaje y que el vástago debe ser visible para permitir su inspección y reparación. El hilo del perno bajo la tuerca debe tener suficiente longitud para reapretar las tuercas (75 mm como mínimo), y la longitud expuesta de los pernos no debe ser inferior a 250 mm ni a ocho veces su diámetro nominal, esto con el objetivo de permitir el reapriete o reparación rápida de los pernos luego de un evento sísmico severo. Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos anclajes diseñados para una tracción determinada utilizando las combinaciones de carga en las cuales el estado de carga sísmico horizontal

ha sido amplificado por 0.5R, pero menos que 1.5 veces (2003), o $0.7R1 \geq 1.0$ (2023). En la norma del 2023 se menciona que son aceptables también como pernos de anclaje dúctiles aquellos que, sin presentar silla, cuenten con un detallamiento que permita su reemplazo. Se indica, además, que en presencia de bases de columnas que se consideren como conexiones de momento, el análisis estructural debe incluir la rigidez rotacional secante de la base de la columna. Para asegurar una eventual fluencia de los pernos, estos deben estar sujetos por elementos que no plastifiquen antes que ellos, por lo que tanto el hormigón del pedestal como las placas de silla y atiesadores deben diseñarse para la capacidad de fluencia esperada de los pernos.

Por otro lado, según el punto 8.6.3 y 8.5.3 de las normas de los años 2003 y 2023, respectivamente, el sistema de anclaje de columnas debe considerar llaves de corte o topes sísmicos diseñados para transmitir el 100 % del esfuerzo de corte basal. La norma correspondiente al año 2003 indica que se exceptúan de esta exigencia los siguientes casos: apoyos sometidos a un esfuerzo de corte inferior a 50 kN (mediante el método de Diseño por Tensiones Admisibles o ASD según sus iniciales en inglés, *Allowable Stress Design*), bases de estanques y equipos provistos de nueve o más pernos, y estanques con razón de aspecto inferior a uno; mientras que la norma del año 2023 sólo indica dos casos que se exceptúan de esta exigencia: apoyos sometidos a un esfuerzo de corte inferior a 50 kN (método ASD), y sistemas de anclaje con nueve o más pernos que cuenten con holguras de contacto. En la Figura 2.1 se muestra un esquema de configuración de una base rotulada, la cual considera silla de anclaje y llave de corte; en la Figura 2.2 se muestra cómo se vería dicha configuración en la realidad.

Cabe destacar que, en ambas normas, los pernos son diseñados utilizando combinaciones de carga en las que la sollicitación sísmica se encuentra reducida, por ende, es esperable que queden expuestos a cargas mayores durante un evento sísmico severo. En ese sentido, el acero dúctil y las sillas de anclaje permiten la fluencia en tracción y un estiramiento considerable, sin provocar la rotura del anclaje.

Esta tradicional forma de diseñar los pernos tiene como objetivo que estos incurrieren en su rango inelástico, de manera que disipen energía sísmica y actúen como fusibles, para que puedan ser inspeccionados y reparados después de un evento sísmico. Sin embargo, la metodología tradicional ha sido cuestionada por algunos autores, quienes argumentan que no garantiza que la fluencia del anclaje se produzca antes que el pandeo de los arriostramientos (en estructuras de tipo MAC), lo cual implica la pérdida del efecto beneficioso del anclaje dúctil. En este sentido, estudios realizados por

Urzúa *et al.* (2023) proponen una nueva metodología de diseño, basada en la capacidad resistente lateral del sistema para dimensionar los pernos de anclaje y que será descrita en la Sección 2.3.

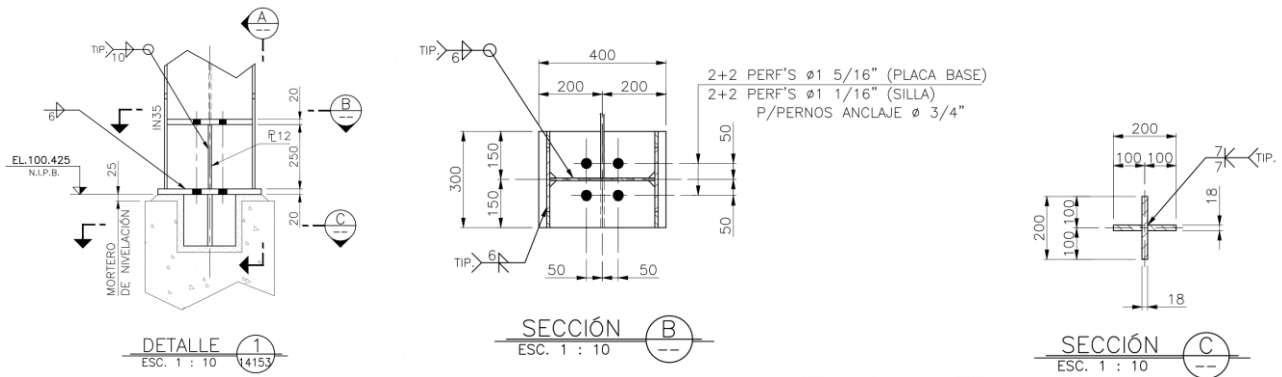


Figura 2.1 Esquema de base rotulada en eje fuerte y en eje débil, con silla de anclaje y llave de corte



Figura 2.2 Detalle de base rotulada en una estructura real

2.3 Método de diseño propuesto para pernos de anclaje

Se propone una metodología de diseño cuyo objetivo es imponer una determinada secuencia de plastificación, donde la fluencia de los pernos precede al pandeo de los arriostramientos, a modo de mejorar el desempeño sísmico estructural, la cual se basa en la capacidad resistente lateral del sistema para dimensionar los pernos de anclaje. Esta metodología corresponde a una modificación a la definida por Urzúa *et al.* (2023).

En primer lugar, se realiza un análisis modal espectral (AME) en el que la demanda sísmica viene dada por el espectro de referencia definido en el punto 5.4.2 de la norma NCh2369:2023 (INN, 2023), ya que, según el comentario C5.4.2 de dicha norma, este “tiene por objetivo representar un nivel razonable de la amenaza sísmica esperada en las distintas zonas sísmicas”. Posteriormente, se define una combinación de carga que agrupa la acción sísmica lateral del espectro de referencia con el peso sísmico, el cual corresponde al 100 % de la carga muerta más el 25 % de la carga viva, ya que esto es, en promedio, el valor de la carga gravitacional durante un sismo. Para esta combinación de carga, se obtiene la relación demanda/capacidad, conocida como factor de utilización (FU), para el arriostramiento más solicitado.

Así, la combinación de carga queda definida como:

$$D + 0.25L + Ex_{ref} \quad (2.1)$$

Donde

D : Carga muerta

L : Carga viva

Ex_ref : Carga sísmica lateral del espectro de referencia

Se define el coeficiente Ω_b como la relación entre la resistencia esperada y nominal a compresión del arriostramiento más solicitado. De esta manera, se tiene lo siguiente:

$$\text{Si } \frac{L_C}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \rightarrow \Omega_b = P_{ne}/(\phi P_n) = A_g F_{cre}/(\phi A_g F_{cr}) = (R_y/\phi) 0.658^{(F_{ye}-F_y)/F_e} \quad (2.2)$$

$$\text{Si } \frac{L_C}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \rightarrow \Omega_b = P_{ne}/(\phi P_n) = A_g F_{cr}/(\phi A_g F_{cr}) = (1/\phi) \quad (2.3)$$

Donde

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 resistencia
 A_g : Área bruta del arriostramiento

Una vez determinados FU y Ω_b , se define el coeficiente α según la Ecuación 2.4. Este factor es aplicado a la carga sísmica con el objetivo de generar una fuerza de compresión en el arriostramiento más solicitado igual a su capacidad esperada en compresión.

$$\alpha = \frac{\Omega_b}{FU} \quad (2.4)$$

Donde

FU : Factor de utilización de la diagonal más solicitada para la combinación $D + 0.25L + Ex_{ref}$

Es importante destacar que la magnitud de la acción sísmica no resulta significativa en los resultados, ya que el factor α se encarga de hacer las correcciones necesarias para que la compresión en la diagonal sea igual a su capacidad esperada.

Con esto, se define la siguiente combinación de carga:

$$D + 0.25L + \alpha Ex_{ref} \quad (2.5)$$

Mediante esta combinación se obtiene la menor tracción (T_u) entre las bases de las columnas asociadas al panel arriostrado que contiene la diagonal más solicitada. Esto tiene como objetivo fomentar que la plastificación de los pernos preceda al pandeo a capacidad esperada del panel arriostrado.

Se define $\beta = 1.24$ como un coeficiente de ajuste que corrige la carga gravitacional considerada en la Ecuación 2.5 respecto a la registrada al momento de producirse el pandeo de arriostramientos a capacidad esperada, obtenido de los análisis tiempo-historia lineales (ATHL). Este coeficiente se

calibró siguiendo el procedimiento descrito en el ANEXO 2.1 , del cual se determina que el método propuesto tiene un campo de aplicación limitado a estructuras con factores de participación modal del primer modo de vibración superiores a 85 %, lo cual, en el caso de este estudio, corresponde al décimo modelo del espacio arquetipo descrito en la Sección 2.4, cuyo periodo es de 0.6 s. Esto no reduce la aplicabilidad del método de manera significativa, ya que la mayoría de las estructuras industriales se encuentran dentro de este rango. Con esto, se define que el coeficiente de ajuste β a utilizar en la metodología propuesta corresponde a la media de los valores medios de β obtenidos para cada modelo del espacio arquetipo reducido de diez modelos, y se encarga de capturar el error debido a los estados de carga sísmico horizontal y vertical.

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:

$$\frac{T_u}{\beta} > R_{y,ab} F_{y,ab} A_{ab} \quad (2.6)$$

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

T_u : Tracción mínima en la columna para la Ecuación 2.5

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

$$A_{ab} < A_{ab,max} = \frac{T_u}{\beta R_{y,ab} F_{y,ab}} \quad (2.7)$$

Si la estructura MAC está dimensionada de manera ajustada a las fuerzas mínimas de diseño normativas ($I = 1$, $R = 5$), es posible que la aplicación de la metodología propuesta resulte en una sección de pernos de anclaje menor a la mínima obtenida 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, será necesario aumentar la resistencia de los arriostramientos verticales, de modo de reducir su FU y consecuentemente aumentar el coeficiente α y $A_{ab,max}$.

2.4 Descripción del espacio arquetipo

El espacio arquetipo para el cual se evalúa el comportamiento estructural corresponde a un grupo de 16 estructuras bidimensionales de acero configuradas en base a MAC, con arriostramientos en X en cada nivel. Estas estructuras representan edificios simétricos con arriostramientos en cada dirección, típicos de los sistemas estructurales utilizados en la industria minera. En el ANEXO 2.2 se presentan los modelos lineales de las 16 estructuras desarrollados en el *software* SAP2000.

Las estructuras presentan una planta y altura de entrepiso típicas, con cuatro vanos de 5 m o 6 m en cada dirección y altura de 3 m o 4 m. Cada eje considera uno o dos vanos arriostrados y hay tres ejes sísmicos en la dirección horizontal, correspondientes a los ejes extremos y el central. En la Figura 2.3 se ilustra un modelo genérico del espacio arquetipo.

Las cargas gravitacionales que se aplican en la estructura corresponden al peso de equipos, plataformas y la sobrecarga operacional. Estas se ajustan a un rango de valores usuales para el diseño industrial, de tal manera de obtener una distribución de periodos uniforme dentro de un rango que varía entre 0.15 s y 0.90 s en intervalos aproximados de 0.05 s.

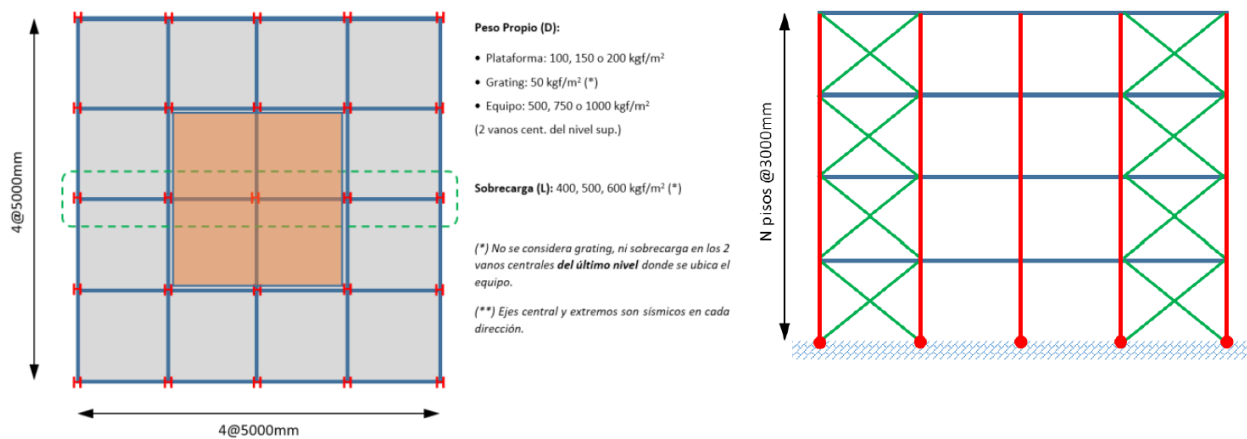


Figura 2.3 (Izq.) Planta típica y sobrecargas estáticas; (Der.) Elevación típica
Fuente: Urzúa et al (2023)

La demanda sísmica horizontal considerada para el diseño estructural se obtiene de un análisis modal espectral para zona sísmica III, suelo tipo C y factor de importancia $I = 1$, de acuerdo con lo establecido en la norma NCh2369:2023 (INN, 2023), considerando el espectro de diseño para la dirección horizontal utilizando un factor de reducción de la respuesta R variable (R^*) según el periodo fundamental de la estructura. Esto corresponde a una propuesta de modificación de la norma para su versión 2025 y disminuye el factor R únicamente en estructuras de periodo corto ($T < 0.28$ s para suelo tipo C y $R = 5$), lo cual tiene como propósito que la demanda de ductilidad para estructuras rígidas y flexibles sea uniforme. En el ANEXO 2.3 se describe la propuesta de modificación al factor R . Por otro lado, la acción sísmica vertical se representa mediante un análisis estático utilizando un coeficiente sísmico vertical aplicado al peso sísmico, como se define en el punto 5.7 de la norma.

En lo correspondiente al diseño, este se verificó utilizando las combinaciones de cargas definidas en el punto 4.5 de la norma para el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia o LRFD según sus iniciales en inglés (*Load and Resistance Factor Design*), con la salvedad que se modifican los factores de simultaneidad entre las diferentes direcciones de la acción sísmica, combinando la carga sísmica horizontal con un 30 % de la carga sísmica vertical, y viceversa, en lugar del 60 % definido en el punto 4.5.2. De esta manera, la regla de simultaneidad, considerando un análisis plano ($E_y = 0$), queda definida como:

$$E = \pm 1.0 E_x \pm 0.3 E_z \quad (2.8)$$

$$E = \pm 0.3 E_x \pm 1.0 E_z \quad (2.9)$$

Donde

E_x : Carga sísmica desacoplada en la dirección X

E_z : Carga sísmica desacoplada en la dirección Z

Dado que el espacio arquetipo busca representar los sistemas estructurales industriales obtenidos de la aplicación ajustada de la norma NCh2369:2023 (INN, 2023), la evaluación del desempeño sísmico estructural se entiende válida para un rango amplio de configuraciones estructurales. En la Tabla 2.1 se muestra un resumen del diseño de las 16 estructuras del espacio arquetipo y en la Figura 2.4 se ilustra un modelo estructural elástico del espacio arquetipo, correspondiente a una estructura cuyo periodo es de 0.45 s.

Tabla 2.1 Resumen diseño estructural espacio arquetipo

Estructura	1	2	3	4	5	6	7	8
Modelo	2B1L	1B1L	2B2L	2B3L	1B3L	1B3L	1B4L	1B4L
Nº de pisos	1	1	2	3	3	3	4	4
Nº de vanos arriostrados	2	1	2	2	1	1	1	1
Distancia entre columnas (m)	6	5	5	5	5	5	5	5
Altura entrepiso (m)	4	4	3	3	3	3	3	3
Peso sísmico marco plano [kN]	850.81	668.41	1363.76	1908.94	1384.10	1907.00	1746.09	2161.35
Peso sísmico total [kN]	2552.43	2005.24	4091.28	5726.81	4152.29	5720.99	5238.26	6484.04
T1 [s]	0.15	0.22	0.26	0.31	0.37	0.41	0.44	0.49
Factor Partic. Modal - Modo 1	0.99	0.99	0.93	0.88	0.89	0.89	0.86	0.87
T2 [s]	0.06	0.05	0.08	0.10	0.13	0.14	0.15	0.16
Factor Partic. Modal - Modo 2	0.27	0.01	0.07	0.10	0.09	0.09	0.11	0.11
COL SÍS 1	HN20x33.8	HN20x33.8	HN20x46.0	HN30x92.2	HN 30x106	HN40x135	HN40x147	HN40x172
Verif. LRFD	0.52	0.43	0.55	0.40	0.35	0.38	0.36	0.37
Verif. 0.7R	0.65	0.77	0.95	0.78	0.85	0.90	0.91	0.93
COL SÍS 2	-	-	-	-	-	HN 20x69.4	-	HN40x160
Verif. LRFD	-	-	-	-	-	0.32	-	0.11
Verif. 0.7R	-	-	-	-	-	0.55	-	0.45
COL EST	HN20x33.8	HN20x33.8	HN20x46.0	HN20x46.0	HN 20x54.8	HN20x46.0	HN20x46.0	HN20x46.0
Verif. LRFD	0.72	0.59	0.72	0.92	0.54	1.02	0.80	1.09
VIG1	IN 30x83.1	IN25x43.4	IN30x56.8	IN30x56.8	IN 30x50.7	IN 25x54.4	IN30x50.7	IN30x50.7
Verif. LRFD	0.84	1.01	0.80	0.93	0.72	0.84	0.72	0.72
Verif Desbalance	0.40	0.52	0.50	0.59	0.52	0.37	0.54	0.54
VIG2 eq	IN 35x137	IN 30x69	IN 35x93.1	IN 35x93.1	IN 30x83.1	IN35x137	IN30x75.4	IN35x123
Verif. LRFD	0.64	1.02	0.95	0.95	0.84	0.85	0.92	0.91
DIAG 1	HSS 75x12.27	HSS 75x10.48	HSS 75x8.59	HSS 75x12.27	HSS 75x12.27	HSS100X14.41	HSS100X14.41	HSS100X14.41
Verif. LRFD	0.66	0.85	0.85	0.82	1.06	0.95	0.88	0.97
Verif. 0.7R	1.75	2.67	2.56	2.51	3.50	3.17	2.92	3.24

Tabla 2.1 (cont.) Resumen diseño estructural espacio arquetipo

Estructura	9	10	11	12	13	14	15	16
Modelo	1B5L	1B5L	1B7L	2B8L	2B8L	2B9L	2B9L	2B9L
Nº de pisos	5	5	7	8	8	9	9	9
Nº de vanos arriostrados	1	1	1	2	2	2	2	2
Distancia entre columnas (m)	5	5	5	5	5	5	5	5
Altura entrepiso (m)	3	3	3	3	3	3	3	3
Peso sísmico marco plano [kN]	2316.78	2777.49	3504.13	4121.76	4934.54	4434.20	5535.29	5369.36
Peso sísmico total [kN]	6950.34	8332.48	10512.39	12365.27	14803.61	13302.59	16605.88	16108.09
T1 [s]	0.56	0.57	0.655	0.708	0.754	0.809	0.888	0.919
Factor Partic. Modal - Modo 1	0.84	0.85	0.81	0.78	0.79	0.77	0.78	0.77
T2 [s]	0.18	0.18						
Factor Partic. Modal - Modo 2	0.12	0.12						
COL SÍS 1	HN35X212	HN50X246	HN 45X214	HN 40X266	HN 40X301	HN 40X301	HN 45x341	HN 45X341
Verif. LRFD	0.35	0.35	0.39	0.36	0.36	0.33	0.35	0.34
Verif. 0.7R	0.90	0.91	0.90	0.84	0.84	0.77	0.80	0.78
COL SÍS 2	-	HN35X150	HN 40X160	HN 30X115	HN 30x115	HN 40X123	HN 40x160	HN 40X147
Verif. LRFD	-	0.09	0.29	0.38	0.44	0.42	0.39	0.29
Verif. 0.7R	-	0.27	0.61	0.81	0.91	0.91	0.83	0.60
COL EST	HN20X54.8	HN25X68.9	HN 25X106	HN 30X106	HN 30X106	HN 30X106	HN 40x123	HN 45X341
Verif. LRFD	0.92	0.87	0.82	0.81	0.96	0.83	0.89	0.32
VIG1	IN30X50.7	IN30X50.7	IN 30X56.8	IN 30X69	IN 30X69	IN 25X60.5	IN 30x56.8	IN 25X54.4
Verif. LRFD	0.72	0.72	0.88	0.66	0.79	0.76	0.97	1.00
Verif Desbalance	0.68	0.69	0.68	0.62	0.53	0.59	0.62	0.74
VIG2 eq	IN 30x102	IN35X137	IN 35X123	IN 35X106	IN 35X106	IN 35X123	IN 40x87.8	IN 40X109
Verif. LRFD	0.99	1.00	0.91	0.87	0.95	0.94	0.99	0.99
DIAG 1	HSS100X14.41	HSS100x16.98	HSS 75X12.27	HSS100X14.41	HSS 100X14.41	HSS 100x14.41	HSS 100X14.41	HSS100X14.41
Verif. LRFD	0.95	0.92	1.00	0.74	0.81	0.69	0.78	0.72
Verif. 0.7R	3.18	3.08	3.20	2.39	2.63	2.20	2.53	2.31

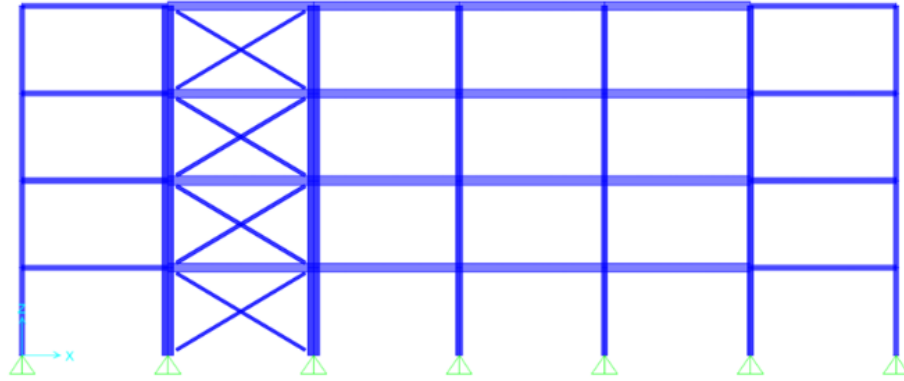


Figura 2.4 Modelo estructural del espacio arquétipo considerando comportamiento lineal

2.5 Conclusiones

En este capítulo se presentó una comparación entre las disposiciones de la norma NCh2369 en su versión 2003 y 2023 (INN, 2003; INN, 2023) relacionadas al diseño sísmico de anclajes. Se concluye que, en este aspecto, no hay cambios fundamentales entre ambos códigos, por lo que la metodología de diseño sigue siendo sustancialmente la misma que hace 20 años.

Adicionalmente, se presentó y describió una propuesta de metodología de diseño para pernos de anclaje en estructuras de tipología MAC, la cual busca fomentar que la plastificación de los pernos preceda al pandeo a capacidad esperada del panel arriostrado. Esta es aplicable mediante análisis normativos tradicionales, donde la demanda sísmica viene dada por el espectro de referencia definido en la norma NCh2369:2023 (INN, 2023). No obstante, la metodología tiene un campo de aplicación limitado a estructuras con factores de participación modal del primer modo mayores al 85 %, lo cual, en este caso, corresponde a los diez primeros modelos del espacio arquétipo, cuyos periodos están dentro del rango entre 0.15 s y 0.6 s.

Finalmente, se presentó la descripción del espacio arquétipo para el cual se evalúa el comportamiento estructural, diseñado de manera ajustada siguiendo las disposiciones de la norma NCh2369:2023 (INN, 2023), con ciertas modificaciones, con el objetivo de representar sistemas estructurales típicos de la industria minera.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS NO LINEAL

3.1 Introducción

En el siguiente capítulo se describen los fundamentos para la ejecución de los análisis dinámicos tiempo-historia no lineales, abordando el tipo de análisis no lineal que se empleará y los resultados que se obtendrán de estos, una descripción de la modelación no lineal de arriostramientos y anclajes, y la caracterización de la amenaza sísmica utilizada en los análisis.

3.2 Análisis no lineal dinámico (tiempo-historia)

El desempeño sísmico de las estructuras se evalúa mediante análisis dinámicos tiempo-historia no lineales del tipo *Fast Nonlinear Analysis* (FNA) ejecutados en el *software* SAP2000. Según el comentario C5.10.4.2 de la NCh2369:2023 (INN, 2023), “este método de análisis de respuesta en el tiempo es un procedimiento eficiente para analizar estructuras cuya respuesta se mantiene predominantemente en el rango lineal, en las que sólo en un número limitado de elementos ocurre comportamiento no lineal”.

Para efectuar los análisis, la no linealidad de la estructura se concentra en elementos tipo *link*, los cuales son utilizados para modelar los arriostramientos y anclajes de la estructura, considerando el comportamiento histerético de estos. Sus propiedades son descritas en las Secciones 3.3 y 3.4, respectivamente. De manera adicional, para efectuar un análisis basado en desempeño, se consideran las propiedades esperadas de los materiales y factores de minoración de resistencia $\phi = 1$ para todos los estados límites.

La resolución modal de la parte elástica se efectúa mediante vectores de Ritz, considerando los primeros 50 modos, cuyos vectores iniciales corresponden a la carga muerta “D”, carga viva “L”, los *links* que tienen masas concentradas en sus extremos, y las aceleraciones en dos direcciones ortogonales (vertical y horizontal), para luego resolver la parte no lineal de forma iterativa. El peso sísmico considerado para realizar el análisis modal es D+0.25L.

Previo al análisis sísmico, para evitar la aparición de impactos ficticios y no excitar el comportamiento dinámico, el peso sísmico se aplica de manera gradual con un gran amortiguamiento crítico (0.999), para ello, se define una función tiempo-historia del tipo *Ramp*, la cual aumenta linealmente desde cero hasta uno en un intervalo de tiempo largo comparado al primer modo de vibración de la estructura, para luego permanecer constante por un intervalo de tiempo igual al anterior.

De los análisis efectuados se obtendrán los siguientes resultados:

- Energía disipada por pernos, arriostramientos y amortiguamiento viscoso
- Factor de reducción de respuesta por ductilidad (R_μ)
- Elongación de pernos de anclajes
- Factor de utilización de las columnas sísmicas
- *Drift* de entreciso
- Deformación axial de los arriostramientos

El factor de modificación de la respuesta por ductilidad, R_μ , se define como la razón entre el corte basal obtenido de los análisis lineales y el corte basal obtenido de los análisis no lineales. Este parámetro representa la reducción del corte basal experimentado por comportamiento inelástico.

$$R_\mu = \frac{V_{\text{Lineal}}}{V_{\text{No lineal}}} \quad (3.1)$$

La deformación axial de los arriostramientos verticales se compara con los criterios de aceptación para estructuras indicados en la Sección 5.10.4.4 de la NCh2369:2023 (INN, 2023). En análisis con registros sísmicos consistentes con un espectro objetivo a nivel de diseño se deben generar deformaciones compatibles con los objetivos de continuidad de operación, mientras que, en análisis con registros sísmicos consistentes con un espectro objetivo a nivel máximo, se deben generar deformaciones compatibles con los objetivos de protección de vida. La norma permite una incursión moderada en el rango no lineal de las estructuras al considerar un espectro objetivo a nivel de diseño, de manera que no se exige que el sistema se comporte de manera totalmente elástica, es decir, no se exige que se cumpla el límite de ocupación inmediata (IO) definido en ASCE 41-17 (ASCE, 2017).

El objetivo de continuidad de operación (a nivel SDI) puede variar según sea el tipo de industria, sin embargo, para estructuras comunes (categoría II) por lo general se acepta daño controlado y reparable, límite que podría traducirse a utilizar un 50 % del límite para seguridad de la vida (LS) establecido en la Tabla 9.8 del ASCE 41-17 (ASCE, 2017). Por otra parte, para el objetivo de protección de vida (a nivel SMP) se considera directamente el límite LS establecido en el código. En la Figura 3.1 se aprecia que los límites establecidos están en función de la clasificación del elemento estructural y de si este trabaja en tracción o en compresión. En el ANEXO 3.1 se indican los límites para cada uno de los arriostramientos verticales del espacio arquetipo.

Dado que los modelos no consideran la fricción en los miembros estructurales ni en las conexiones, y tampoco se considera la interacción suelo-estructura, se define una razón de amortiguamiento crítico de la estructura igual a 0.03 (3 %), la cual es consistente con estructuras en suelo C según el punto 5.10.4.3 de la norma NCh2369:2023 (INN, 2023).

Table 9-8. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components—Axial Actions

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation	Residual Strength Ratio		Plastic Deformation		
		a	B	c	IO	LS
Braces in Compression (except EBF braces)^{a,b}						
a. Slender $\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^c	0.5Δ _c	10Δ _c	0.3	0.5Δ _c	8Δ _c	10Δ _c
2. 2L out-of-plane ^c , 2C out-of-plane ^c	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
4. Single angle	0.5Δ _c	12Δ _c	0.3	0.5Δ _c	9Δ _c	12Δ _c
b. Stocky ^d $\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^c	1Δ _c	8Δ _c	0.5	0.5Δ _c	7Δ _c	8Δ _c
2. 2L out-of-plane ^c , 2C out-of-plane ^c	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
Braces in Tension (except EBF braces)^{e-g}						
1. W	10Δ _T	13Δ _T	0.6	0.5Δ _T	10Δ _T	13Δ _T
2. 2L	9Δ _T	12Δ _T	0.6	0.5Δ _T	9Δ _T	12Δ _T
3. HSS	9Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	11Δ _T
4. Pipe	8Δ _T	9Δ _T	0.6	0.5Δ _T	7Δ _T	9Δ _T
5. Single angle	10Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	10Δ _T
Columns in tension (except EBF Columns)^e	5Δ _T	7Δ _T	1.0	0.5Δ _T	6Δ _T	7Δ _T
Buckling-Restrained Braces^{h-j}	13.3Δ _y	13.3Δ _y	1.0	3.0Δ _y	10Δ _y	13.3Δ _y

Figura 3.1 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para diagonales

Fuente: ASCE, 2017

3.3 No linealidad en anclajes

Los anclajes se modelan mediante dos elementos tipo *link*. El primero representa los pernos de anclaje, los cuales trabajan sólo en tracción, por medio de un *Link Multilinear Plastic* (MLP), mientras que el segundo representa el pedestal, que trabaja sólo en compresión, por medio de un *link* del tipo *gap*. Ambos elementos trabajan en paralelo y se modelan sin masa ni peso. Este modelo de pernos tiene la capacidad de capturar el comportamiento histerético por plastificación y de reproducir las deformaciones remanentes que se producen 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. El esquema del anclaje se puede apreciar en la Figura 3.2.

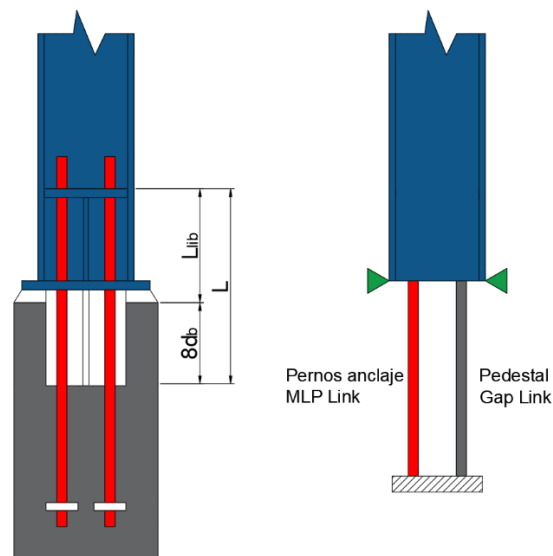


Figura 3.2 Esquema real pernos de anclaje (izq.) y esquema a utilizar en *software* (der.)

Fuente: Urzúa (2015)

El comportamiento de los pernos se representa mediante una curva envolvente fuerza – deformación, considerando como deformación de rotura en tracción la elongación especificada para acero ASTM A36, correspondiente al 20 % del largo efectivo del perno, el cual contempla desde el tope del pedestal hasta el tope de la silla más ocho veces el diámetro del perno embebido en el hormigón del pedestal. Además, la curva presenta una baja rigidez en compresión, de modo que transmitan la carga rápidamente al pedestal, el cual se modela con comportamiento elástico lineal.

En la Figura 3.3 se ilustra la curva monotónica típica de los pernos de anclaje y en el ANEXO 3.2 se presentan las curvas de los pernos correspondientes a las diez primeras estructuras del espacio arquetipo, diseñados mediante la metodología tradicional y la metodología propuesta. Para el caso de los análisis tiempo-historia lineales, a los pernos se les asigna una alta rigidez elástica, de forma tal que el comportamiento se asemeje a un apoyo fijo. Para este estudio, se considera una rigidez efectiva del perno para los análisis lineales de 9810000 kN/m.

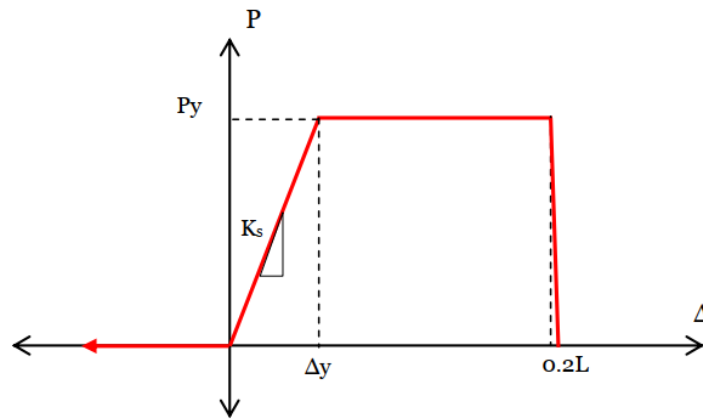


Figura 3.3 Curva envolvente fuerza – deformación para pernos de anclaje
Fuente: Urzúa (2015)

Donde

P_y : Fuerza esperada de fluencia en pernos de anclaje, $P_y = F_{ye} A_b$

K_s : Rigidez axial de los pernos, $K_s = E_s A_b / L$

L : Largo flexible de pernos de anclaje, igual a la distancia entre el tope del pedestal y tope de la placa de apoyo de la silla, más ocho veces su diámetro embebido en el hormigón.

E_s : Módulo de elasticidad del acero.

A_b : Área transversal de los pernos.

Δ_y : Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y / K_s$

Dado que los pernos de anclaje sólo están sujetos a tracción durante cada ciclo de carga, se ha escogido un modelo de histéresis cinemático del tipo *kinematic*, el cual viene incorporado en el programa de análisis estructural y que, como se aprecia en la Figura 3.4, no tiene degradación de rigidez ni resistencia.

Por último, como se mencionó previamente, el pedestal se modela como un *link* del tipo *gap*, el cual trabaja en función de la elongación axial de los pernos de anclaje. En el caso de los análisis no lineales, al pedestal se le asigna una alta rigidez axial, de manera que este no descienda y se comporte como un sólido rígido, así se toma en cuenta además el cabeceo de las columnas sobre el pedestal. Para este estudio, se considera una rigidez axial de 9810000 kN/m.

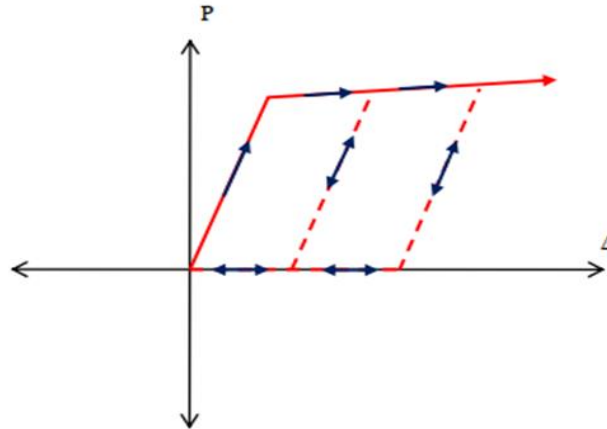


Figura 3.4 Curva histérica para pernos de anclaje
Fuente: Urzúa (2015)

3.4 No linealidad en arriostramientos

Al igual que los pernos de anclaje, los arriostramientos verticales se modelan mediante elementos no lineales tipo MLP. La respuesta de estos elementos se define mediante una curva envolvente fuerza-deformación y una ley de degradación histérica de la rigidez. En el ANEXO 3.3 se presentan las curvas envolventes y los límites correspondientes a cada uno de los arriostramientos verticales del espacio arquetipo reducido. A diferencia del modelo de los anclajes, a los *links* asociados a los arriostramientos sí se les asigna una masa y un peso, la cual debe ser determinada considerando el largo entre puntos de trabajo de la diagonal, de manera de alterar lo menos posible el período de la estructura en comparación con los modelos lineales.

El tramo en tracción de la envolvente se define según ASCE 41-17 (ASCE, 2017), donde, después de la plastificación, la curva muestra una degradación de la resistencia seguida de una fractura. Los parámetros para modelar el tramo en tracción son los especificados en la Figura 3.1. Por otra parte, en

compresión se asume que la rigidez permanece lineal hasta alcanzar la capacidad esperada de pandeo estimada según el Capítulo E de la norma NCh427/1Of.2016 (INN, 2016). La transición desde la carga de pandeo a la carga residual post pandeo se modela como un decaimiento exponencial, cuya tasa fue calibrada por Urzúa (2015) basado en los ensayos realizados por Black *et al.* (1986) a una serie de arriostramientos de distintas esbelteces, compacidades y secciones.

El largo considerado de los arriostramientos para definir la curva monotónica es el comprendido entre las líneas de plastificación. Para arriostramientos tipo cajón, este largo se mide entre las líneas de pernos más alejadas de cada una de las conexiones extremas del miembro. En el caso de diagonales dispuestas en X, se considera el largo entre el inicio del arriostramiento y el punto de cruce. En la Figura 3.5 se presenta un esquema de la curva envolvente típica para arriostramientos.

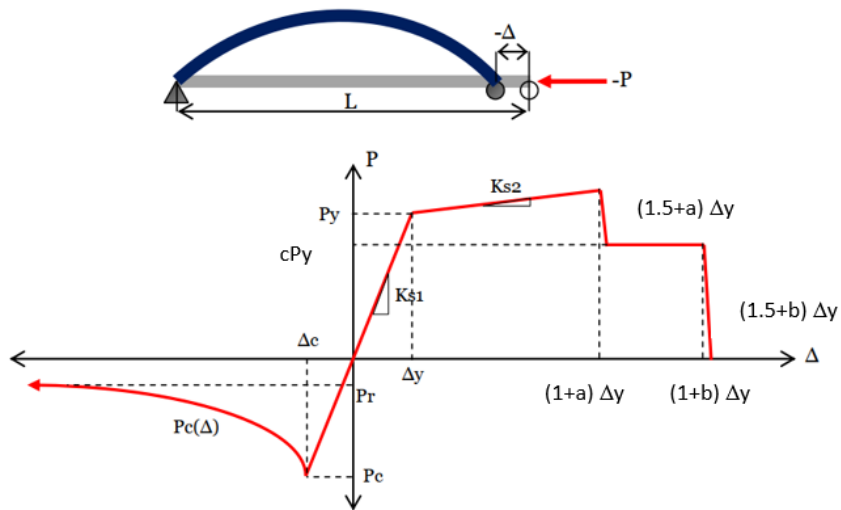


Figura 3.5 Curva envolvente fuerza – deformación para arriostramientos verticales
Fuente: Urzúa (2015)

Donde

$P_c(\Delta)$: Fuerza *post* pandeo, donde n se obtiene de la calibración de los modelos no lineales, $n = 0.75$ para secciones HSS.

$$P_c(\Delta) = \min \left\{ P_r, P_c \left(\frac{\Delta_c}{\Delta} \right)^n \right\} \quad (3.2)$$

P_r : Fuerza residual *post* pandeo, $P_r = 0.2 P_c$

P_c : Fuerza de pandeo inelástico, $P_c = F_{cre} A_g$, según Capítulo E de NCh427/1Of.2016, considerando la tensión de fluencia esperada del material.

- P_y : Fuerza esperada de fluencia, $P_y = F_{ye} A_g$
- P_u : Fuerza esperada de rotura, $P_u = F_{ue} A_g$
- Δ_c : Acortamiento axial de pandeo, $\Delta_c = P_c / K_{s1}$
- Δ_y : Alargamiento axial de fluencia, $\Delta_y = P_y / K_{s1}$
- Δ_u : Alargamiento axial de rotura, $\Delta_u = 0.15 L_e$. En arriostramientos la deformación de rotura se considera del 15 %.
- K_{s1} : Rigidez axial elástica del arriostramiento, $K_{s1} = E_s A_g / L_e$
- K_{s2} : Rigidez axial *post* fluencia del arriostramiento, $K_{s2} = (P_u - P_y) / (\Delta_u - \Delta_y)$
- L_e : Largo entre líneas de plastificación del arriostramiento.
- K : Factor de longitud efectiva. Se considera igual a 1 para arriostramientos individuales y 0.5 para diagonales que se cruzan en su punto medio.
- a, b, c : Parámetros de modelación en función del tipo de diagonal según Figura 3.1. Para secciones HSS en tracción, a = 9, b = 11 y c = 0.6.

La degradación histerética de resistencia y rigidez se incorpora por medio de un modelo de *pivot*. En la Figura 3.6 se muestra la curva de degradación de la estructura.

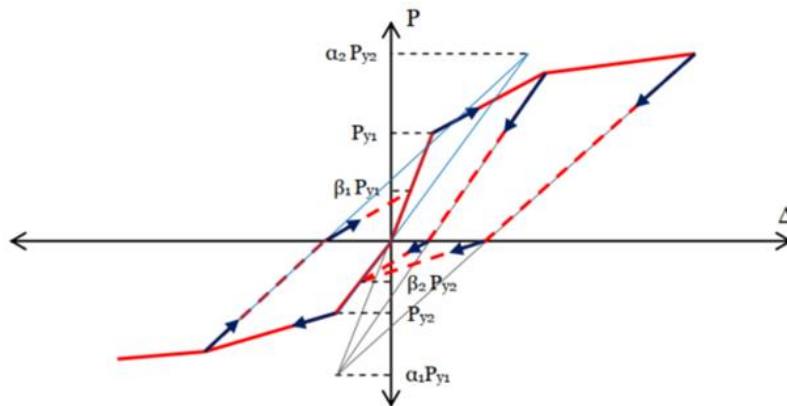


Figura 3.6 Curva histerética para arriostramientos verticales
Fuente: Urzúa (2015)

Donde

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

- α_2 : Coeficiente que define el punto de pivote para la descarga a cero desde el tramo negativo de la curva monótonica.
- β_1 : 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.

En este caso, se utilizan los mismos valores utilizados por Urzúa (2015), a modo de reproducir un comportamiento característico de arriostramiento bajo cargas cíclicas, los cuales son:

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

En la Figura 3.7 se ilustra un modelo estructural del espacio arquetipo, correspondiente a una estructura cuyo periodo fundamental es de 0.45 s, considerando la no linealidad de los arriostramientos y anclajes, modelados mediante elementos tipo *link*.

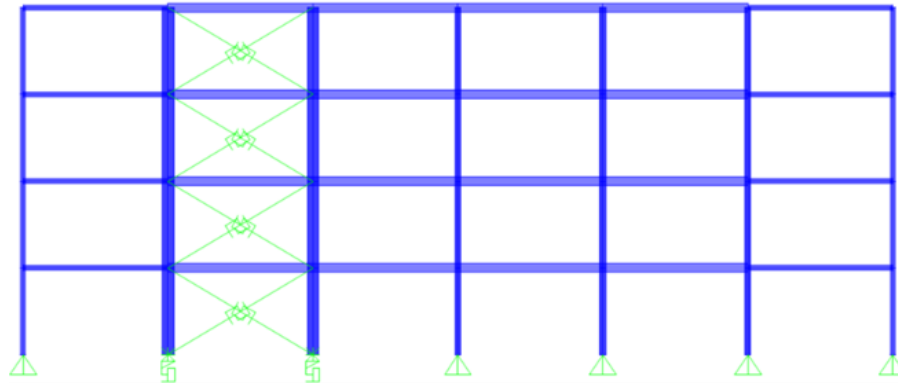


Figura 3.7 Modelo estructural considerando no linealidad de arriostramientos y anclajes

3.5 Amenaza sísmica para análisis de respuesta no lineal

En los análisis se consideran dos niveles de amenaza sísmica, uno asociado al sismo de diseño (SDI), con una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años (475 años de período de retorno), y otro asociado al sismo máximo probable (SMP), con una probabilidad de excedencia del 5 % en 50 años (975 años de período de retorno). Con el objetivo de realizar una evaluación del desempeño

estadísticamente rigurosa, se realiza una selección de 15 registros sísmicos reales para el nivel SDI, los cuales son ajustados bajo la metodología de escalamiento de amplitud, según se define en ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers [ASCE], 2016*), considerando un espectro objetivo que, en este caso, corresponde al espectro de referencia de la norma NCh2369:2023 (INN, 2023). Si bien no se considera una evaluación formal de la amenaza sísmica en un sitio específico, se considera el espectro de referencia como espectro objetivo ya que este representa un nivel razonable de la amenaza sísmica esperada en las distintas zonas sísmicas descritas en la norma. Para nivel SMP se consideran los mismos registros para nivel SDI amplificadas por un factor igual a 1.4. En la Figura 3.8 se muestran los 15 registros seleccionados y los factores de escala utilizados.

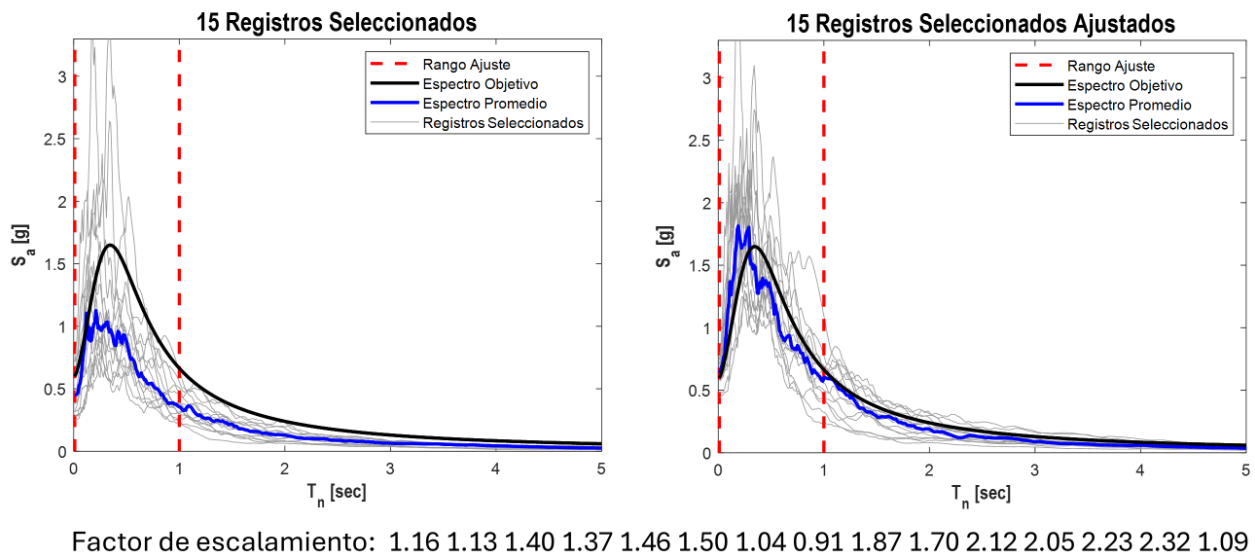


Figura 3.8 Registros seleccionados para nivel SDI, Zona 3, Suelo C

Los eventos sísmicos utilizados en los análisis son los siguientes:

- 27/02/2010 (Mw = 8.8), Maipú, Chile
- 03/03/1985 (Mw = 7.9), Melipilla, Chile
- 27/02/2010 (Mw = 8.8), Navidad, Chile
- 27/02/2010 (Mw = 8.8), Hualañé, Chile
- 27/02/2010 (Mw = 8.8), Talca, Chile
- 27/02/2010 (Mw = 8.8), Curicó, Chile
- 16/09/2015 (Mw = 8.4), Monte Patria, Chile
- 03/03/1985 (Mw = 7.9), Viña del Mar, Chile
- 03/04/2014 (Mw = 7.6), Pica, Chile

- 16/09/2015 ($M_w = 8.4$), Vicuña, Chile
- 27/02/2010 ($M_w = 8.8$), Peñalolén, Chile
- 03/03/1985 ($M_w = 7.9$), San Fernando, Chile
- 25/12/2016 ($M_w = 7.6$), Quellón, Chile
- 27/02/2010 ($M_w = 8.8$), Puente Alto, Chile
- 27/02/2010 ($M_w = 8.8$), Angol, Chile

3.6 Conclusiones

En este capítulo se definieron las bases para llevar a cabo los análisis dinámicos tiempo-historia no lineales, abordando aspectos como el tipo de análisis realizado, la implementación de la modelación considerando la no linealidad de los arriostramientos y los anclajes, y las características de la amenaza sísmica considerada en los análisis.

Se determina que el desempeño sísmico se evaluará mediante análisis tipo *Fast Nonlinear Analysis* (FNA) ejecutados en el *software* SAP2000, dado que este método resulta eficiente para analizar estructuras en las que la no linealidad se concentra sólo en algunos elementos, siendo en este caso los anclajes y los arriostramientos, los cuales se modelan mediante elementos tipo *link*.

Los anclajes, los pernos y el pedestal se modelan mediante elementos *Multilinear Plastic* (MLP) y *gap*, respectivamente, los cuales trabajan en paralelo para representar adecuadamente su comportamiento en tracción y compresión. Para los pernos de anclaje, se escoge un modelo de histéresis cinemático del tipo *kinematic*, el cual no tiene degradación de rigidez ni resistencia. Por otro lado, al igual que los pernos de anclaje, los arriostramientos verticales se modelan mediante elementos *Multilinear Plastic* (MLP), en donde su comportamiento histerético se representa mediante un modelo de histéresis de tipo *pivot*.

Finalmente, se definen dos niveles de amenaza sísmica considerados en los análisis de desempeño, SDI y SMP, los cuales se evalúan mediante una selección representativa de 15 registros sísmicos, ajustados mediante la metodología de escalamiento de amplitud, según se define en ASCE 7-16 (ASCE, 2016).

CAPÍTULO 4: DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL ESPACIO ARQUETIPO

4.1 Introducción

En este capítulo se muestran los resultados del diseño de los pernos de anclaje aplicando la metodología tradicional y la metodología propuesta, detallando las diferencias entre ambos resultados. Posteriormente, para los dos diseños realizados se muestran y comparan los resultados del desempeño sísmico, con el propósito de comprobar si la metodología propuesta de diseño de pernos se traduce en una mejora considerable del comportamiento estructural.

4.2 Diseño de pernos de anclaje

4.2.1 Diseño de pernos de anclaje utilizando la metodología tradicional

El diseño tradicional de pernos de anclaje se realiza para la base de la columna que tenga la mayor tracción, considerando las combinaciones de cargas del método LRFD definidas en el punto 4.5 de la NCh2369:2023 (INN, 2023) con las modificaciones descritas en la Sección 2.4, donde la solicitación sísmica se encuentra reducida por R^* , de manera que el perno tenga un comportamiento dúctil.

En la Tabla 4.1 se muestran los resultados del diseño de pernos de anclaje basado en la metodología tradicional para los diez primeros modelos del espacio arquetipo, cuyos períodos fundamentales varían entre los 0.15 s y 0.6 s. Para todos los modelos se consideran cuatro pernos de calidad A36, cuyos diámetros varían en función de la magnitud de la tracción en la columna.

Tabla 4.1 Resumen diseño tradicional de pernos de anclaje

Estructura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tu [kN]	75.8	161.9	185.0	375.9	605.4	820.0	926.5	1092.7	1273.4	1519.9
d_b [in]	1/2	5/8	3/4	1	1 1/4	1 3/8	1 1/2	1 3/4	1 3/4	2
d_b [mm]	12.7	15.9	19.1	25.4	31.8	34.9	38.1	44.5	44.5	50.8
N_b	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
A_b [mm ²]	507	792	1140	2027	3167	3832	4560	6207	6207	8107
ϕT_n [kN]	114.01	178.14	256.52	456.04	712.56	862.19	1026.08	1396.61	1396.61	1824.15
FU	0.67	0.91	0.72	0.82	0.85	0.95	0.90	0.78	0.91	0.83
Status	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Diseño final	4 pernos 1/2"	4 pernos 5/8"	4 pernos 3/4"	4 pernos 1"	4 pernos 1 1/4"	4 pernos 1 3/8"	4 pernos 1 1/2"	4 pernos 1 3/4"	4 pernos 1 3/4"	4 pernos 2"

Donde

T_u [kN]	: Tracción máxima en la columna proveniente de la combinación de carga $0.9D+1.4(E_x-0.3E_z)$
d_b [in]	: Diámetro del perno
N_b	: Número de pernos
A_b [mm ²]	: Área de pernos
$\phi T_n = \phi A_b (0.75 F_u)$ [kN]	: Resistencia de diseño a tracción del grupo de pernos
F_u	: Tensión de rotura mínima especificada. Para acero A36 $F_u=400$ MPa
ϕ	: Factor de minoración de resistencia del método LRFD. $\phi = 0.75$ para el modo de falla de rotura en tracción
$FU = T_u / \phi T_n$: Relación demanda / capacidad de los pernos de anclaje

4.2.2 Diseño de pernos de anclaje utilizando la metodología propuesta

El procedimiento para el diseño de pernos según la metodología propuesta se detalla en la Sección 2.3 del presente documento. En la Tabla 4.2 se presenta el resumen del diseño aplicando la metodología propuesta. Cabe destacar que, para este diseño, no necesariamente se consideran diámetros comerciales de pernos, puesto que se busca un área que no supere la máxima según la metodología, determinada mediante la Ecuación 2.7. Se asume que el anclaje de la columna está compuesto por una cantidad total de cuatro pernos, de manera que sólo se modifica el diámetro de estos según lo indique el diseño.

Se observa que, en todas las estructuras analizadas, la aplicación de la metodología propuesta se traduce en una disminución del área de pernos de anclaje, es más, se aprecia que el área máxima que permite la metodología propuesta, $A_{ab.m\acute{a}x}$, resulta menor que la mínima normativa, $A_{ab.m\acute{i}n}$. En estricto rigor, el diseño de pernos obtenido con la metodología no cumple los requisitos normativos, por lo que no podría ser aplicado en la realidad, sin embargo, dado que se trata de un estudio teórico, se evaluará el desempeño de las estructuras con estos resultados y serán comparados con el diseño bajo el método tradicional.

Tabla 4.2 Resumen diseño pernos de anclajes bajo metodología propuesta

Estructura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
FU (DIAG 1)	1.39	2.65	2.74	2.89	4.10	3.73	3.43	3.81	3.73	3.61
Lwp (DIAG 1) [cm]	722	640	583	583	583	583	583	583	583	583
Le (DIAG 1) [cm]	642	560	503	503	503	503	503	503	503	503
K	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
K.DSGN	0.44	0.44	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43
r_{min} [cm]	2.76	2.82	2.87	2.76	2.76	3.84	3.84	3.84	3.84	3.79
λ_c	116	99	88	91	91	65	65	65	65	66
E [Mpa]	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000
F_y [Mpa]	290	290	290	290	290	290	290	290	290	290
R_y	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
F_{ye} [Mpa]	406	406	406	406	406	406	406	406	406	406
F_e [Mpa]	146	200	257	238	238	460	460	460	460	448
λ_{c,lim}	105	105	105	105	105	105	105	105	105	105
Ω_b	1.11	1.22	1.29	1.27	1.27	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
α	0.80	0.46	0.47	0.44	0.31	0.38	0.41	0.37	0.38	0.39
Tu [kN]	54.0	147.9	161.2	455.5	559.9	967.2	1336.6	1325.9	1669.5	2017.2
F_{y,ab} [Mpa]	248	248	248	248	248	248	248	248	248	248
Fu_{ab} [Mpa]	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
R_{y,ab}	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
β	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24
Aab.max [mm²]	117	321	349	988	1214	2097	2898	2874	3619	4373
Aab.min [mm²]	337	720	822	1671	2691	3645	4118	4856	5660	6755
Aab.tradicional [mm²]	507	792	1140	2027	3167	3832	4560	6207	6207	8107
Aab.max/Aab.min	0.35	0.45	0.42	0.59	0.45	0.58	0.70	0.59	0.64	0.65
Aab.max/Aab.tradicional	0.23	0.41	0.31	0.49	0.38	0.55	0.64	0.46	0.58	0.54
d_b [in] (Tradicional)	1/2	5/8	3/4	1	1 1/4	1 3/8	1 1/2	1 3/4	1 3/4	2
d_b [in] (Método)	1/4	2/5	2/5	2/3	3/4	1	1 1/6	1 1/6	1 1/3	1 1/2
d_b [mm] (Método)	6.0	10.0	10.5	17.5	19.5	25.5	30.0	30.0	33.5	37.0
d_{b,max} [mm]	6.1	10.1	10.5	17.7	19.7	25.8	30.4	30.2	33.9	37.3
Ab.método [mm²] (Método)	113	314	346	962	1195	2043	2827	2827	3526	4301
Ab.método/Ab.min	0.34	0.44	0.42	0.58	0.44	0.56	0.69	0.58	0.62	0.64
Status	A < Amin	A < Amin	A < Amin	A < Amin	A < Amin	A < Amin	A < Amin	A < Amin	A < Amin	A < Amin
Ab.método/Ab.max	0.97	0.98	0.99	0.97	0.98	0.97	0.98	0.98	0.97	0.98
Status	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Donde

FU (DIAG 1) : Relación demanda / capacidad en la diagonal más solicitada de los modelos lineales considerando la combinación D+0.25L+Ex_{ref}

Lwp (DIAG 1) [cm] : Largo entre puntos de trabajo de la diagonal

Le (DIAG 1) [cm] : Largo efectivo de la diagonal. Le = Lwp - 80 cm

K : Coeficiente de longitud efectiva

K.DSGN : Coeficiente de longitud efectiva ingresado al *software*
 $K.DSGN = K Le/Lwp$

r_{min} [cm] : Radio de giro mínimo de la sección de la diagonal

λ_c : Esbeltez global. $λ_c = K Le/r_{min}$

E [MPa] : Módulo de elasticidad del acero

F_y [MPa] : Tensión de fluencia mínima especificada para la diagonal

R_y : Razón entre tensión de fluencia esperada y F_y

F_{ye} [MPa]	: Tensión de fluencia esperada del acero
F_e [MPa]	: Tensión de pandeo elástico
$\lambda_{c \text{ lim}}$: Esbeltez global límite NCh2369:2023 (INN, 2023) $\lambda_{c \text{ lim}} = 4.71 (E/F_{ye})^{0.5}$
Ω_b	: Relación entre resistencia esperada y resistencia nominal en compresión, determinada según Ecuaciones 2.2 o 2.3
α	: Definido en la Ecuación 2.4
T_u [kN]	: Tracción mínima en la columna para combinación de carga $D+0.25L+\alpha E X_{ref}$
$F_{y \text{ ab}}$ [MPa]	: Tensión de fluencia mínima especificada para el perno de anclaje
$F_{u \text{ ab}}$ [MPa]	: Tensión de rotura mínima especificada para el perno de anclaje
$R_{y \text{ ab}}$: Razón entre tensión de fluencia esperada y $F_{y \text{ ab}}$
β	: Coeficiente de ajuste
$A_{ab.m\acute{a}x}$ [mm ²]	: Área máxima de pernos según la metodología propuesta para asegurar que la plastificación a capacidad esperada de estos preceda al pandeo a capacidad esperada del arriostramiento más solicitado, determinada según la Ecuación 2.7
$A_{ab.m\acute{i}n}$ [mm ²]	: Área mínima de pernos para resistir las sollicitaciones de tracción según el método tradicional de diseño de pernos de anclaje
$A_{ab.tradicional}$ [mm ²]	: Área de pernos obtenida del diseño tradicional
d_b [in] (Tradicional)	: Diámetro de perno propuesto en el diseño tradicional
d_b [in] (Método)	: Diámetro de perno propuesto según metodología propuesta
$d_{b.max}$ [mm]	: Diámetro máximo de perno para no sobrepasar el área máxima $A_{ab.m\acute{a}x} \cdot d_{b.m\acute{a}x} = (4 (A_{ab.m\acute{a}x}/N_b)/\pi)^{0.5}$
$A_{ab.m\acute{e}toda}$ [mm ²]	: Área de pernos obtenida de la metodología de diseño propuesta

Cabe destacar que lo sucedido en este caso se describe en la parte final de la Sección 2.3. Dado que el espacio arquetipo está diseñado de manera ajustada considerando las fuerzas mínimas de diseño normativas, la aplicación del método resultó en una sección de pernos menor a la mínima, de forma que, si se quisiera que la sección de pernos del método propuesto fuese mayor que el área mínima del método tradicional, se debería aumentar la resistencia de las diagonales verticales. Sin embargo, en la práctica nacional, el diseño de sistemas estructurales industriales se realiza con más holgura, por lo

que, para efectos prácticos, la aplicación de la metodología propuesta debería resultar en una sección de pernos que no sea inferior a la mínima normativa.

4.3 Evaluación del desempeño sísmico

A continuación, se presentan los resultados de los análisis tiempo-historia no lineales realizados en el espacio arquetipo reducido, considerando el diseño tradicional de pernos y el diseño según la metodología propuesta, con el objetivo de comparar el comportamiento en ambos casos.

4.3.1 Energía disipada

En las siguientes figuras se muestra el porcentaje de energía disipada por los arriostramientos, pernos de anclaje y por amortiguamiento viscoso. Las barras de color gris representan la energía disipada por amortiguamiento viscoso, las barras color amarillo la disipada por los pernos, y las barras color azul la disipada por arriostramientos.

En las Figuras 4.1 y 4.2 se presentan los resultados a nivel SDI considerando el diseño tradicional de pernos de anclaje y el diseño según metodología propuesta, respectivamente. Se observa que, al aplicar la propuesta, la energía disipada por los arriostramientos disminuye considerablemente, mientras que los pernos comienzan a tener un rol protagónico y disipan más energía que en el diseño tradicional. Particularmente, en los modelos 3, 5, 6, 8, 9 y 10, inicialmente, los pernos disipaban 0 % de energía, mientras que, al aplicar la metodología propuesta, los porcentajes aumentan a 4 %, 12 %, 14 %, 16 %, 17 % y 17 %, respectivamente. Por otra parte, en los mismos modelos, la energía disipada por los arriostramientos inicialmente era de 58 %, 64 %, 60 %, 55%, 54 % y 53 %, para luego disminuir a 9 %, 1 %, 0 %, 1 %, 2 % y 1 %, respectivamente. En el modelo 1 se observa que, si bien la energía disipada por los pernos disminuye de un 3 % a un 2 %, la energía disipada por los arriostramientos disminuye de un 17 % a un 11 %, de manera que la relación entre la energía disipada por los pernos y arriostramientos se mantiene casi sin variaciones. Este fenómeno se podría explicar porque en el diseño tradicional los pernos del primer modelo ya estaban fluyendo, por lo que, al aplicar la metodología y reducir la sección de pernos, se flexibilizan los apoyos de la estructura y, en

consecuencia, esta se mueve a una mayor velocidad, aumentando principalmente el amortiguamiento viscoso.

Cabe destacar que, en general, lo que más aumenta es la energía disipada por el amortiguamiento viscoso. Esto se explica porque, en el momento en que los pernos fluyen en tracción, la estructura se mueve a una mayor velocidad, lo que implica un aumento proporcional del amortiguamiento viscoso.

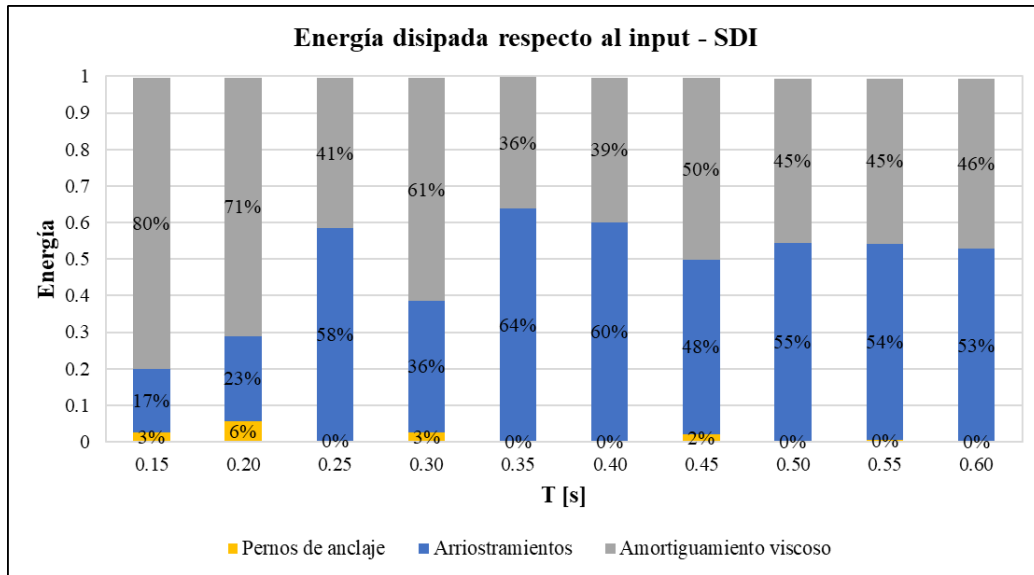


Figura 4.1 Energía disipada a nivel SDI - Diseño tradicional de pernos de anclaje

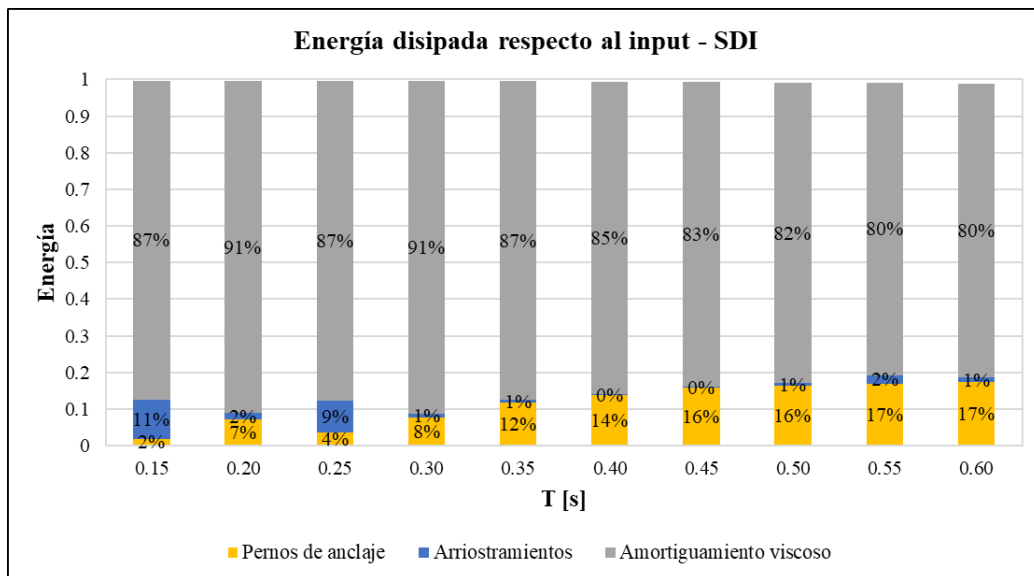


Figura 4.2 Energía disipada a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta

En las Figuras 4.3 y 4.4 se presentan los resultados a nivel SMP, de los cuales se pueden extraer las mismas conclusiones mencionadas para nivel SDI, destacando principalmente que, al aplicar la metodología propuesta, la energía disipada por los arrostramientos disminuye, mientras que la energía disipada por los pernos aumenta.

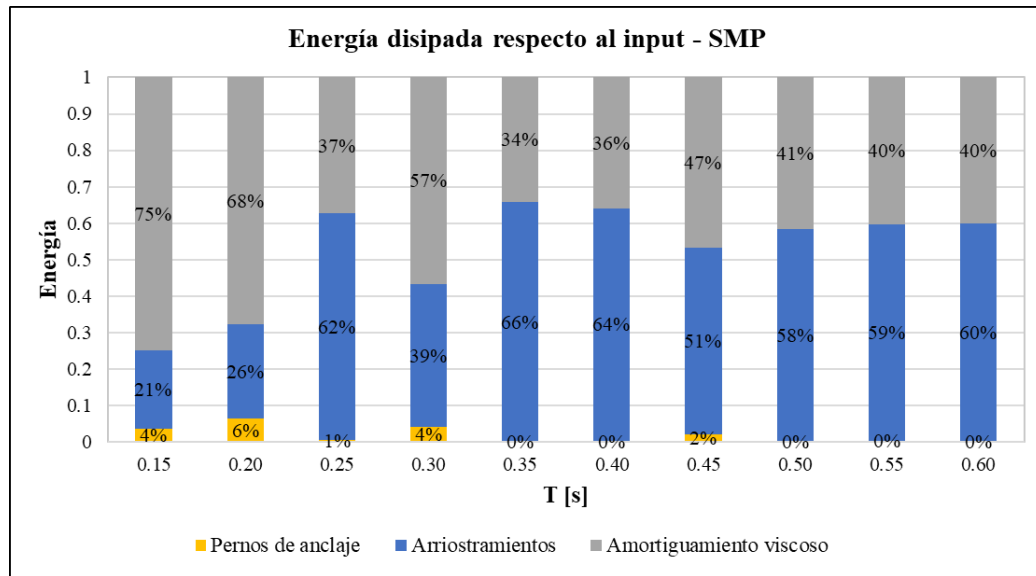


Figura 4.3 Energía disipada a nivel SMP – Diseño tradicional de pernos de anclaje

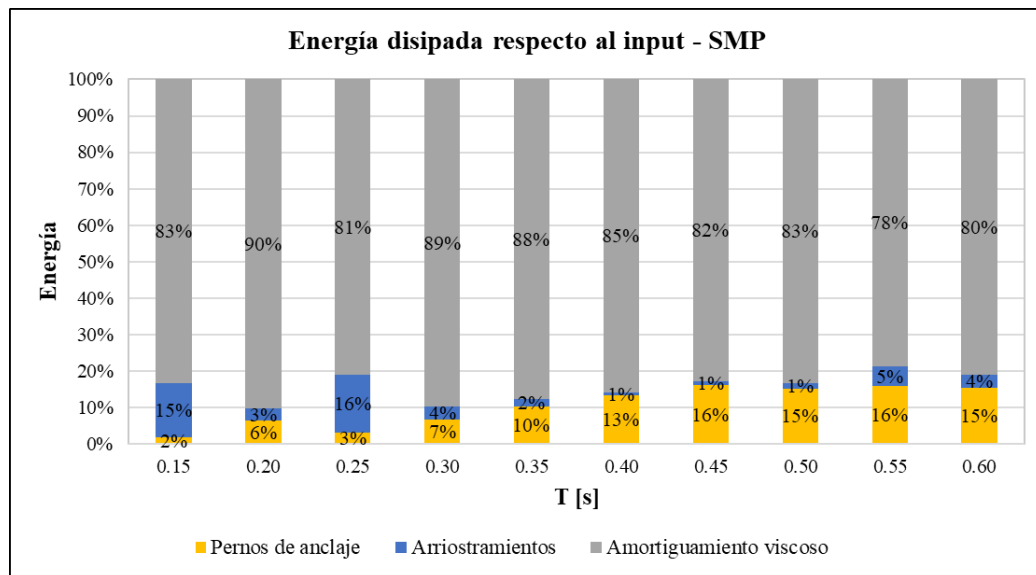


Figura 4.4 Energía disipada a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta

4.3.2 Factor de modificación de la respuesta por ductilidad

En las Figuras 4.5 y 4.6 se muestran los resultados obtenidos a nivel SDI para el factor de reducción por ductilidad, considerando el diseño tradicional de pernos de anclaje y el diseño según metodología propuesta, respectivamente. Cada punto de los gráficos representa el valor R_{μ} obtenido para un registro sísmico en particular, la barra color azul representa la dispersión de los resultados y la franja roja indica el valor medio de cada modelo en particular.

En la Figura 4.5 se observa que en las estructuras cuyos períodos varían entre 0.15 s y 0.30 s el factor R_{μ} promedio es del orden de dos, mientras que para las estructuras de períodos entre 0.35 s y 0.60 s es cercano a tres. Esto significa que, en estructuras de período corto, el R_{μ} que estas pueden desarrollar es menor que en estructuras de periodo largo. En la norma NCh2369:2023 (INN, 2023), el espectro de referencia se divide por un factor R constante en todos los períodos, lo cual se traduce en que a las estructuras de período corto se les exige una demanda de ductilidad mayor que a las estructuras de período largo, o, dicho de otra forma, se les pide a las estructuras de períodos menores que se deformen más que las estructuras de períodos mayores, lo cual es una contradicción. Esta es la razón de que en los análisis realizados se considerara para los espectros el factor de reducción R^* descrito en el ANEXO 2.3 , en lugar del tradicional $R=5$.

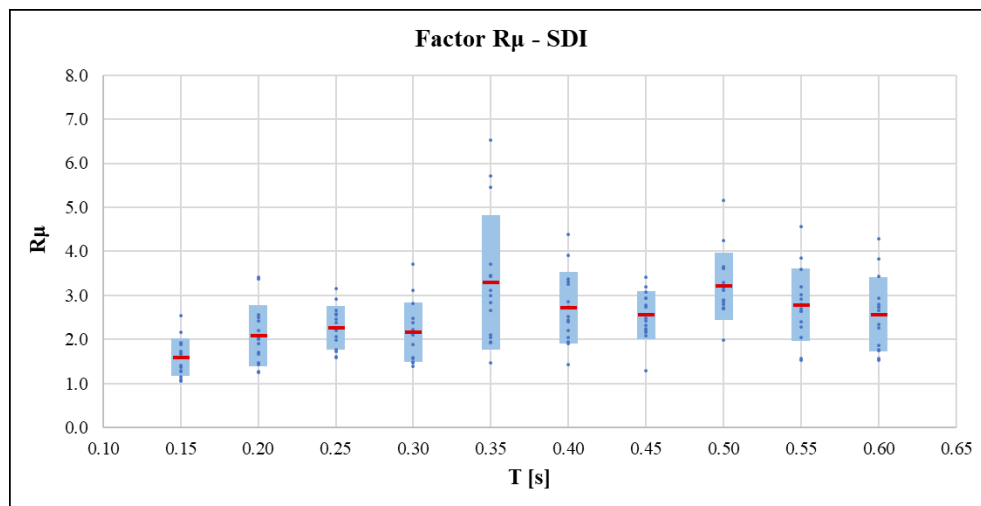


Figura 4.5 Factor de reducción por ductilidad a nivel SDI – Diseño tradicional de pernos de anclaje

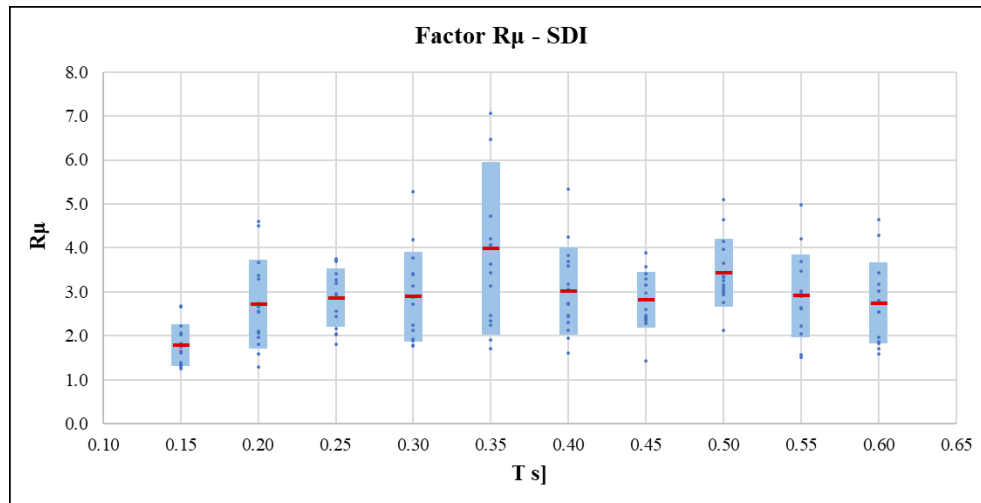


Figura 4.6 Factor de reducción por ductilidad a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta

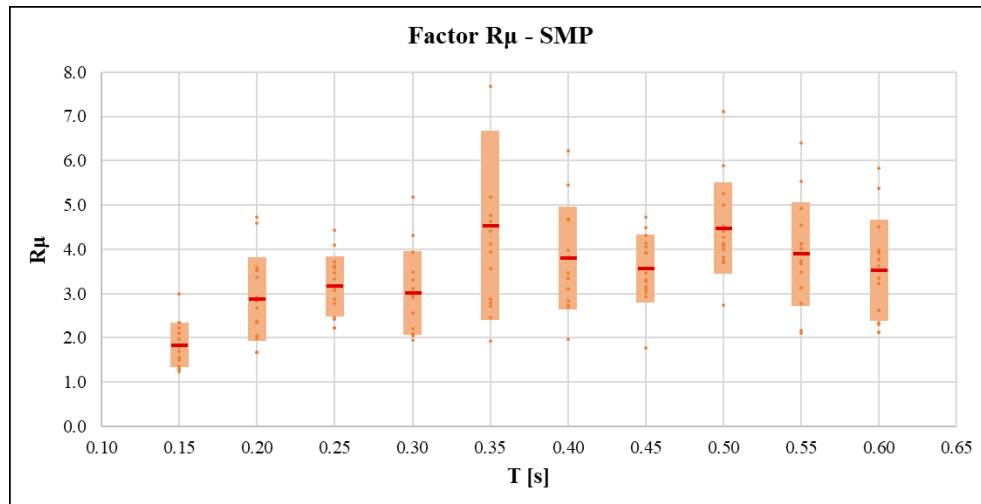


Figura 4.7 Factor de reducción por ductilidad a nivel SMP – Diseño tradicional de pernos de anclaje

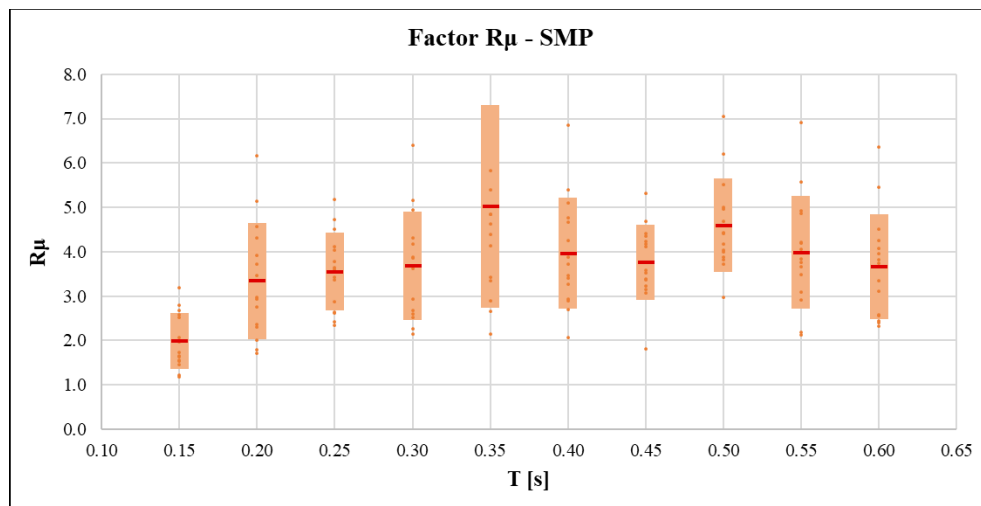


Figura 4.8 Factor de reducción por ductilidad a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta

4.3.3 Elongación de pernos de anclaje

En las Figuras 4.9 y 4.10 se muestran los resultados de la elongación de los pernos de anclaje a nivel SDI, considerando el diseño tradicional y la metodología propuesta, respectivamente. Cada punto de los gráficos representa la elongación obtenida para un registro sísmico en particular, la barra color azul representa la dispersión de los resultados y la franja roja indica el valor medio de cada modelo.

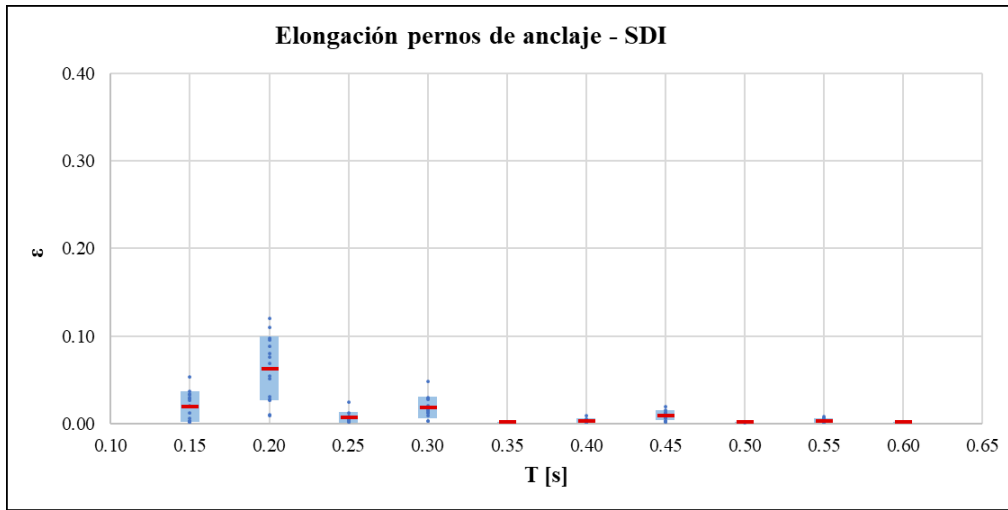


Figura 4.9 Elongación de pernos de anclaje a nivel SDI – Diseño tradicional de pernos de anclaje

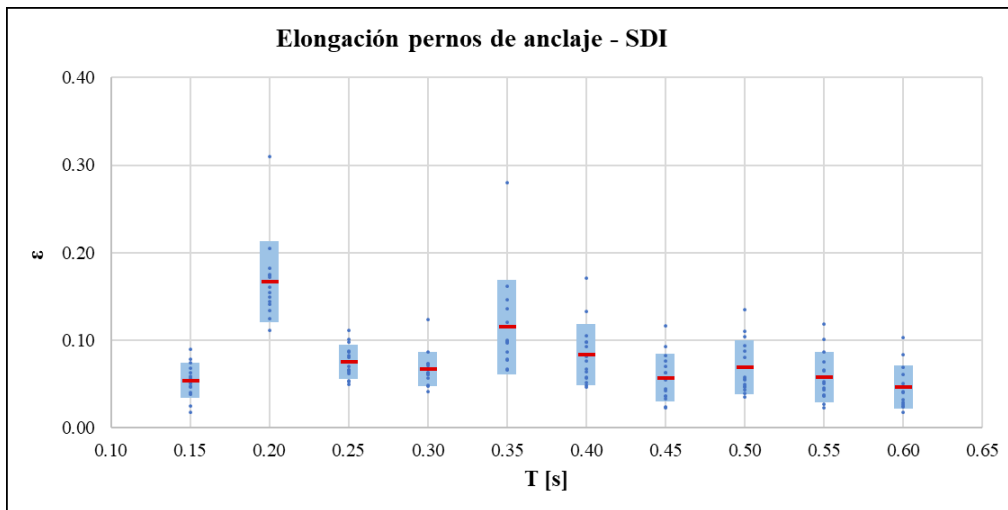


Figura 4.10 Elongación de pernos de anclaje a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta

Al comparar ambas figuras, se observa que, al diseñar los pernos de anclaje mediante la metodología propuesta, estos trabajan más que cuando son diseñados de forma tradicional. Particularmente, en la Figura 4.9 se observa que sólo en los modelos 1, 2 y 4 los pernos se elongan, mientras que en el resto

de las estructuras sufren una deformación prácticamente nula. Por otro lado, en la Figura 4.10 se aprecia que en todos los modelos los pernos sufren una elongación considerable, lo que es consistente con los resultados mostrados en la Sección 4.3.1. La elongación media máxima se obtiene en el modelo 2, con un valor aproximado del 17 %, lo cual es adecuado, ya que, a nivel SDI, los pernos se elongan sin alcanzar su deformación de rotura.

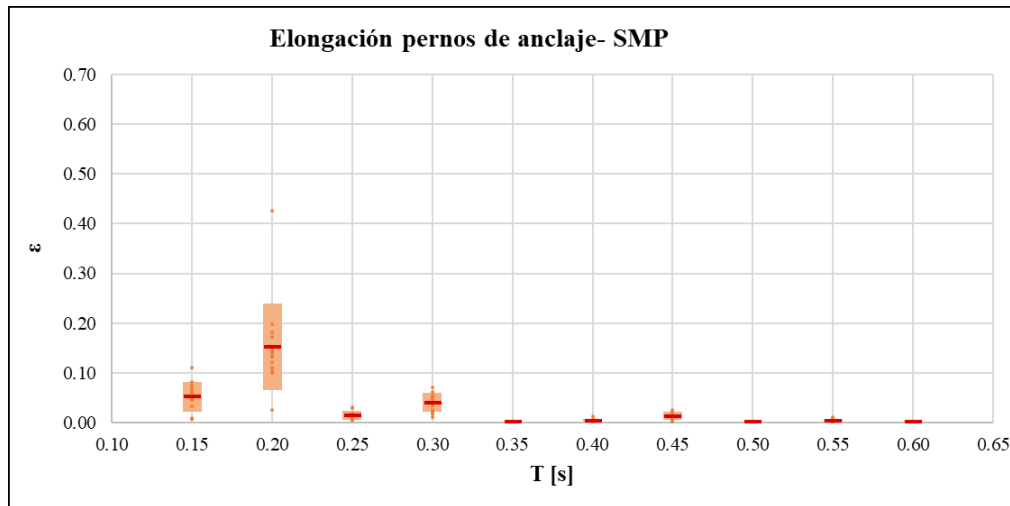


Figura 4.11 Elongación de pernos de anclaje a nivel SMP – Diseño tradicional de pernos de anclaje

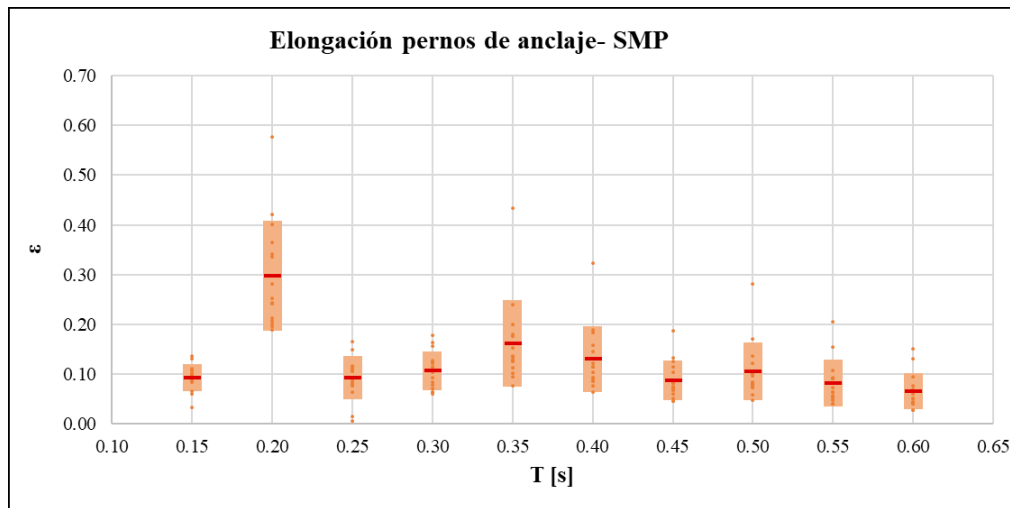


Figura 4.12 Elongación de pernos de anclaje a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta

Las Figuras 4.11 y 4.12 muestran los mismos resultados que las figuras anteriores, pero a nivel SMP. Las conclusiones que se obtienen de estos gráficos son análogas a lo descrito recientemente. Como es de esperar, a nivel SMP la elongación de los pernos aumenta con respecto al nivel SDI, sin embargo,

su deformación es inferior a la deformación de rotura en la mayoría de los modelos, siendo la única excepción el modelo 2, donde la elongación media alcanza un 30 % aproximadamente.

4.3.4 Factor de utilización de columnas sísmicas

En las Figuras 4.13 y 4.14 se muestran los resultados de los factores de utilización de las columnas sísmicas a nivel SDI, considerando el diseño tradicional y la metodología propuesta, respectivamente. Cada punto de los gráficos representa el máximo FU obtenido para un registro sísmico, para un mismo nivel de la estructura, los cuales son representados por distintos colores. Las barras representan la dispersión de los resultados y la franja roja indica el valor medio de cada nivel en cada modelo.

Al comparar ambas figuras, se observa que, al aplicar la metodología propuesta, el FU de las columnas sísmicas disminuye en la mayoría de las estructuras, con la excepción de los primeros tres modelos. En particular, se observa que para el modelo 6, cuya estructura tiene un periodo de 0.4 s, el FU aumenta en el tercer nivel, lo cual se atribuye a que el perfil utilizado es de menor sección a los utilizados en niveles inferiores. Lo mismo ocurre en los modelos con periodos entre 0.45 s y 0.60 s, donde se evidencia un leve aumento del FU en los niveles 4 y 5, debido al mismo motivo. Finalmente, se observa que, para ambas metodologías, el valor medio de FU se mantiene inferior a 1.

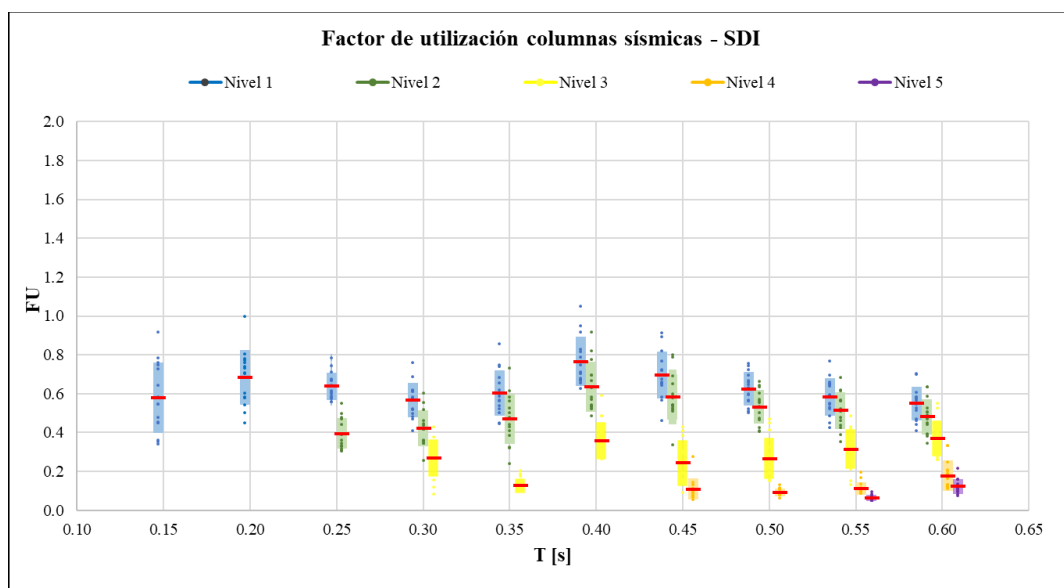


Figura 4.13 Factores de utilización de columnas a nivel SDI – Diseño tradicional de pernos de anclaje

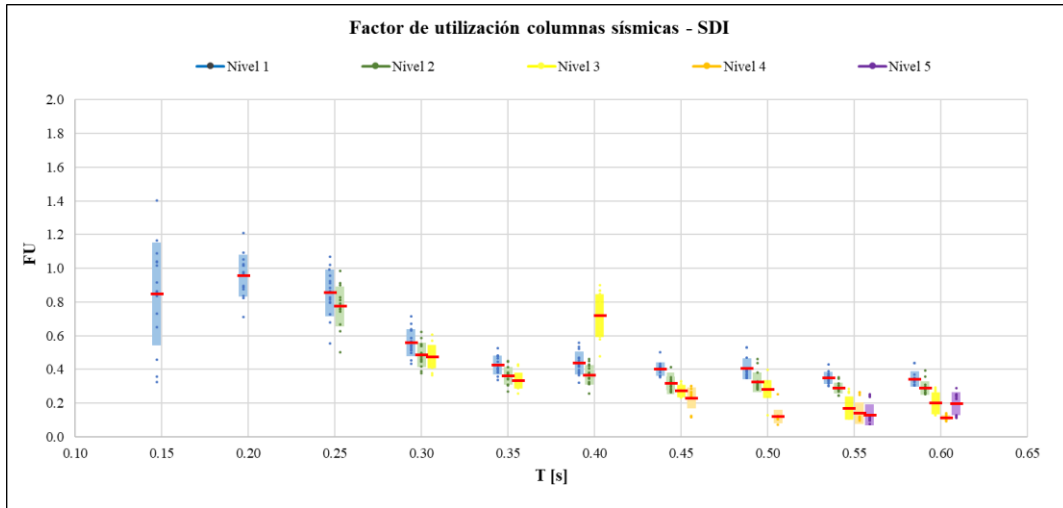


Figura 4.14 Factores de utilización de columnas a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta

Las Figuras 4.15 y 4.16 muestran los resultados de los factores de utilización de las columnas sísmicas, pero en este caso a nivel SMP, considerando el diseño tradicional de los pernos y el diseño según metodología propuesta, respectivamente. Las conclusiones observables de estas figuras son análogas a las obtenidas de los resultados para nivel SDI.

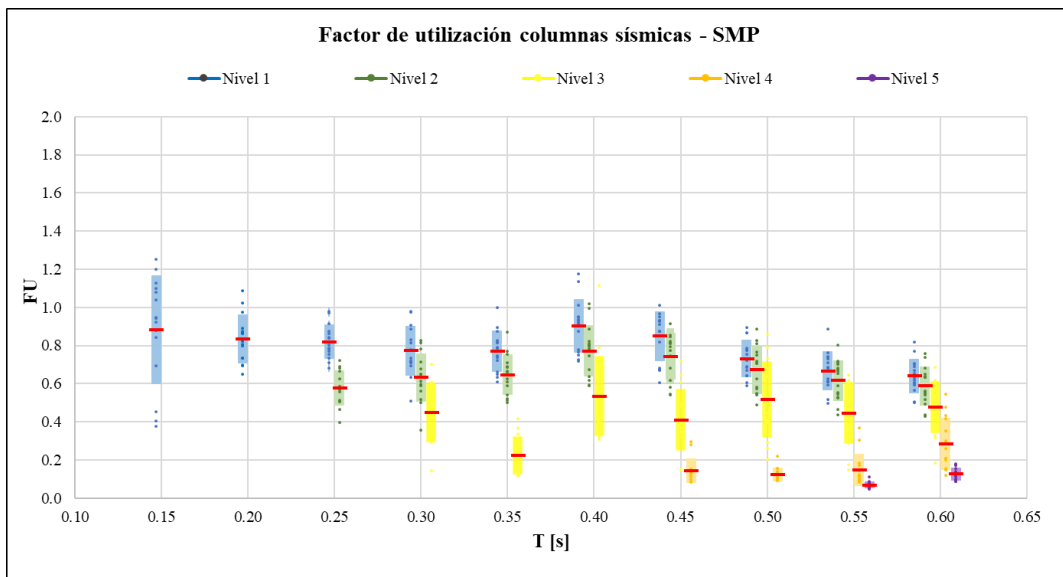


Figura 4.15 Factores de utilización de columnas a nivel SMP – Diseño tradicional de pernos de anclaje

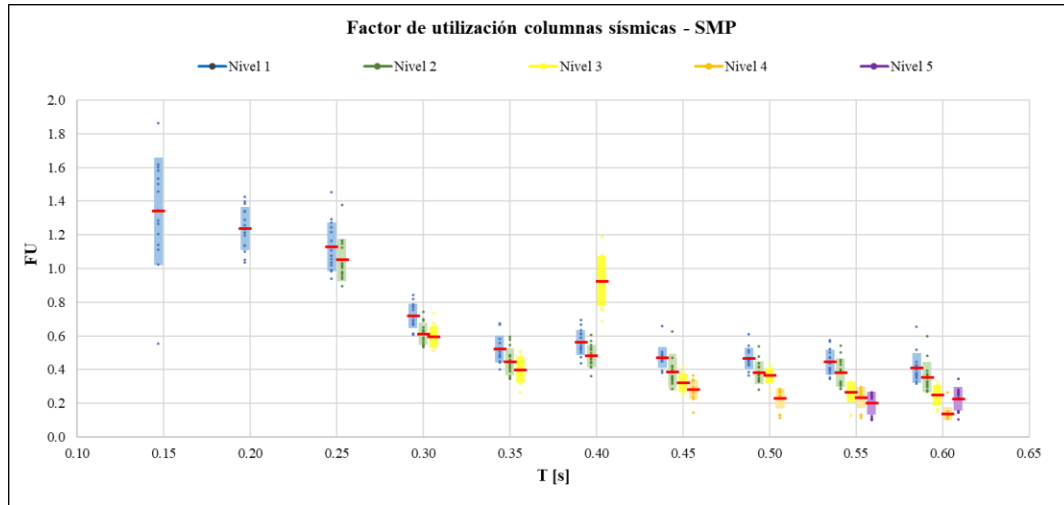


Figura 4.16 Factores de utilización de columnas a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta

La tendencia general a la disminución de los factores de utilización de las columnas sísmicas al aplicar la metodología propuesta para diseño de pernos de anclaje se debe a que, como la plastificación de los pernos precede a la de los arriostramientos, el panel arriostrado tiene un comportamiento similar a la de un cuerpo rígido, lo cual protege a las columnas.

4.3.5 Drift de entrepiso

En las Figuras 4.17 y 4.18 se muestran los resultados de *drift* de entrepiso a nivel SDI, considerando el diseño tradicional y metodología propuesta, respectivamente. Se muestra el valor promedio del *drift* de cada nivel entre todos los registros de cada modelo, representados con colores distintos.

En la Figura 4.18 se evidencia que, al aplicar la propuesta de metodología de diseño, se reduce la concentración de deformación en el primer nivel y se homogeniza la deformación en altura, manteniéndose bajo el límite normativo en todos los modelos estructurales. Esto se debe a que aumenta la flexibilidad de los anclajes y, por ende, la estructura tiende a comportarse de manera similar a un cuerpo rígido.

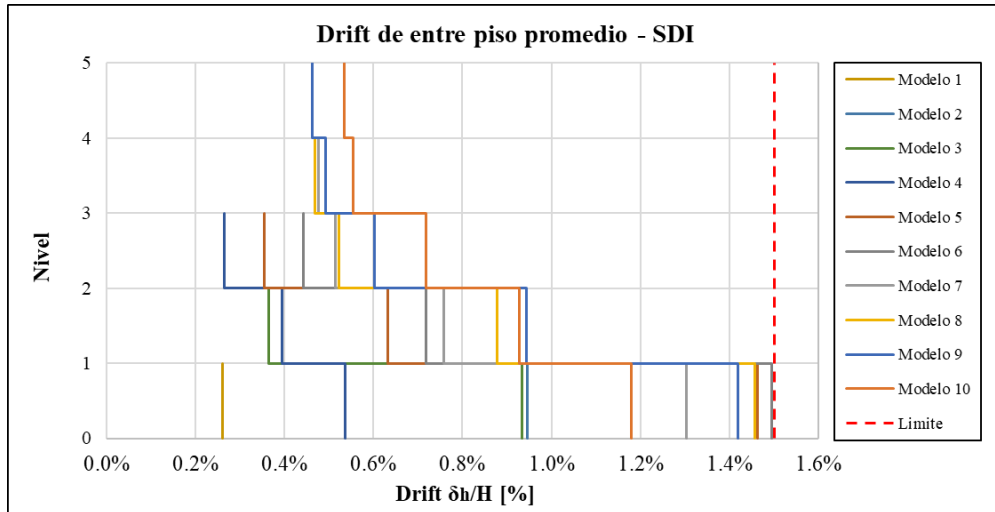


Figura 4.17 *Drifts* de entre piso promedio a nivel SDI – Diseño tradicional de pernos de anclaje

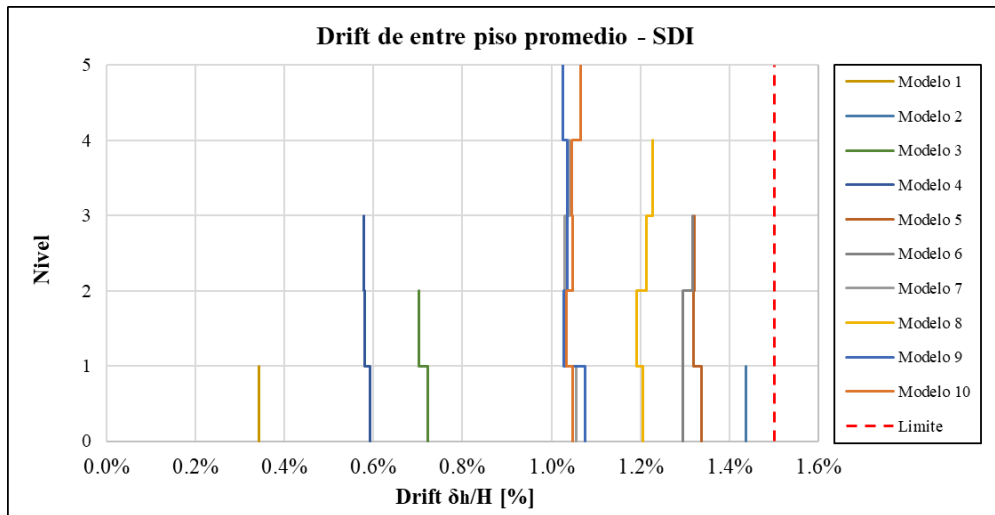


Figura 4.18 *Drifts* de entre piso promedio a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta

Las Figuras 4.19 y 4.20 muestran los resultados de los *drift* de entre piso, pero en este caso a nivel SMP, considerando el diseño tradicional de los pernos y el diseño según metodología propuesta, respectivamente.

Los resultados ilustrados en la Figura 4.20 son análogos a los obtenidos para nivel SDI, pero con mayor magnitud. Se observa una reducción en la concentración de deformación en el primer nivel de la estructura al igual que una homogenización la deformación en altura, manteniéndose bajo el límite normativo casi en la totalidad de los modelos estructurales.

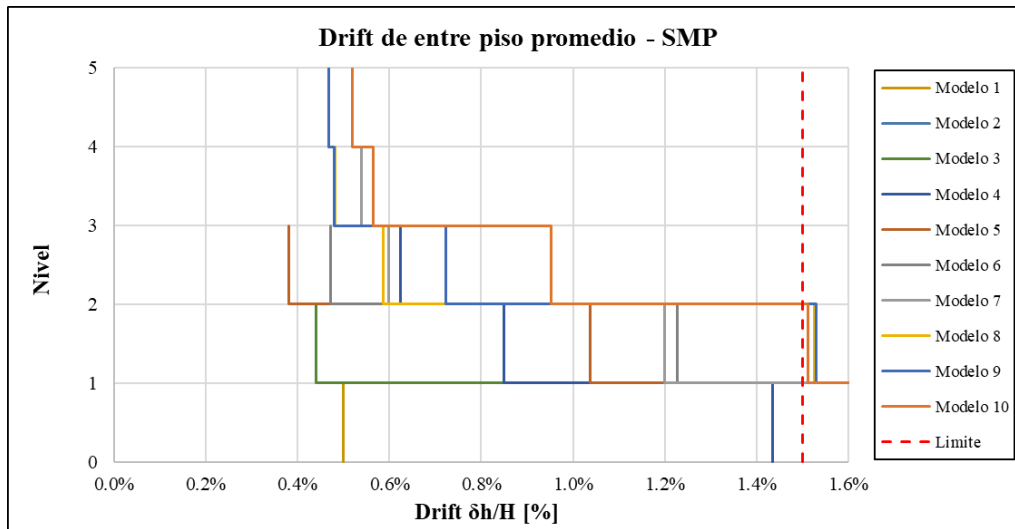


Figura 4.19 *Drifts* de entrepiso promedio a nivel SMP – Diseño tradicional de pernos de anclaje

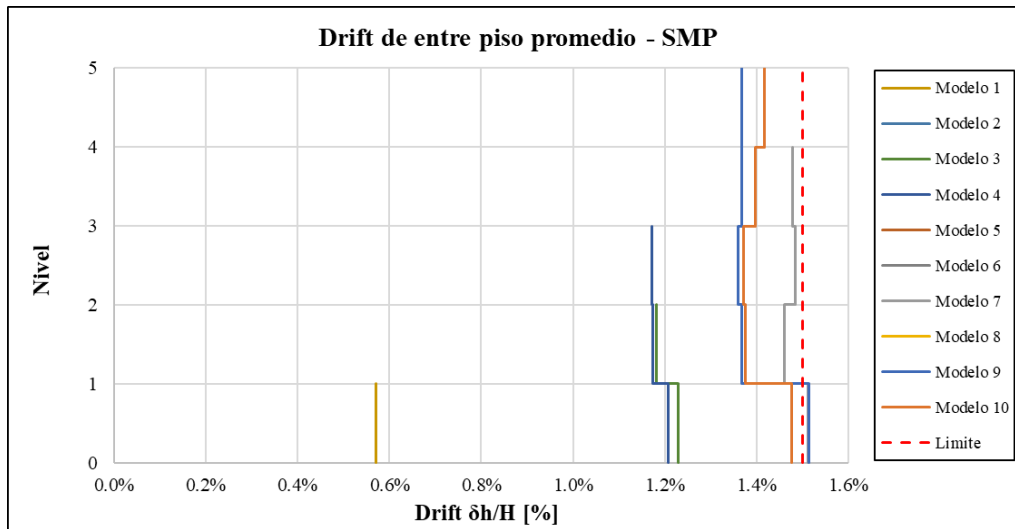


Figura 4.20 *Drifts* de entrepiso promedio a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta

4.3.6 Deformación de diagonales

En las figuras siguientes se muestran los resultados de las deformaciones de las diagonales, tanto en tracción como en compresión, a nivel SDI y SMP, considerando el diseño tradicional de los pernos de anclaje y la metodología propuesta de diseño. Dichas deformaciones son comparadas con los límites

de aceptación establecidos en la norma NCh2369:2023 (INN, 2023), lo cuales fueron descritos en la Sección 3.2 del presente documento.

En las Figuras 4.21 y 4.22 se muestran las deformaciones de las diagonales en tracción a nivel SDI, considerando el diseño tradicional de pernos y el diseño según metodología propuesta, respectivamente. Se aprecia que la aplicación de la metodología permite que los arriostramientos experimenten deformaciones significativamente menores en comparación al diseño tradicional de los pernos, de manera que se reduce la exigencia en las diagonales y evita su fluencia en tracción. En la Figura 4.21 se observa que, si bien las deformaciones medias de todas las diagonales están bajo la deformación límite aceptable (0.5 LS a nivel SDI), para varios registros sucede que la deformación en las diagonales del primer piso sobrepasa dicho límite, mientras que en la Figura 4.22 se nota que, en todos los casos, las deformaciones están muy por debajo del límite máximo aceptable y que, además, los valores medios no sobrepasan la deformación de fluencia de los arriostramientos.

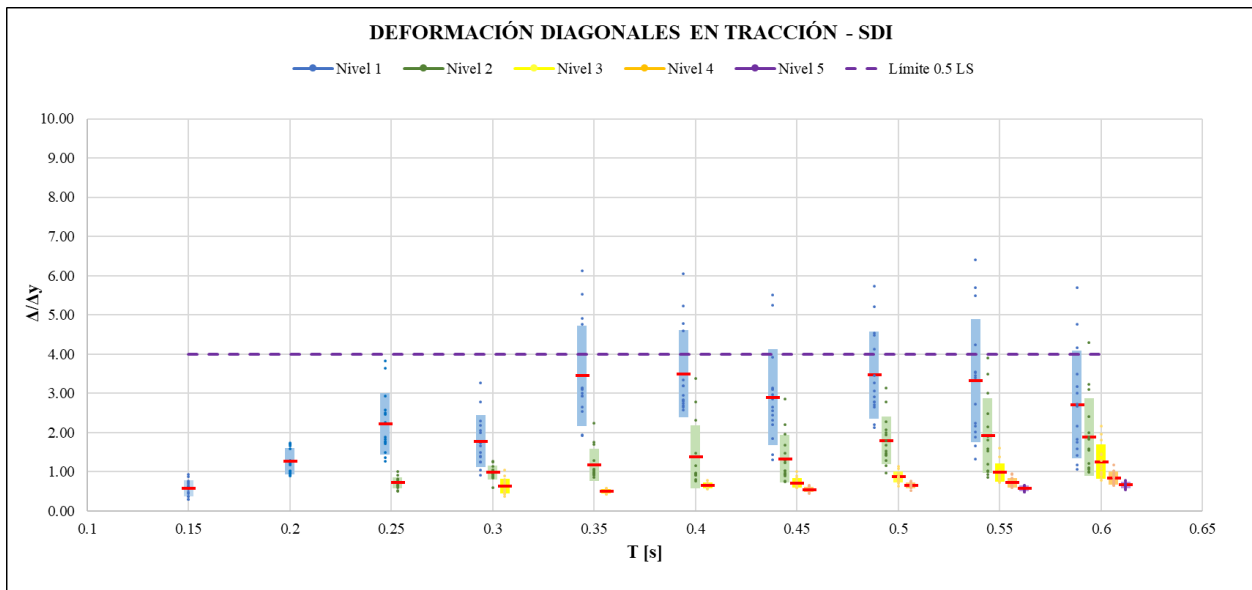


Figura 4.21 Deformación diagonales traccionadas a nivel SDI – Diseño tradicional de pernos de anclaje

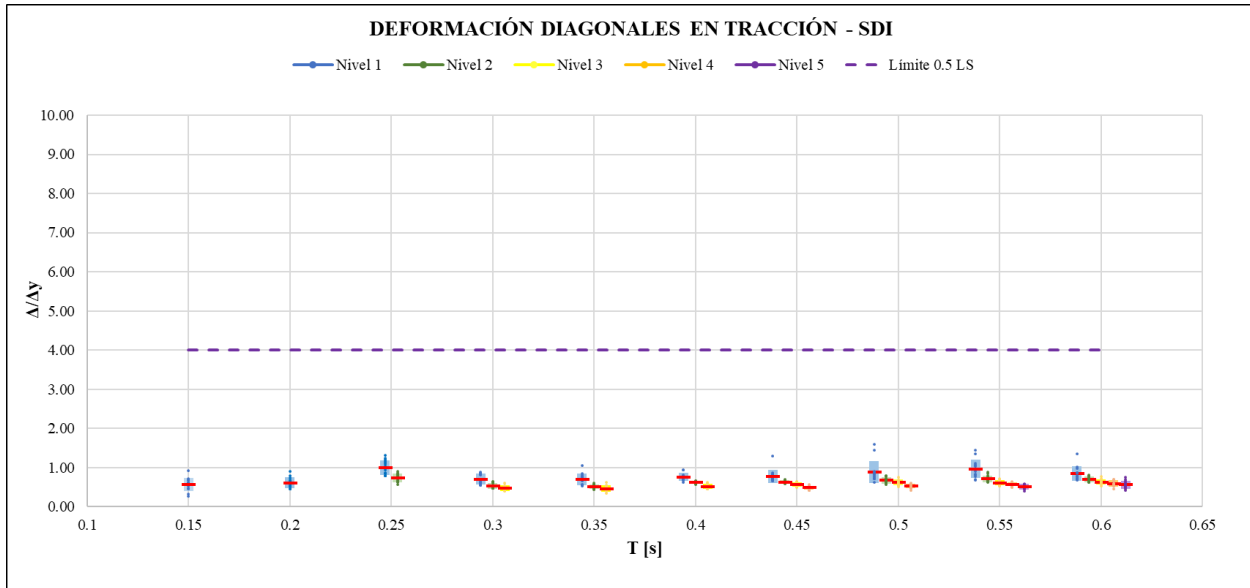


Figura 4.22 Deformación diagonales traccionadas a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta

En las Figuras 4.23 y 4.24 se muestran las deformaciones en tracción, pero esta vez a nivel SMP, considerando el diseño tradicional y la metodología propuesta de diseño de pernos de anclaje, respectivamente. Las conclusiones que se pueden desprender de dichas imágenes son similares a las descritas a nivel SDI. En este caso, se aprecia en la Figura 4.24 que en algunas diagonales del primer nivel se alcanza la deformación de fluencia, sin embargo, esto ocurre sólo en casos particulares (modelos 3, 9 y 10). Además, se observa que las deformaciones se encuentran bastante por debajo del límite aceptable (LS a nivel SMP). Por otro lado, en la Figura 4.23 se aprecia que, mediante la metodología tradicional de diseño, en todos los casos fluyen las diagonales del primer y segundo nivel, e incluso, del tercero (modelos 8, 9 y 10).

En las Figuras 4.25 y 4.26 se muestran las deformaciones de las diagonales en compresión a nivel SDI, considerando el diseño tradicional de pernos y el diseño según metodología propuesta, respectivamente. Para el diseño tradicional se aprecia que, en la mayoría de las estructuras, salvo las dos primeras, las diagonales del primer piso tienen deformaciones en compresión considerablemente altas, excediendo el límite de aceptación (0.5 LS a nivel SDI), mientras que, mediante la aplicación de la metodología propuesta, estas disminuyen en gran magnitud, llegando a ser, en promedio, del orden de dos veces la deformación de pandeo, estando por debajo del límite de deformación máxima aceptada.

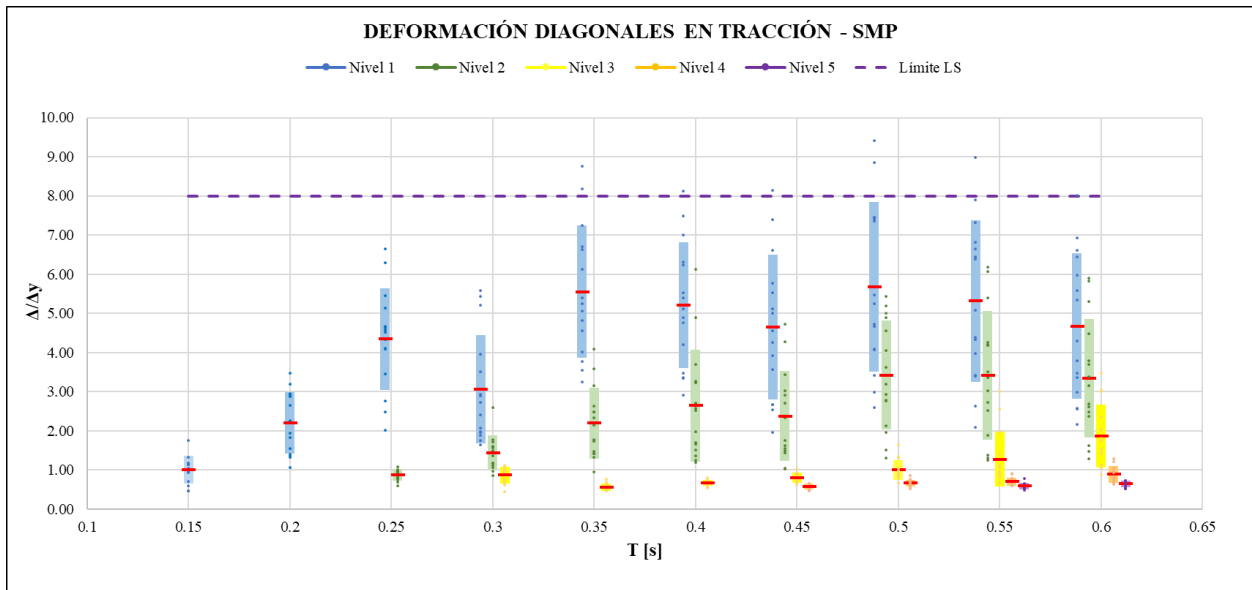


Figura 4.23 Deformación diagonales traccionadas a nivel SMP – Diseño tradicional de pernos de anclaje

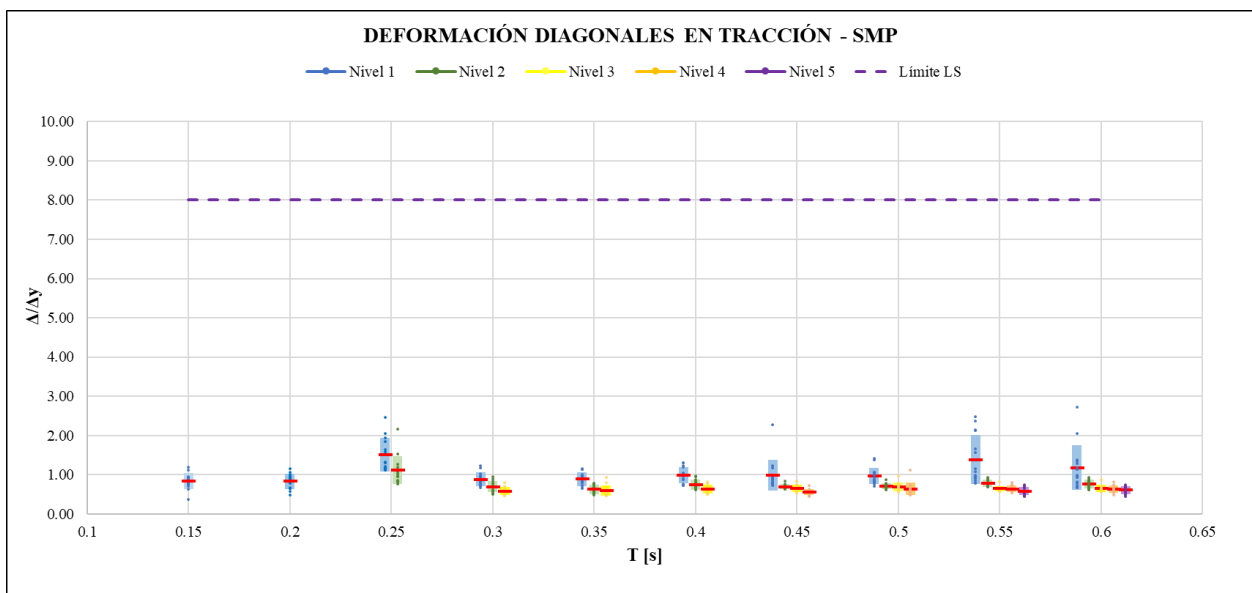


Figura 4.24 Deformación diagonales traccionadas a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta

Finalmente, en las Figuras 4.27 y 4.28 se muestran las deformaciones en compresión, pero esta vez a nivel SMP, considerando el diseño tradicional y la metodología propuesta de diseño de pernos de anclaje, respectivamente. Las conclusiones que se pueden desprender de dichas imágenes son análogas a las descritas recientemente.

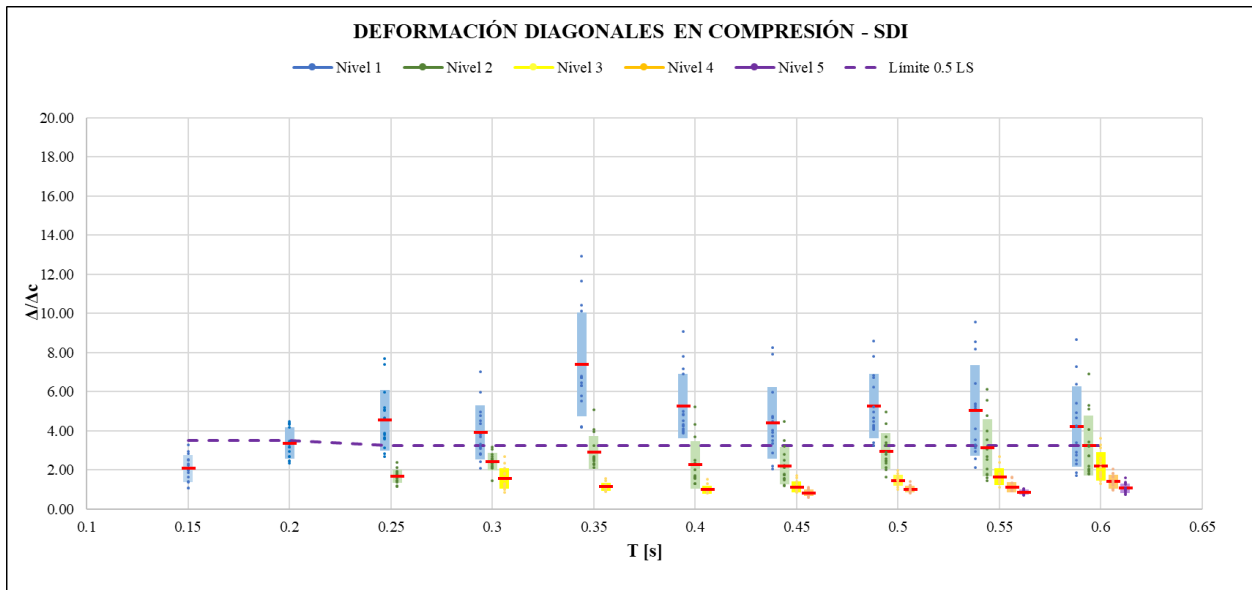


Figura 4.25 Deformación diagonales comprimidas a nivel SDI – Diseño tradicional pernos de anclaje

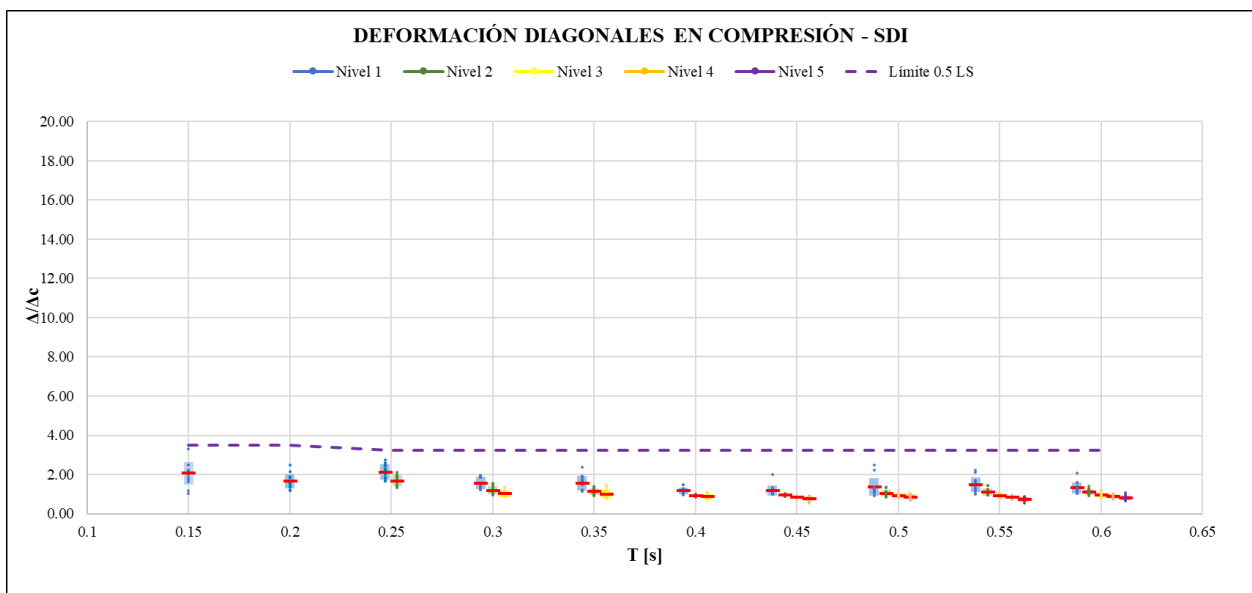


Figura 4.26 Deformación diagonales comprimidas a nivel SDI – Diseño de pernos según metodología propuesta

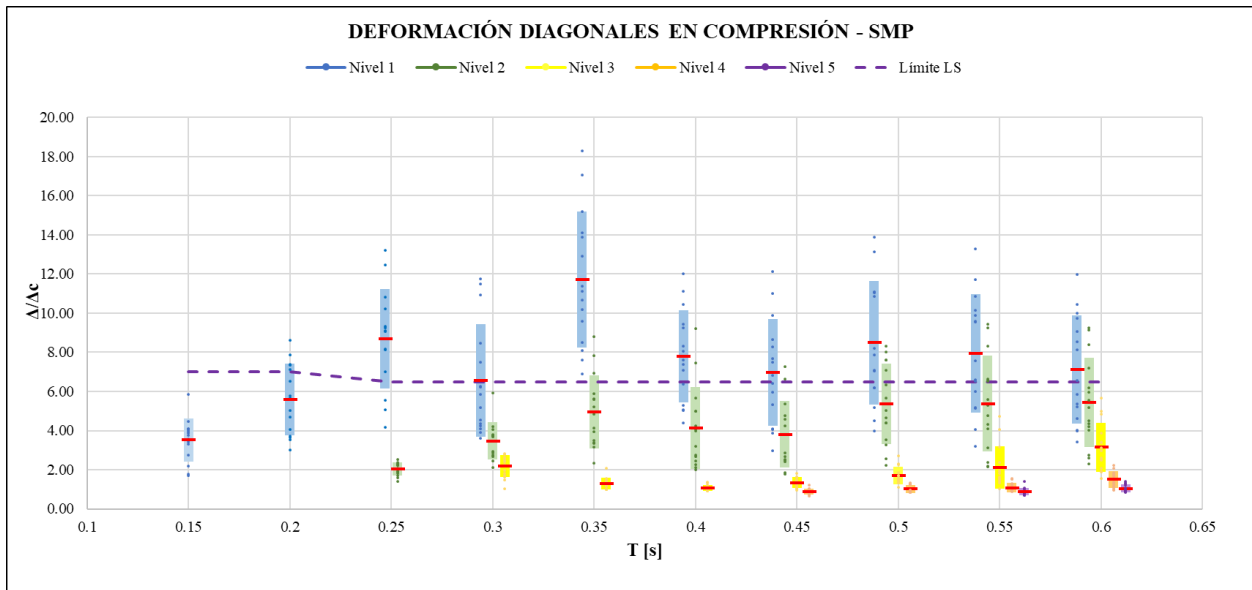


Figura 4.27 Deformación diagonales comprimidas a nivel SMP – Diseño tradicional pernos de anclaje

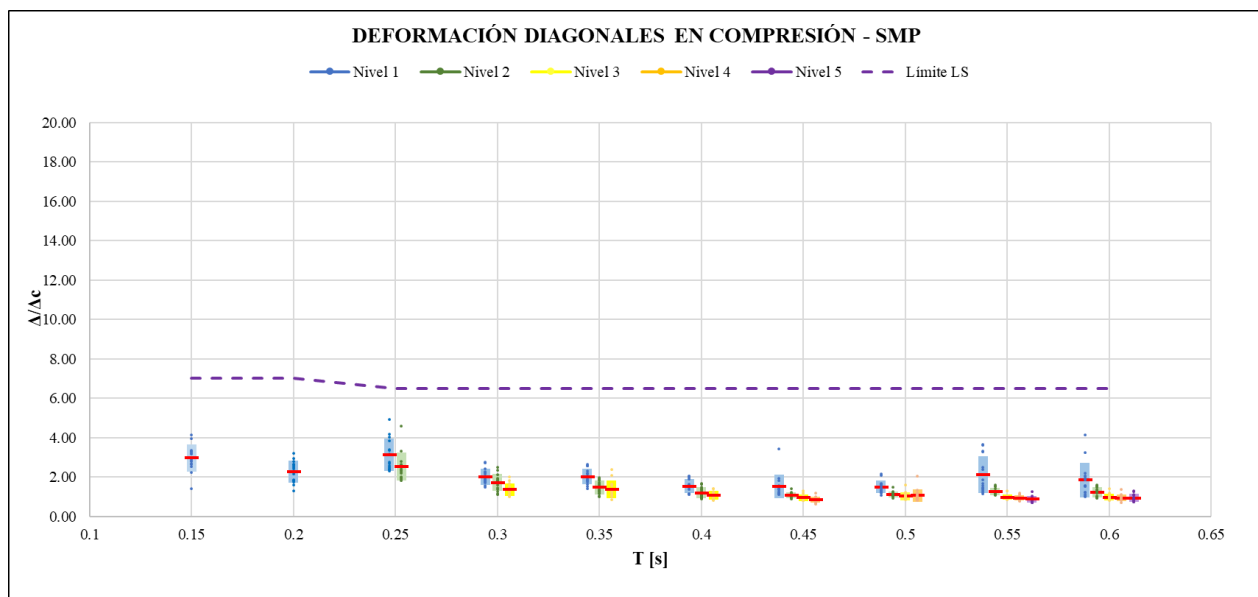


Figura 4.28 Deformación diagonales comprimidas a nivel SMP – Diseño de pernos según metodología propuesta

4.4 Conclusiones

En este capítulo, se presentaron los resultados del diseño tradicional de pernos de anclaje, al igual que los de la metodología de diseño propuesta. Además, se presentaron los resultados de desempeño sísmico de las estructuras del espacio arquetipo reducido de diez modelos al diseñar los pernos de anclaje mediante ambos métodos y se realizó un análisis comparativo de los resultados.

La aplicación de la metodología propuesta resulta en una disminución del área total de pernos de anclaje a utilizar, lo cual fomenta que la plastificación de estos preceda a la de los arriostramientos ante un evento sísmico. Para este caso, ocurre que esta disminución del área total de pernos es tal que el área máxima obtenida es menor a la mínima normativa, sin embargo, dado que este estudio corresponde a una evaluación teórica del método propuesto, esto no significa un impedimento para su aplicación.

Se evidencia una mejora significativa en el desempeño sísmico al aplicar la metodología de diseño propuesta. En particular, de los análisis se obtiene un aumento en la energía disipada por los pernos de anclaje, lo cual está acompañado por una disminución de la energía disipada por los arriostramientos y un aumento en la energía disipada por amortiguamiento viscoso. Además, siguiendo esta línea, se obtiene un aumento considerable en la elongación de los pernos, sin alcanzar su deformación de rotura (20 % del largo del perno) a nivel SDI, al contrario de lo observado mediante el uso de la metodología de diseño tradicional.

Por otro lado, al aplicar la propuesta se observa que, en estructuras de período corto, el factor de modificación de la respuesta por ductilidad (R_{μ}) que estas pueden desarrollar es menor que en estructuras de período largo, lo cual justifica el uso de un factor de modificación de la respuesta estructural R^* variable en función del período fundamental.

Dado que los apoyos se flexibilizan y su plastificación precede a la de los arriostramientos, la estructura tiende a comportarse como un cuerpo rígido, lo cual se evidencia en una disminución general de los factores de utilización de las columnas sísmicas, manteniéndose, en promedio, inferior a uno. Este comportamiento también se evidencia en los resultados del drift de entrepiso, ya que, al aplicar la propuesta, se reduce la concentración de deformación en el primer nivel de la estructura y se homogeniza la deformación en altura, manteniéndose bajo el límite normativo en todos los modelos estructurales. Esto resulta beneficioso para la estructura, ya que se protegen tanto las columnas como los elementos secundarios.

Finalmente, se aprecia que la aplicación del método de diseño propuesto conlleva a una disminución de la deformación de los arriostramientos, tanto con tracción como en compresión, estando, en ambos casos, bajo los límites máximos de aceptación.

CAPÍTULO 5: EVALUACIÓN DE LA METODOLOGÍA EN ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES

5.1 Introducción

Con el propósito de evaluar la metodología propuesta y su aplicabilidad en la práctica nacional, se seleccionaron dos estructuras industriales reales como casos de estudio. En este capítulo, se describen las características de cada estructura, se detalla la aplicación de la metodología en estructuras tridimensionales y, finalmente, se compara el desempeño sísmico obtenido utilizando la metodología propuesta frente el diseño tradicional.

5.2 Descripción de estructuras tridimensionales

La primera estructura, en adelante estructura N°1, pertenece a la División Andina de Codelco, se encuentra emplazada a 80 km al noreste de la ciudad de Santiago, en la región de Valparaíso y corresponde al edificio de un chancador secundario. Esta consta de cuatro niveles y mide 11.75 m de largo, 8.68 m de ancho y 10.98 m de alto. El edificio está estructurado en base a marcos arriostrados concéntricos en ambas direcciones, con diagonales dispuestas tanto en X como en V invertida, lo cual se ilustra en la Figura 5.1.

El período fundamental de la estructura es de 0.35 s en la dirección Y, mientras que en la dirección X es de 0.21 s. El edificio tiene un peso sísmico de 1785 kN y cortes basales de 503.5 kN y 565.2 kN en las direcciones X e Y, respectivamente.

La segunda estructura, en adelante estructura N°2, pertenece a la Minera Centinela de Antofagasta Minerals, se encuentra emplazada a 1350 km al norte de la ciudad de Santiago, en la región de Antofagasta y su función consiste en recibir las alimentaciones de los espesadores. El edificio consta de siete niveles y sus dimensiones generales son de 14.6 m de largo, 9.5 m de ancho y 31.5 m de alto. Su estructuración se basa en marcos arriostrados concéntricos en ambas direcciones, dispuestos en forma de V, V invertida y X, tal como se aprecia en la Figura 5.2.

El período fundamental de la estructura es de 0.52 s en la dirección X, mientras que en la dirección Y es de 0.47 s. El edificio tiene un peso sísmico de 5803.9 kN y cortes basales de 1394.8 kN y 1584.9 kN en las direcciones X e Y, respectivamente.

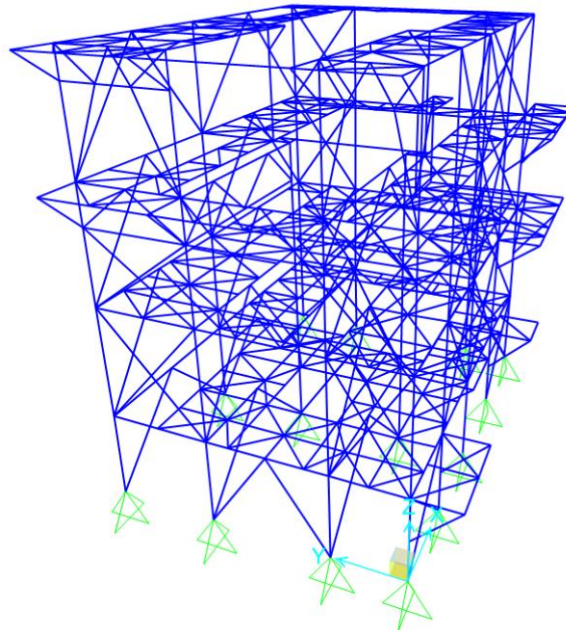


Figura 5.1 Vista isométrica estructura N°1

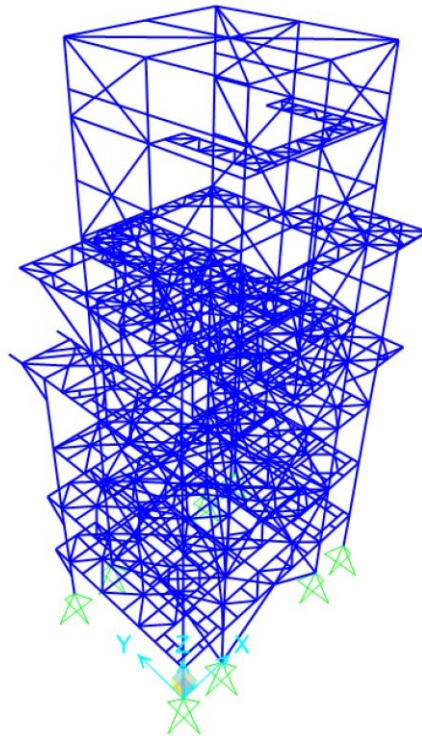


Figura 5.2 Vista isométrica estructura N°2

5.3 Diseño de estructuras tridimensionales

El diseño de ambas estructuras se realizó en base a las disposiciones de la NCh2369:2023 (INN, 2023), considerando los parámetros sísmicos mostrados en la Tabla 5.1.

Categoría de ocupación	II
Coefficiente de importancia, I	1.00
Zona sísmica	3
Aceleración efectiva máxima, A_0	0.40 g
Tipo de suelo	B
	S
Parámetros que dependen del tipo de suelo	To [s]
	P
	T1 [s]
Amortiguamiento, ξ	0.03
F. de reducción de la respuesta, R	3

Se utilizaron las combinaciones de cargas definidas en el punto 4.5 de la norma para el método LRFD, con la misma salvedad mencionada en la Sección 2.4 del presente documento. De esta manera, la regla de simultaneidad para la acción sísmica queda definida como:

$$E = \pm 1.0 E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \quad (5.1)$$

$$E = \pm 0.3 E_x \pm 1.0 E_y \pm 0.3 E_z \quad (5.2)$$

$$E = \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y \pm 1.0 E_z \quad (5.3)$$

Donde

E_x : Carga sísmica desacoplada en la dirección X

E_y : Carga sísmica desacoplada en la dirección Y

E_z : Carga sísmica desacoplada en la dirección Z

En general, los arriostramientos se diseñan para combinaciones de cargas en donde la acción sísmica se encuentra reducida por el factor R , sin embargo, para la estructura N°1, tanto los arriostramientos como los demás elementos sismorresistentes fueron diseñados considerando la carga sísmica horizontal amplificada por $0.7R$, para cumplir con los criterios de esbeltez definidos en el punto 8.6 de la norma NCh2369:2023 (INN, 2023). De este modo, la estructura se comporta de manera elástica para el espectro de referencia definido en la norma. Para la estructura N°2, las diagonales sí fueron diseñadas para combinaciones de cargas en donde la acción sísmica se encuentra reducida, de modo que estas incurrieron en su rango inelástico para el espectro de referencia.

La selección de la tipología de los perfiles utilizados se determina según la función estructural de cada elemento. De esta forma, se utilizan perfiles tipo I soldados para las vigas principales y secundarias, mientras que las columnas se diseñan con perfiles H soldados. Para las diagonales de piso se utilizan ángulos laminados o perfiles XL, dependiendo de la longitud y la magnitud de la carga que deben soportar, y para las diagonales verticales y tornapuntas se emplean perfiles cajón cuadrados (HSS). Todos los perfiles definidos son de acero de calidad ASTM A572 Gr. 50 para placas, con la excepción de las diagonales verticales, las cuales son de calidad ASTM A500 Gr. C.

En las Figuras 5.3 y 5.4, presentadas a continuación, se muestran las secciones de los perfiles correspondientes a los distintos elementos estructurales y sus respectivos factores de utilización, obtenidos tanto para las combinaciones de cargas donde la acción sísmica lateral ha sido reducida por R como para aquellas donde esta ha sido amplificada por $0.7R$, para una elevación de cada estructura. Las elevaciones restantes de cada estructura se incluyen en el ANEXO 5.1.

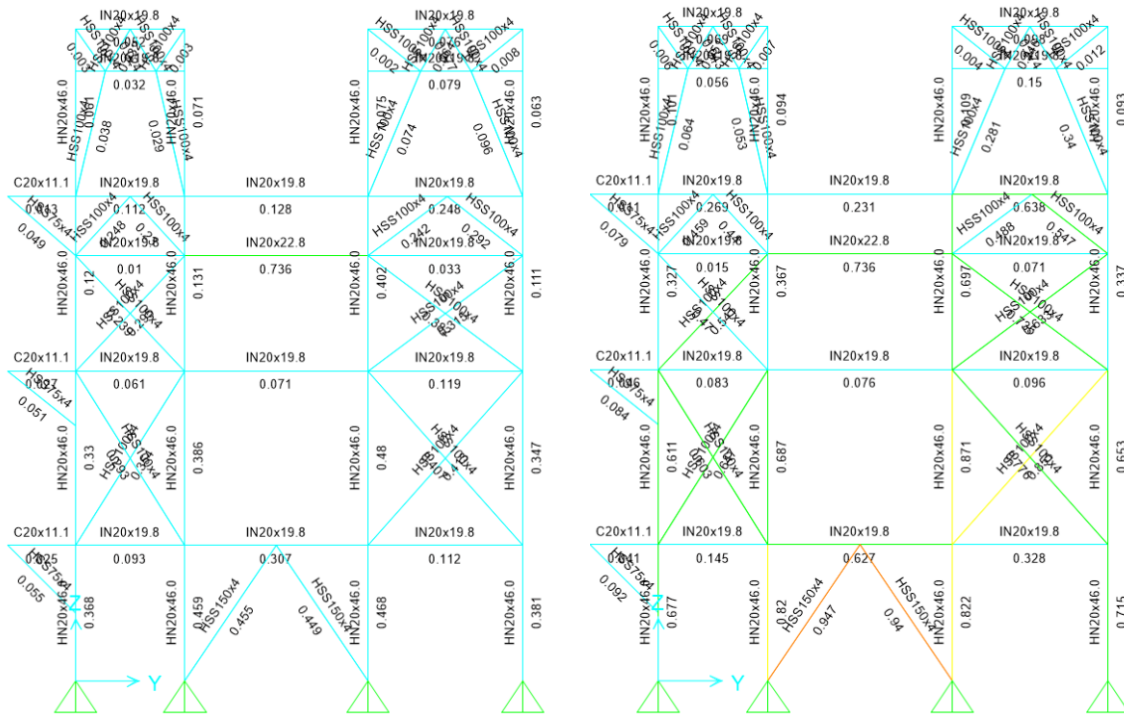


Figura 5.3 Secciones y FU estructura N°1 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica ampliada

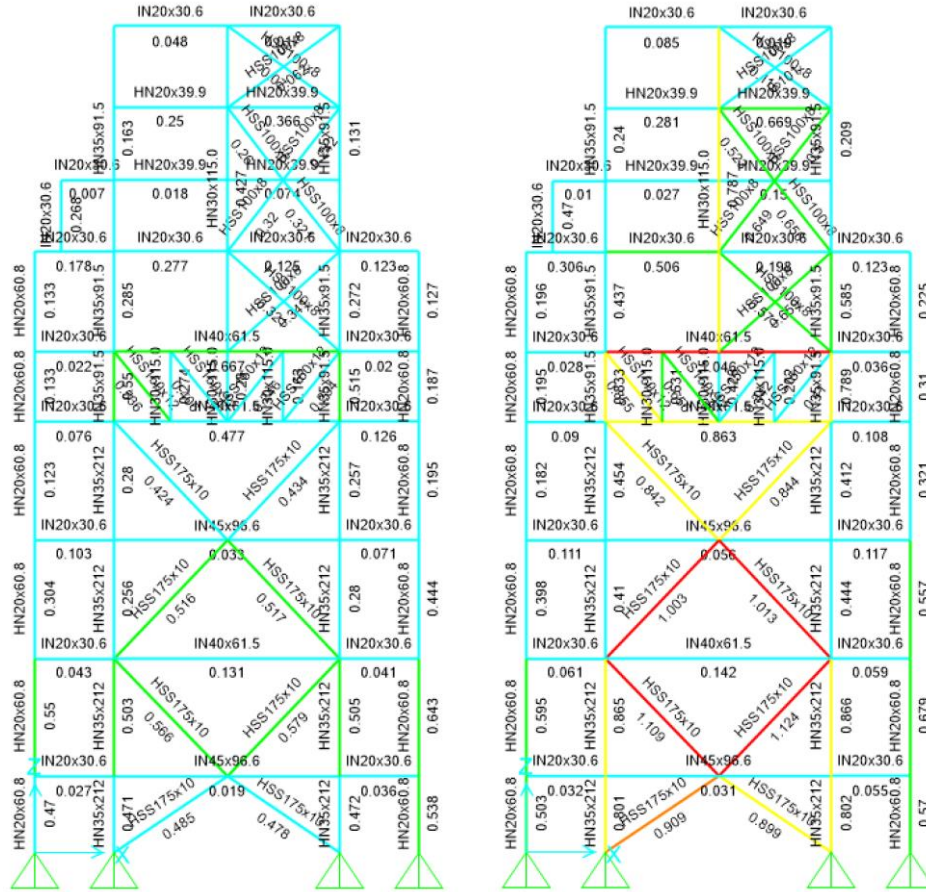


Figura 5.4 Secciones y FU estructura N°2 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica ampliada

5.4 Modelación no-lineal en SAP2000 de estructuras tridimensionales

Al igual que en las estructuras planas, la no linealidad de las estructuras tridimensionales se concentra en los anclajes y los arriostramientos. Con esto, los elementos fusibles se modelan del mismo modo que en las estructuras planas, como se especifica en las Secciones 3.3 y 3.4 del presente documento.

En primer lugar, los anclajes se modelan mediante dos elementos *link*, que representan los pernos de anclaje y el pedestal, sin masa ni peso y que actúan en paralelo. Los pernos de anclaje se modelan mediante un *link* del tipo *Multilinear Plastic* (MLP), mientras que el pedestal se representa por medio de un *link* del tipo *gap*. Al igual que en los modelos planos, la transmisión de corte se considera elástica por medio de la llave de corte. En el ANEXO 5.2 se presentan las curvas monotónicas de los pernos de anclaje asociados a las estructuras N°1 y N°2.

Por otro lado, los arriostramientos, al igual que los pernos, se modelan mediante *links* del tipo MLP, sin embargo, a estos sí se les asigna una masa y un peso, los cuales se determinan considerando el largo entre puntos de trabajo de la diagonal. El largo considerado de los arriostramientos para representar su comportamiento definido en la curva monotónica es el comprendido entre las líneas de plastificación. Para arriostramientos tipo cajón, este largo se mide entre las líneas de pernos más alejadas de cada una de las conexiones extremas del miembro. En el caso de diagonales dispuestas en X, se considera el largo entre el inicio del arriostramiento y el punto de cruce. En el ANEXO 5.3 se presentan las curvas monotónicas de los arriostramientos asociados a las estructuras N°1 y N°2.

Dado que no todos los arriostramientos incursionan en su rango inelástico, sólo se modelan de manera no-lineal aquellos que alcanzan un factor de utilización igual o superior a 0.8 para las combinaciones de cargas en donde la carga sísmica horizontal ha sido amplificada por 0.7R. Los modelos no lineales de las estructuras N°1 y N°2 se ilustran en la Figura 5.5.

Para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras, se realizan análisis dinámicos tiempo-historia no lineales del tipo *Fast Nonlinear Analysis* (FNA), del mismo modo que en el espacio arquetipo bidimensional. Asimismo, en los análisis se utilizó la misma selección de 15 registros sísmicos reales, para nivel de amenaza SDI y SMP.

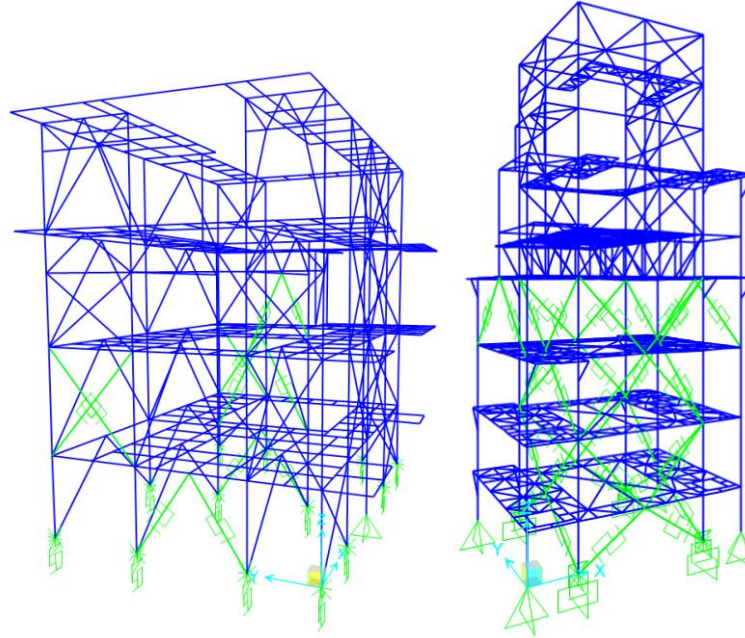


Figura 5.5 Modelos no lineales de estructuras tridimensionales – (Izq.) Estructura N°1 (Der.) Estructura N°2

5.5 Diseño de pernos de anclaje

La aplicación de la metodología de diseño de pernos en estructuras tridimensionales sigue un proceso análogo al descrito en la Sección 2.3 para estructuras planas, no obstante, se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones. En primer lugar, el factor de utilización del arriostramiento más solicitado se obtiene de las combinaciones de cargas que agrupan el peso sísmico de la estructura con la acción sísmica lateral, donde la carga sísmica horizontal en una dirección se combina con un 30 % de la carga sísmica horizontal en la dirección perpendicular. De esta forma, las combinaciones quedan definidas como:

$$D + 0.25L + Ex_ref + 0.3Ey_ref \quad (5.4)$$

$$D + 0.25L + 0.3Ex_ref + Ey_ref \quad (5.5)$$

Donde

D : Carga muerta

L : Carga viva

Ex_ref : Carga sísmica lateral en dirección X del espectro de referencia

Ey_ref : Carga sísmica lateral en dirección Y del espectro de referencia

Luego, el coeficiente Ω_b se determina de la misma forma que en las Ecuaciones 2.2 y 2.3, y con ello, se calcula el factor α según la Ecuación 2.4.

Finalmente, para obtener la menor tracción (T_u) entre las bases de las columnas asociadas al panel arriostrado que contiene la diagonal más solicitada, en lugar de utilizar la combinación de carga definida en la Ecuación 2.5, se deben considerar las siguientes combinaciones de carga:

$$D + 0.25L + \alpha (Ex_{ref} + 0.3Ey_{ref}) \tag{5.6}$$

$$D + 0.25L + \alpha (0.3Ex_{ref} + Ey_{ref}) \tag{5.7}$$

Una vez determinada T_u , se calcula el área máxima de pernos que garantiza la fluencia de estos antes del pandeo de los arriostramientos según la Ecuación 2.7.

A diferencia de los modelos bidimensionales, donde todas las bases de columnas comparten la misma configuración de pernos de anclaje, en la práctica esto no siempre ocurre, de modo que el diseño de pernos se discretiza en función de las magnitudes de las tracciones en los apoyos, permitiendo así una distribución más eficiente.

En la Tabla 5.2 se muestran los resultados del diseño de pernos de anclaje basado en la metodología tradicional. En la estructura N°1, dada la irregularidad de la estructura y la amplia cantidad de columnas sísmicas, el diseño se discretiza en tres grupos, denominados PD01, PD02 y PD03, como se aprecia en la Figura 5.6. Por otro lado, en la estructura N°2 sólo hay cuatro columnas sísmicas, de modo que se define sólo una configuración, denominada PD01, como se puede ver en la Figura 5.7.

Tabla 5.2 Diseño tradicional de pernos de anclaje en estructuras tridimensionales

Estructura	N°1	N°1	N°1	N°2
Diseño	PD01	PD02	PD03	PD01
T_u [kN]	637.1	428.3	230.2	2070.3
d_b [in]	1 1/4	1	3/4	1 5/8
N_b	4	4	4	8
A_b [mm ²]	3167	2027	1140	10704
$\phi T_n = \phi A_b (0.75F_u)$ [kN]	712.6	456.0	256.5	2408.4
$FU = T_u/\phi T_n$	0.89	0.94	0.90	0.86

Donde

- T_u [kN] : Tracción máxima en la columna proveniente de la combinación de carga
- d_b [in] : Diámetro del perno
- N_b : Número de pernos
- A_b [mm²] : Área de pernos
- $\phi T_n = \phi A_b (0.75 F_u)$ [kN] : Resistencia de diseño a tracción del grupo de pernos
- $FU = T_u / \phi T_n$: Relación demanda / capacidad de los pernos de anclaje

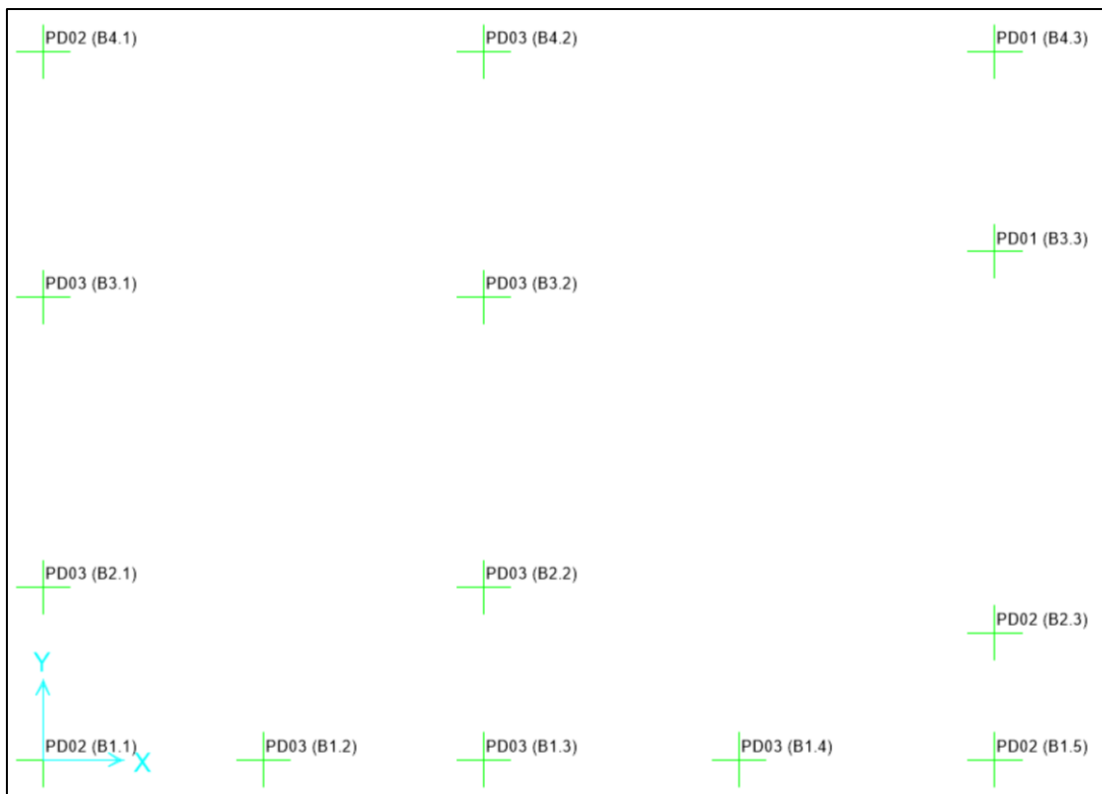


Figura 5.6 Configuración de anclajes en estructura N°1

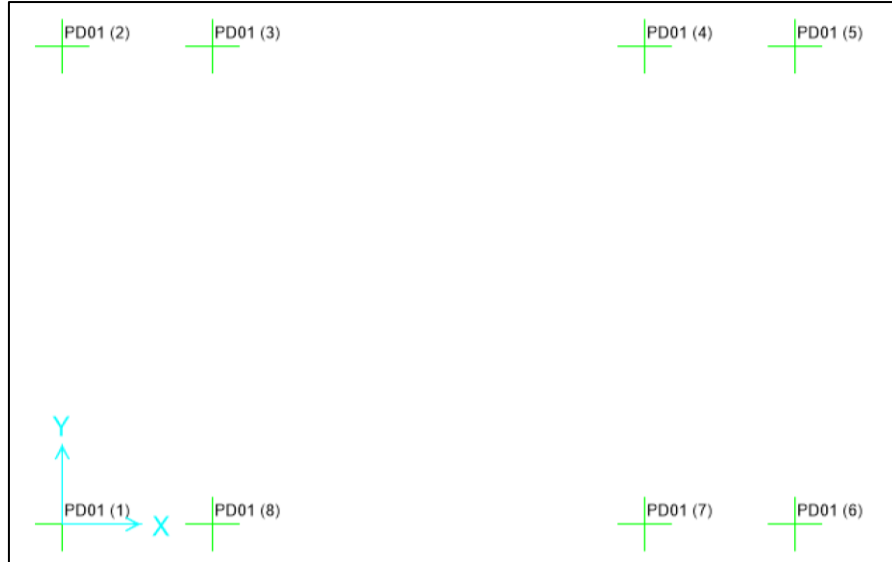


Figura 5.7 Configuración de anclajes en estructura N°2

En la Tabla 5.3 se muestran los resultados del diseño de pernos de anclaje empleando la metodología propuesta.

Tabla 5.3 Diseño de pernos de anclaje según metodología propuesta en estructuras tridimensionales

Estructura	N°1	N°1	N°1	N°2
Diseño	PD01	PD02	PD03	PD01
FU DIAG	1.12	1.12	1.12	1.73
Ω_b	1.40	1.40	1.40	1.23
$\alpha = \Omega_b/FU$	1.25	1.25	1.25	0.71
Tu [kN]	2046.5	1021.1	153.7	3437.5
β	1.24	1.24	1.24	1.24
$A_{ab,max} [mm^2] = Tu/(\beta R_y.ab F_y.ab)$	4437	2214	333	7452
$A_{ab,min} [mm^2] = Tu(R=3)/(\phi 0.75 F_u.ab)$	2832	1903	1023	9201
$A_{ab,tradicional} [mm^2]$ (Tradicional)	3167	2027	1140	10704
$A_{ab,max}/A_{ab,min}$	1.57	1.16	0.33	0.81
$A_{ab,max}/A_{ab,tradicional}$	1.40	1.09	0.29	0.70
d_b [in] (Método)	1 1/4	1	3/8	1 1/4
$A_{b,método} [mm^2]$ (Método)	3167	2027	285	6334

Donde

FU DIAG : Relación demanda/capacidad en la diagonal más solicitada de los modelos lineales considerando las combinaciones de carga 5.4 y 5.5

Ω_b : Relación entre resistencia esperada y resistencia nominal en compresión

α : Definido en la Ecuación 2.4

T_u [kN]	: Tracción mínima en la columna considerando las combinaciones de carga 5.6 y 5.7
β	: Coeficiente de ajuste
Aab.máx [mm ²]	: Área máxima de pernos según la metodología propuesta para asegurar que la plastificación de estos preceda al pandeo del arriostramiento más solicitado, obtenida de la Ecuación 2.7(2.7
Aab.mín [mm ²]	: Área mínima de pernos para resistir las solicitaciones de tracción según el método tradicional de diseño de pernos de anclaje
Aab.tradicional [mm ²]	: Área de pernos obtenida del diseño tradicional
d_b [in] (Método)	: Diámetro de perno propuesto según metodología propuesta
Aab.método [mm ²]	: Área de pernos obtenida de la metodología de diseño propuesta

5.6 Evaluación del desempeño sísmico

A continuación, se presentan los resultados de los análisis tiempo-historia no lineales realizados en ambas estructuras, considerando el diseño tradicional de pernos y la metodología propuesta.

5.6.1 Energía disipada

En las Figuras 5.8 y 5.9 se presenta la distribución de la energía disipada en las dos estructuras analizadas para ambas metodologías, considerando una demanda sísmica correspondiente a los niveles SDI y SMP, respectivamente. Los resultados obtenidos son consistentes con los expuestos en la Sección 4.3.1 para el espacio arquetipo plano. En términos generales, la aplicación de la metodología propuesta favorece una distribución más eficiente de la energía disipada por los fusibles, reduciendo la disipación en los arriostramientos e incrementando la disipación de los pernos de anclaje y la disipación asociada al amortiguamiento viscoso, lo que refuerza la efectividad del enfoque adoptado.

En la Figura 5.8 se observa que, en la estructura N°1 la energía disipada por los pernos de anclaje se mantiene constante en un 3 % al aplicar la metodología propuesta, sin embargo, la energía disipada por los arriostramientos se reduce del 3 % al 1 %. En el caso de la estructura N°2, la mejora es aún

más significativa, ya que, con el diseño tradicional, los arriostramientos disipan un 25 % de la energía total, mientras que los anclajes sólo contribuyen con un 4 %, sin embargo, al implementar la metodología propuesta, la disipación de energía de los arriostramientos disminuye al 5 %, mientras que la de los pernos de anclaje aumenta al 9 %.

Es importante señalar que, en la estructura N°1, la disipación de energía por parte de los arriostramientos es menor debido a que estos fueron diseñados para comportarse de manera elástica, lo cual limita su participación en la disipación de energía.

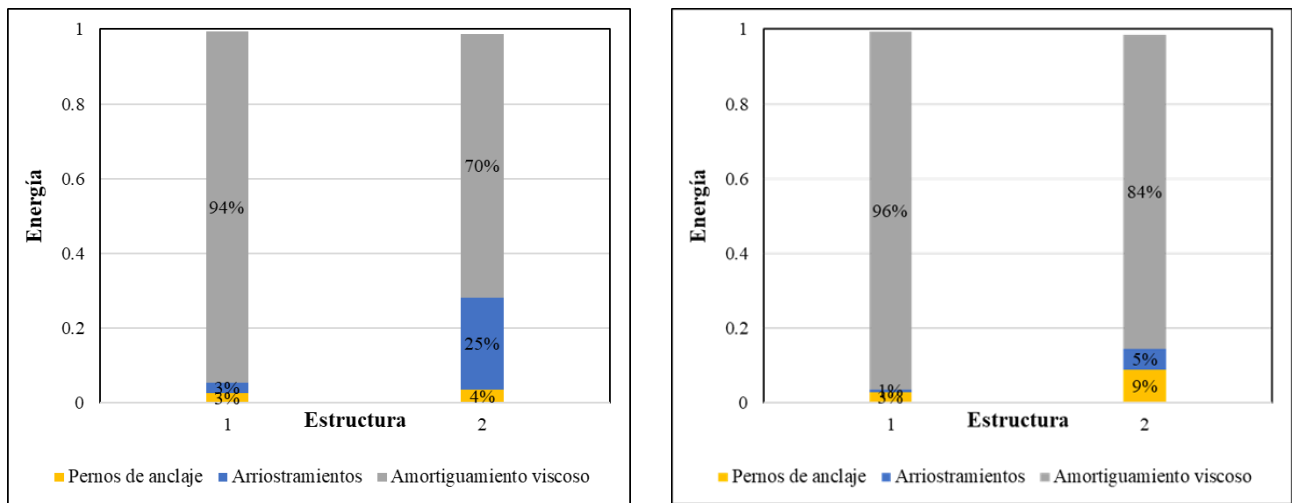


Figura 5.8 Energía disipada a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

En la Figura 5.9, correspondiente al nivel SMP, se obtienen conclusiones similares a las previamente descritas, salvo que los valores reflejan de manera aún más clara la mayor eficiencia en la distribución de la energía disipada. En la estructura N°1, la disipación de energía en los arriostramientos se reduce del 9 % al 5 %, mientras que en la estructura N°2 disminuye del 29 % al 10 %.

Es importante destacar que tanto a nivel SDI como SMP, la aplicación de la metodología propuesta evidencia un incremento significativo en la energía disipada por amortiguamiento viscoso. Este fenómeno se debe a que, cuando los pernos de anclaje fluyen en tracción, la estructura experimenta un aumento en su velocidad de movimiento, aumentando proporcionalmente el amortiguamiento viscoso. Ahora bien, en la realidad el amortiguamiento de las estructuras proviene principalmente de la fricción entre sus elementos, siendo una función del desplazamiento más que de la velocidad, no obstante, a pesar de esta diferencia en la representación del fenómeno, los resultados muestran que,

bajo el mismo criterio de modelación para ambos enfoques de diseño de pernos, la metodología propuesta permite una distribución más eficiente de la energía disipada a través de los fusibles.

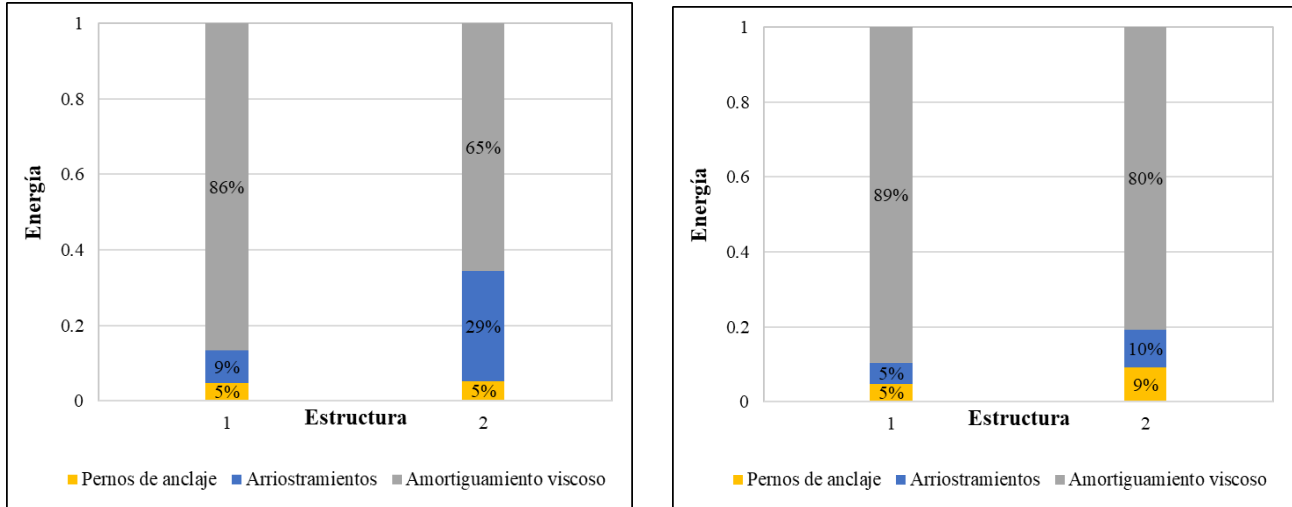


Figura 5.9 Energía disipada a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

5.6.2 Factor de modificación de la respuesta por ductilidad

En las Figuras 5.10 y 5.11 se presentan los resultados del factor de reducción de la respuesta por ductilidad (R_{μ}) obtenidos de ambas estructuras, para ambas metodologías de diseño, en la dirección X e Y, respectivamente, para un nivel de demanda sísmica SDI, mientras que, en las Figuras 5.12 y 5.13, se presentan estos mismos resultados para nivel SMP.

De los resultados obtenidos, se puede observar que, en ambas estructuras y para ambos métodos la reducción de la respuesta por disipación es equivalente, sin embargo, la aplicación de la metodología propuesta fomenta una secuencia de plastificación en donde los pernos de anclaje plastifican antes que los arriostramientos.

Al comparar los resultados obtenidos para ambos niveles de demanda sísmica, se observa que la media de R_{μ} es, aproximadamente, 1.3 veces mayor para el nivel SMP, lo cual es cercano a la razón entre los dos niveles de demanda sísmica, correspondiente a 1.4. Esto significa que el aumento en el valor de R_{μ} se debe a un aumento en el corte elástico, no así en el inelástico.

Lo anterior respalda la hipótesis de que la disipación de energía se concentra en los pernos de anclaje, los cuales imponen un filtro a la magnitud de la carga que puede tomar la estructura. De este modo, al aumentar la magnitud del sismo, la respuesta se mantiene estable, protegiendo a la estructura ante sismos severos.

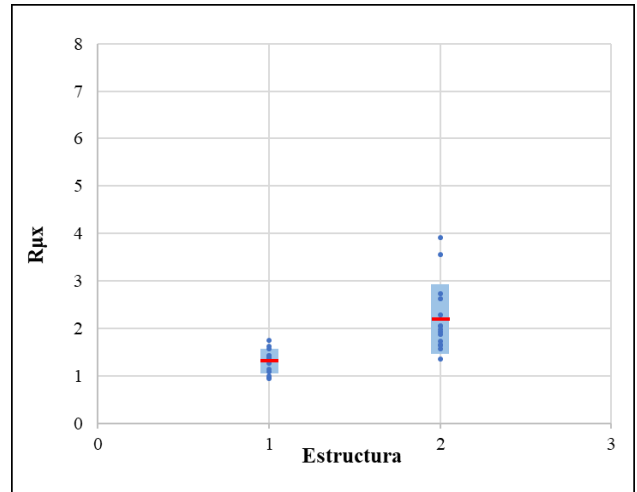
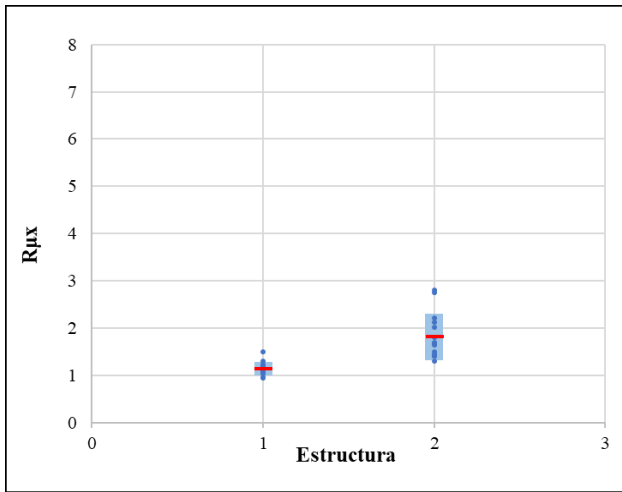


Figura 5.10 Fac. de reducción por ductilidad a nivel SDI - Dir. X – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta

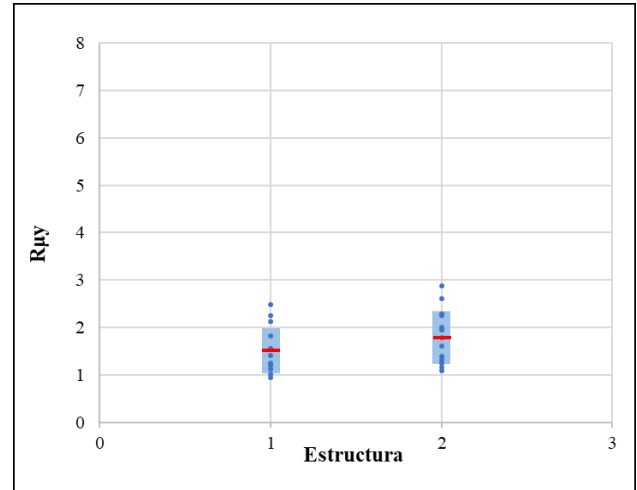
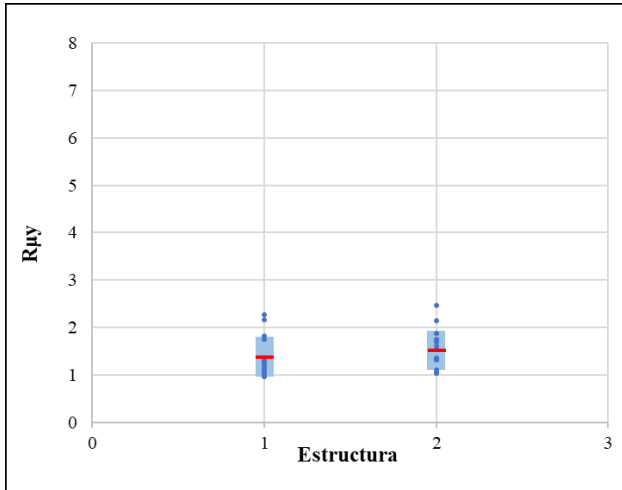


Figura 5.11 Fac. de reducción por ductilidad a nivel SDI - Dir. Y – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta

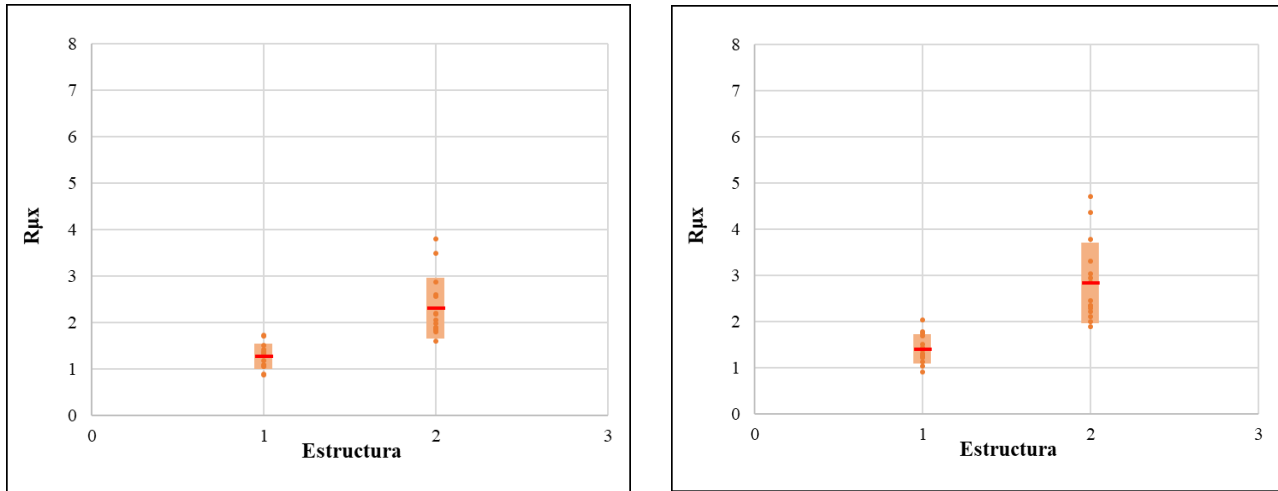


Figura 5.12 Fac. de reducción por ductilidad a nivel SMP - Dir. X – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. Propuesta

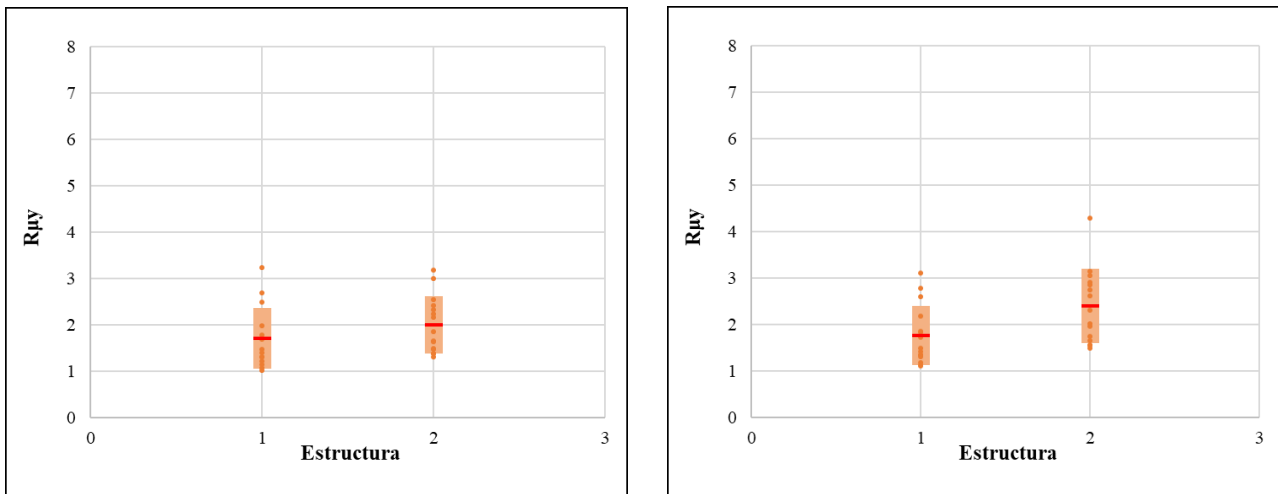


Figura 5.13 Fac. de reducción por ductilidad a nivel SMP - Dir. Y – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. Propuesta

5.6.3 Elongación de pernos de anclaje

En las Figuras 5.14 y 5.15 se presenta la elongación de los pernos de anclaje en las dos estructuras analizadas, considerando una demanda sísmica correspondiente a los niveles SDI y SMP, respectivamente. Los resultados obtenidos son coherentes con los expuestos en la Sección 4.3.3 para el espacio arquetipo plano. En términos generales, la aplicación de la metodología propuesta conduce naturalmente a una mayor elongación de los pernos de anclaje, sin exceder su deformación de rotura. Este comportamiento explica, a su vez, el incremento en la energía disipada por estos elementos, conforme a lo descrito en la Sección 5.6.1.

En la Figura 5.14 se observa que, en la estructura N°1, la elongación media de los pernos aumenta del 1.5 % al 2.6 %, mientras que el percentil 84 no supera el 5 % en ninguno de los casos. Por otro lado, en la estructura N°2, la elongación media de los anclajes se incrementa de un 2 % a un 6.7 % y el percentil 84, considerando la metodología propuesta, se mantiene por debajo del 10 %. Si bien en ambas estructuras la elongación de los pernos aumenta con la aplicación de la metodología propuesta, en ningún caso, a nivel SDI, se alcanza la deformación de rotura, correspondiente a un 20 %.

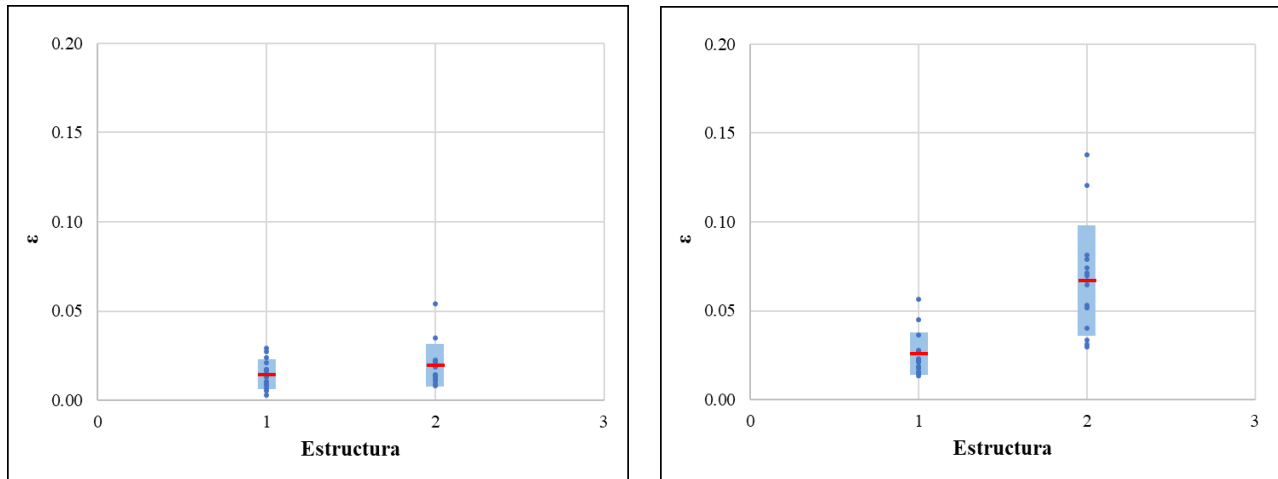


Figura 5.14 Elongación de pernos de anclaje a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

En la Figura 5.15 se observa la misma tendencia que en la figura anterior. Lo más relevante en este caso es que, incluso a nivel SMP, el percentil 84 de la elongación de los pernos de anclaje se mantiene por debajo del 20 %. Esto indica un desempeño estructural satisfactorio de los pernos cuando son diseñados mediante la metodología propuesta.

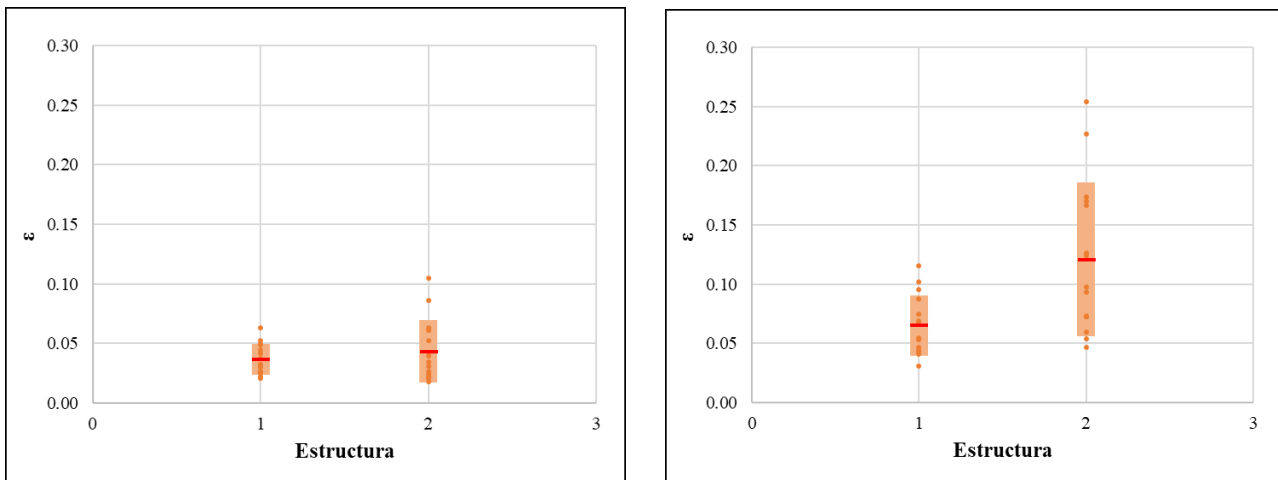


Figura 5.15 Elongación de pernos de anclaje a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

5.6.4 Factor de utilización de columnas sísmicas

En las Figuras 5.16 y 5.17 se muestran los resultados de los factores de utilización de las columnas sísmicas a nivel SDI, considerando el diseño tradicional de los pernos y el diseño según metodología propuesta, respectivamente. Por otro lado, en las Figuras 5.18 y 5.19 se muestran los resultados a nivel SMP considerando el método de diseño tradicional y el propuesto, respectivamente.

Al comparar los resultados obtenidos de ambos métodos de diseño, se observa que, en general, el FU de las columnas sísmicas disminuye en todos los niveles para ambas estructuras y para ambos niveles de amenaza sísmica al aplicar la metodología propuesta, lo cual es análogo a lo obtenido para estructuras bidimensionales. Particularmente, en la estructura N°1 se observa que, en promedio, los valores de FU se mantienen prácticamente constantes, lo cual se debe a que la estructura fue diseñada de modo que las diagonales se mantengan elásticas, como se mencionó en la Sección 5.3, lo cual evita la formación del fenómeno de piso blando y protege a las columnas. Por otro lado, en la estructura N°2 se observa que los valores medios de FU disminuyeron de manera considerable, lo cual se debe a que, al imponer que la fluencia de los pernos preceda al pandeo de los arriostramientos, la estructura se comporta de manera similar a un cuerpo rígido, protegiendo a las columnas. Finalmente, se observa además que, a nivel SDI y para ambas metodologías, el valor medio de FU se mantiene igual o menor a 1.

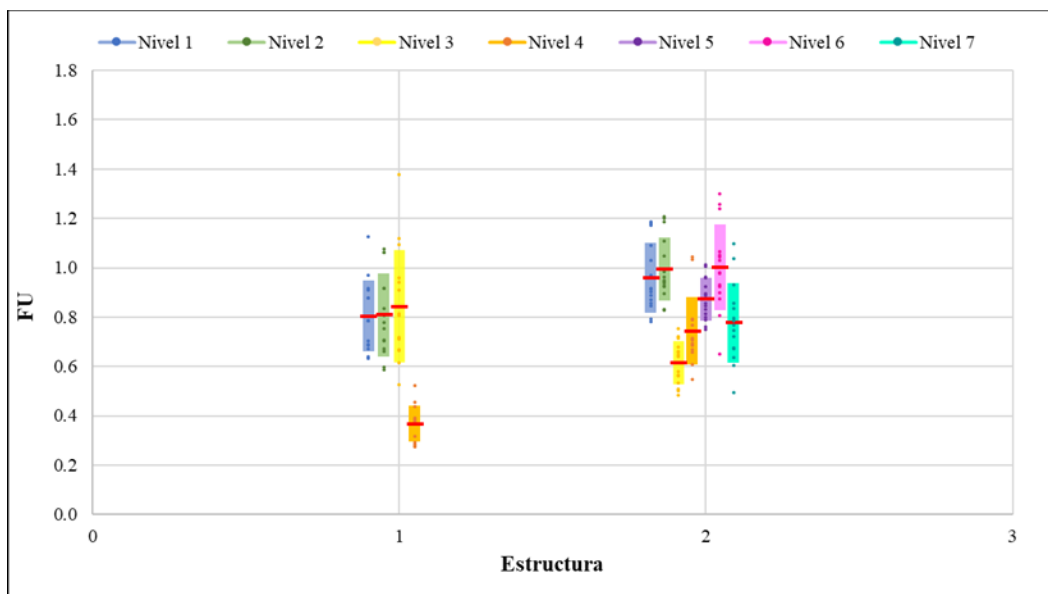


Figura 5.16 Factores de utilización de columnas a nivel SDI – Diseño tradicional

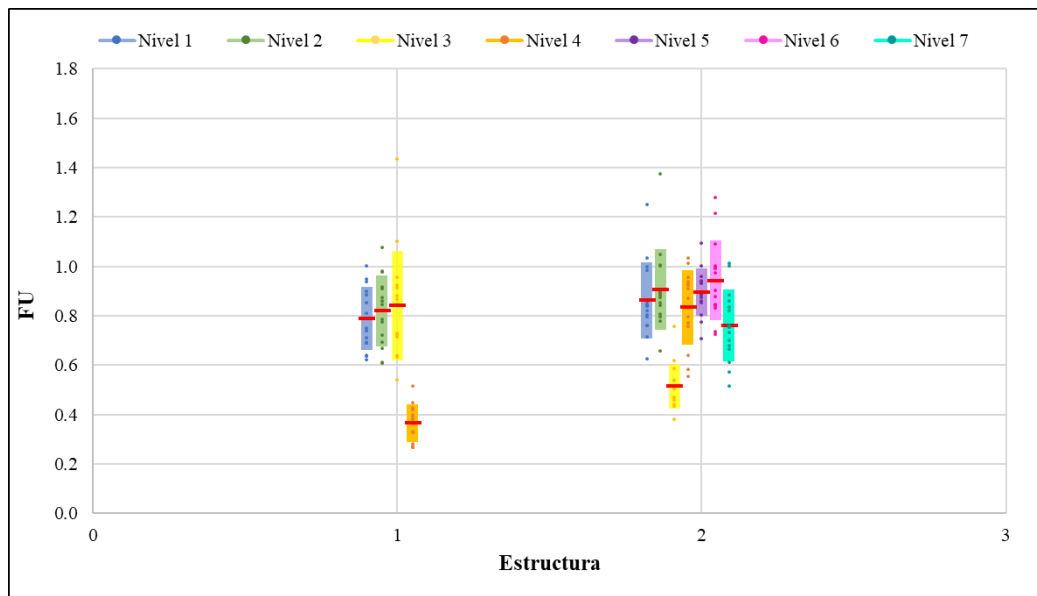


Figura 5.17 Factores de utilización de columnas a nivel SDI – Metodología propuesta

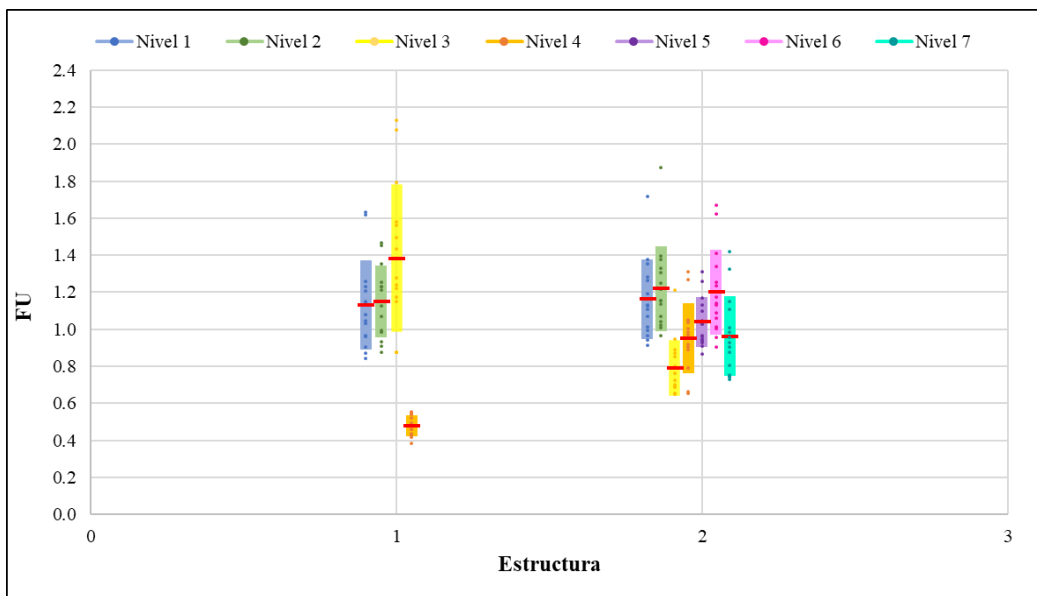


Figura 5.18 Factores de utilización de columnas a nivel SMP – Diseño tradicional

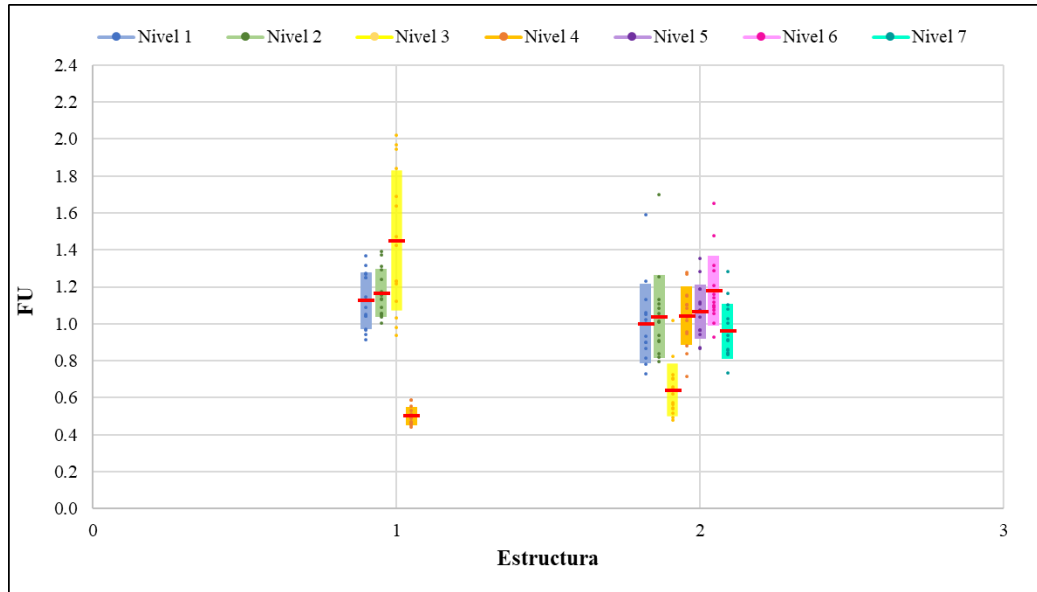


Figura 5.19 Factores de utilización de columnas a nivel SMP – Metodología propuesta

5.6.5 Drift de entrepiso

Desde la Figura 5.20 hasta la Figura 5.23 se presentan los resultados del *drift* de entrepiso promedio en la estructura N°1, evaluado en las direcciones globales X e Y, para los niveles SDI y SMP. El análisis considera tanto el diseño tradicional de los pernos de anclaje como la metodología propuesta. En esta estructura, el *drift* se midió en las cuatro columnas ubicadas en las esquinas del edificio, abarcando los cuatro niveles de piso que este posee.

En términos generales, se observa que, debido a la irregularidad de la estructura, esta tiene dos ejes con rigideces distintas, lo que genera una torsión en planta y, en consecuencia, desplazamientos diferenciados en ambas direcciones. Se evidencia que, al aplicar la metodología propuesta, este efecto se ve mitigado en la dirección Y de la estructura, no así en la dirección X.

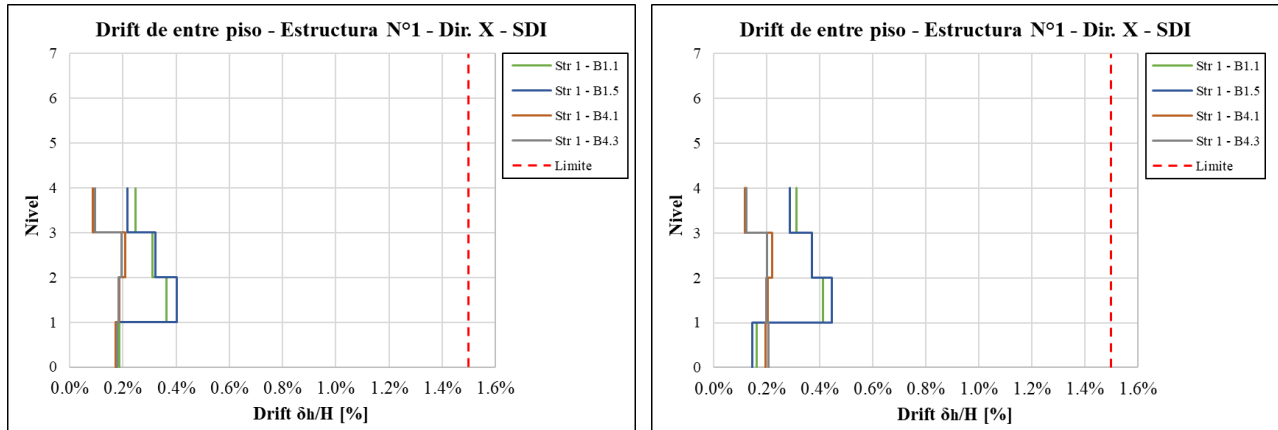


Figura 5.20 *Drift* de entrepiso Est. N°1, Dir. X, SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

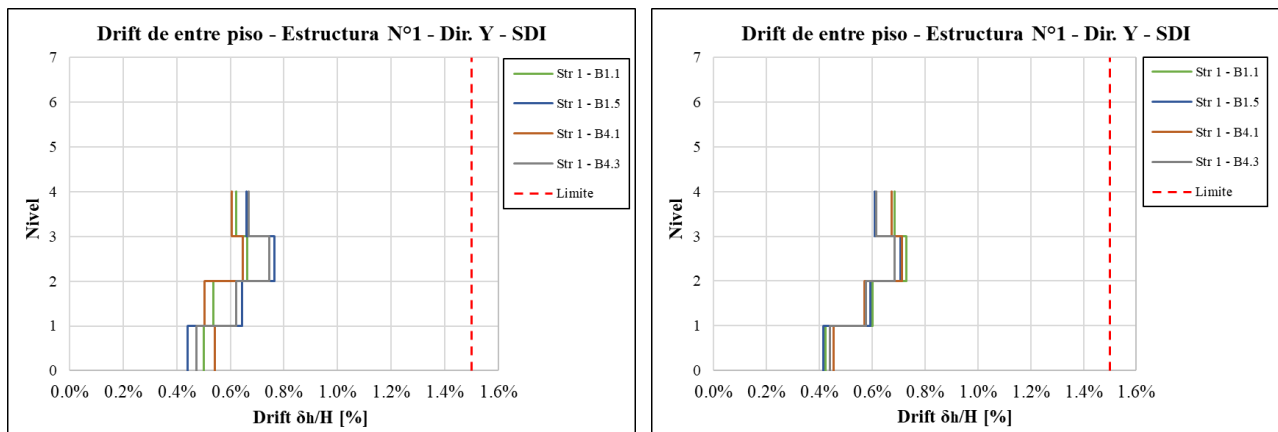


Figura 5.21 *Drift* de entrepiso Est. N°1, Dir. Y, SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

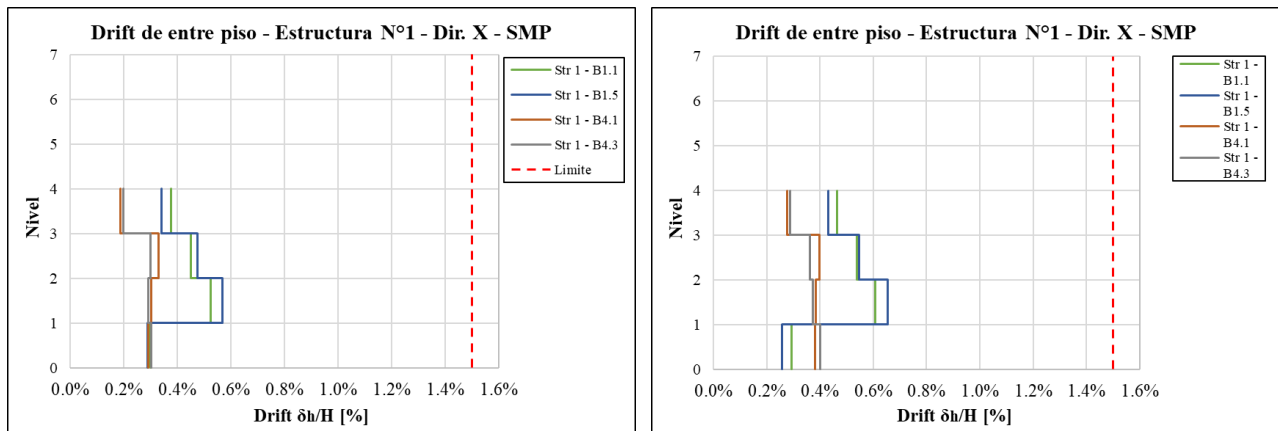


Figura 5.22 *Drift* de entrepiso Est N°1, Dir. X, SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

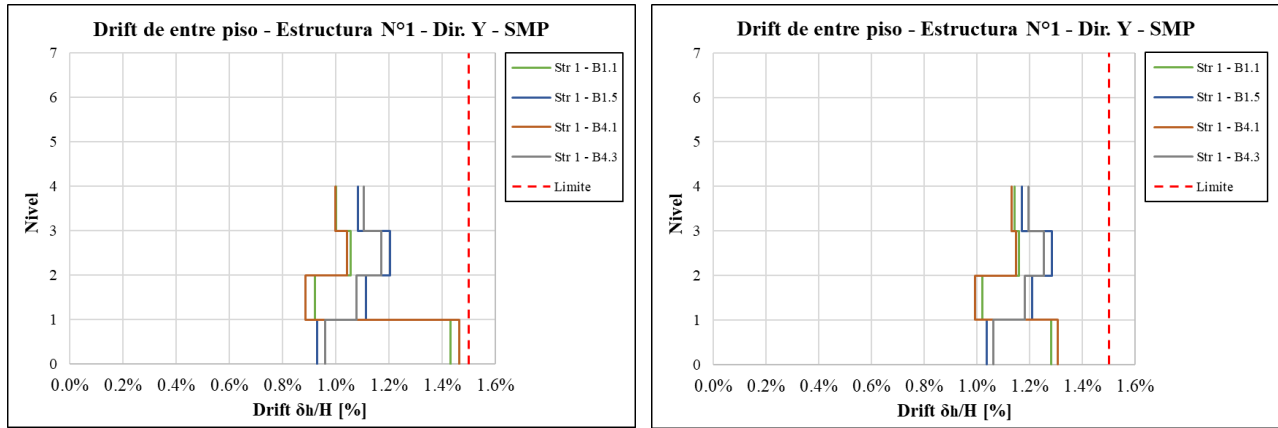


Figura 5.23 *Drift* de entrepiso Est. N°1, Dir. Y, SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

Desde la Figura 5.24 hasta la Figura 5.27 se presentan los resultados del *drift* de entrepiso promedio en la estructura N°2, evaluado en las direcciones X e Y, para los niveles SDI y SMP. El análisis considera tanto el diseño tradicional de pernos de anclaje como la metodología propuesta. En esta estructura, el *drift* se midió en las cuatro columnas centrales, abarcando los siete niveles que posee.

En términos generales, en la estructura N°2 se observa que la metodología propuesta contribuye a una distribución más homogénea de las deformaciones de entrepiso, permitiendo que la estructura se deforme de manera similar a un cuerpo rígido, lo cual favorece la protección de la estructura.

Bajo el diseño tradicional, los resultados muestran que el *drift* en los niveles dos y tres es considerablemente mayor en comparación con el nivel uno. Esto se debe a que los arriostramientos de estos niveles experimentan pandeo, lo que genera una condición de piso blando y un aumento significativo en las deformaciones a nivel de piso. En contraste, la metodología propuesta mitiga este efecto al reducir las solicitaciones sobre los arriostramientos, evitando que pandeen y, en consecuencia, previniendo la formación de pisos blandos.

En las Figuras 5.24 y 5.26 se observa que el *drift* del último nivel en la dirección global X es significativamente mayor en comparación a los niveles inferiores. Si bien a nivel SDI dicho *drift* se mantiene por debajo del límite normativo de 1.5 %, a nivel SMP se excede ese umbral, alcanzando valores cercanos a 1.7 %. Este comportamiento no está asociado a la aplicación de una u otra metodología de diseño, sino que responde a características geométricas y estructurales del nivel superior. En particular, dicho nivel presenta una altura cercana a los 8 m, lo que incrementa la

flexibilidad de las columnas. Además, en esta dirección no hay arriostramientos que restrinjan el desplazamiento lateral. Este efecto se ilustra en la Figura 5.28, donde se presenta la deformada de la estructura para el decimoprimer registro sísmico.

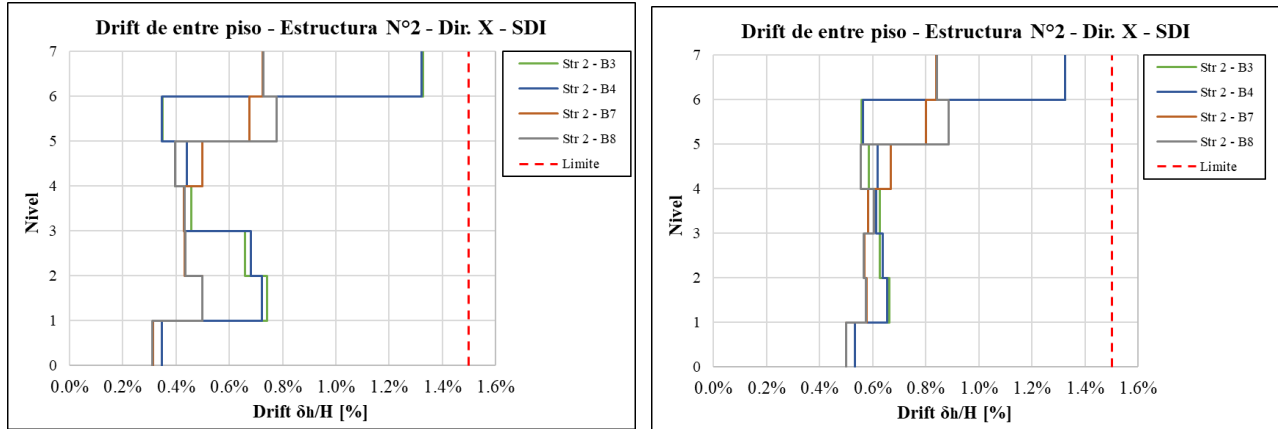


Figura 5.24 *Drift* de entrepiso Est. N°2, Dir. X, SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

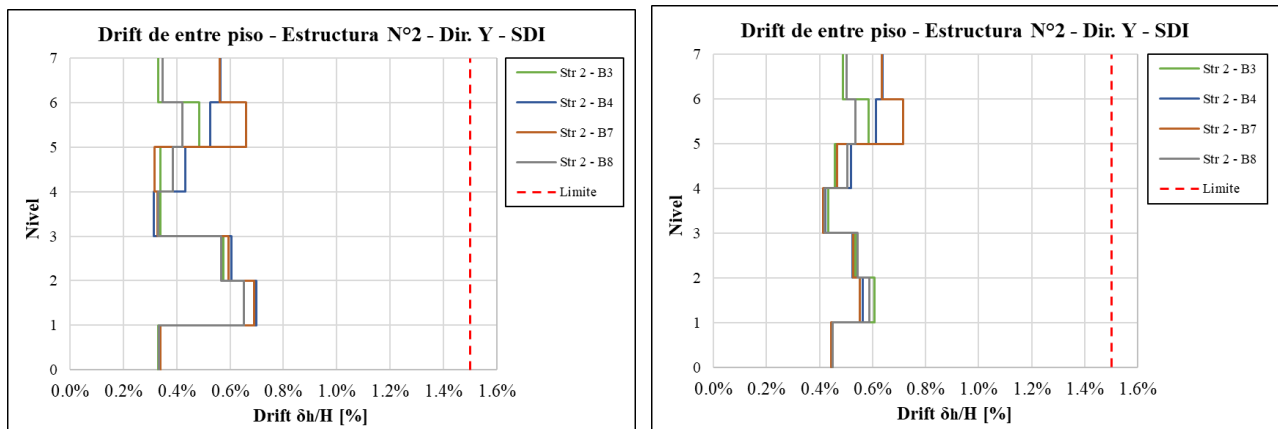


Figura 5.25 *Drift* de entrepiso Est. N°2, Dir. Y, SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

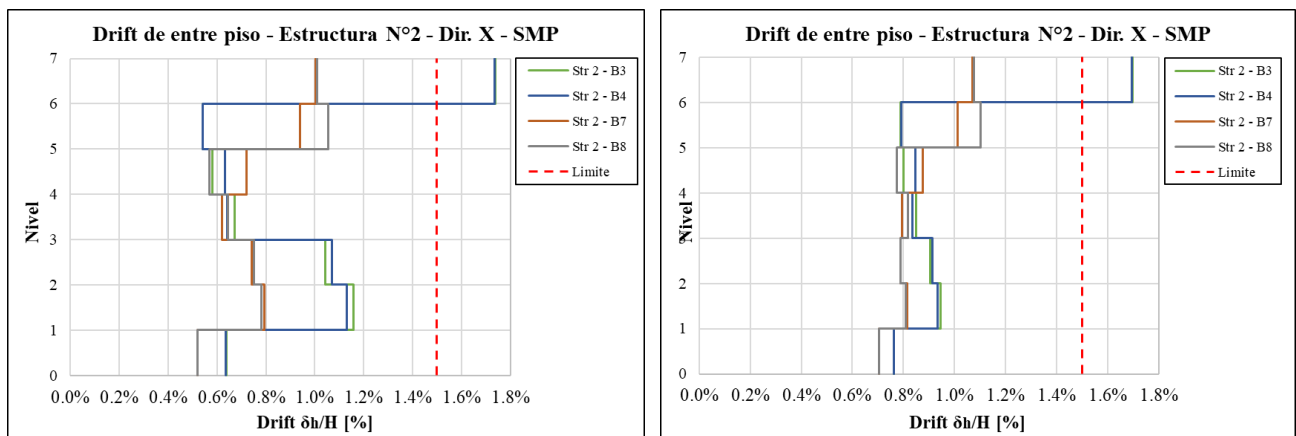


Figura 5.26 *Drift* de entrepiso Est. N°2, Dir. X, SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

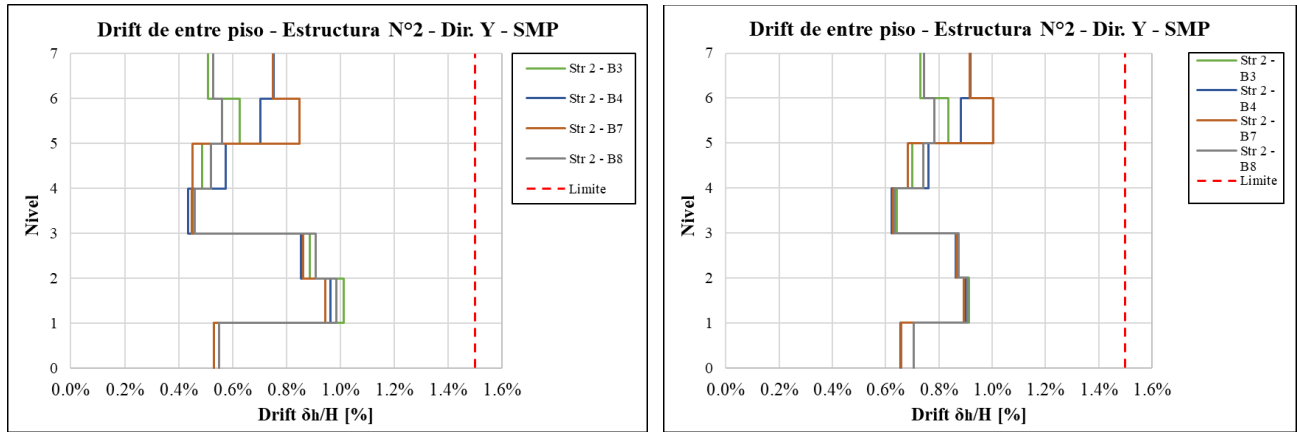


Figura 5.27 *Drift* de entrepiso Est. N°2, Dir. Y, SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Metodología propuesta

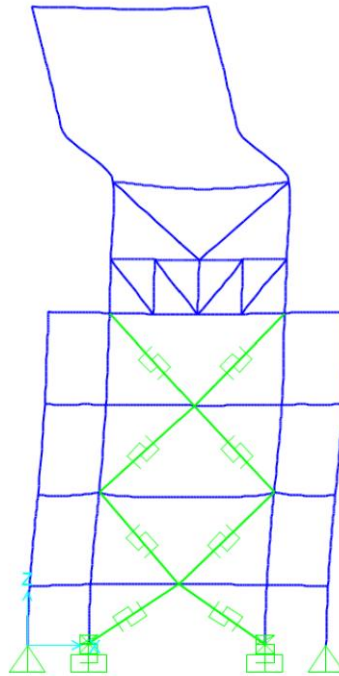


Figura 5.28 *Drift* de entrepiso estructura N°2 - Registro 11

5.6.6 Deformación de diagonales

En las Figuras 5.29 y 5.30 se presenta la deformación de las diagonales en tracción, normalizada por su deformación de fluencia, considerando una demanda sísmica a nivel SDI y SMP, respectivamente. En la estructura N°1 se muestran los resultados correspondientes a las diagonales de los tres primeros niveles, mientras que en la estructura N°2, se incluyen los resultados de las diagonales de los cuatro primeros niveles.

En la Figura 5.29 se observa que la deformación de todas las diagonales traccionadas se mantiene considerablemente por debajo del límite del 50 % de Seguridad de la Vida. Además, sólo las diagonales del primer nivel de la estructura N°2 alcanzan el estado de fluencia, sin embargo, al aplicar la metodología propuesta, la deformación de estas disminuye, ubicándose, a nivel medio, por debajo de su deformación de fluencia. En términos generales, la aplicación de la metodología propuesta conduce a una reducción de la deformación en tracción de las diagonales. Este efecto es menos evidente en la estructura N°1, dado que sus diagonales fueron diseñadas para que se mantuvieran dentro del rango elástico.

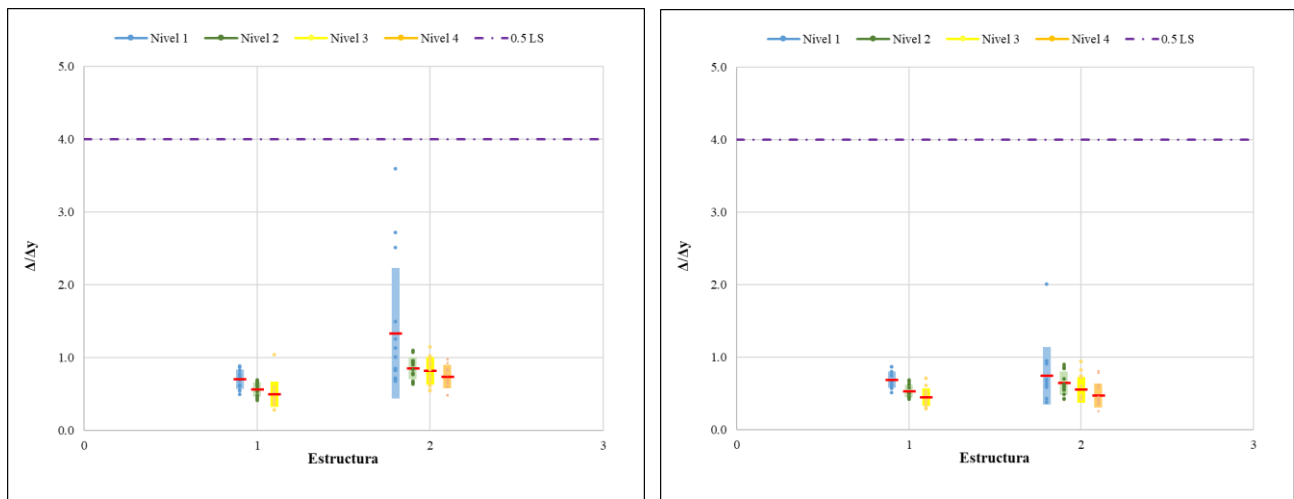


Figura 5.29 Deformación diagonales traccionadas a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta

En la Figura 5.30, correspondiente a nivel SMP, se observa que, bajo el diseño tradicional, las diagonales de los cuatro primeros niveles de la estructura N°2 alcanzan o superan su deformación de fluencia. Sin embargo, al aplicar la metodología propuesta, su deformación en tracción se reduce de modo que, salvo las diagonales del primer nivel, los arriostramientos permanecen dentro del rango elástico. Respecto a la estructura N°1, tal como se comentó anteriormente, dado que sus diagonales fueron diseñadas considerando cargas sísmicas amplificadas, estas se mantienen en su rango elástico en todos los casos, tanto con el diseño tradicional de pernos, como con la metodología propuesta.

El hecho de que las diagonales traccionadas no fluyan sugiere que la metodología propuesta fomenta el cumplimiento del principio que supone la normativa para el diseño de conexiones. En la Sección 8.4.1 de la norma NCh2369:2023 (INN, 2023), se especifica que la carga de diseño en tracción para las conexiones debe ser la menor entre la capacidad esperada del elemento a conectar y la determinada

a partir de las cargas sísmicas amplificadas. Si los resultados indicaran que las diagonales fluyen, existiría el riesgo de que el diseño de las conexiones, cuando se basa únicamente en las cargas amplificadas, resulte sub dimensionado en relación con la capacidad real de los elementos estructurales.

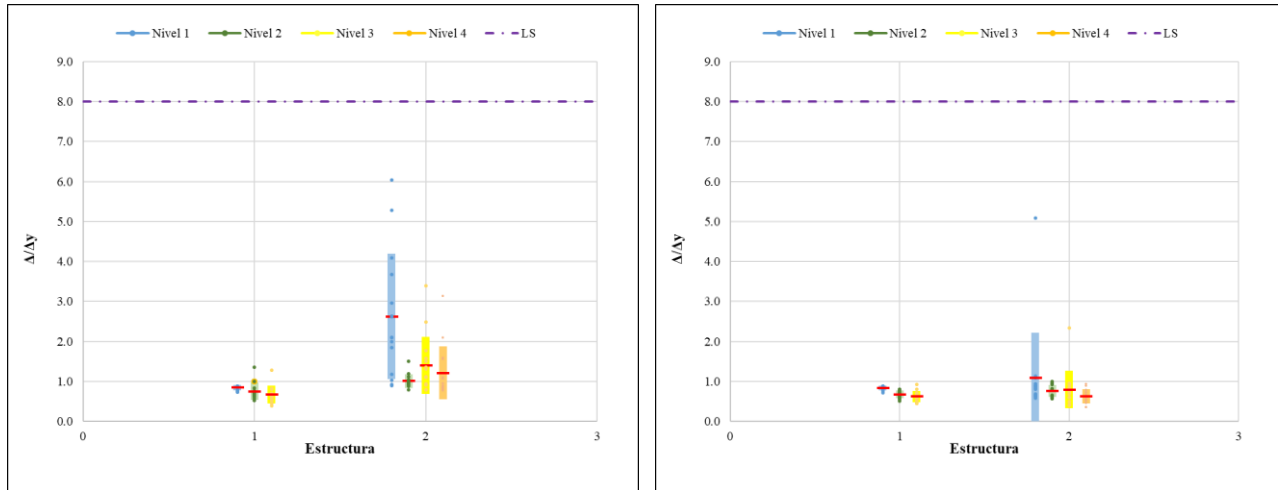


Figura 5.30 Deformación diagonales traccionadas a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta

En las Figuras 5.31 y 5.32 se presenta la deformación de las diagonales en compresión, normalizada por su deformación de pandeo, considerando una demanda sísmica a nivel SDI y SMP, respectivamente.

En la Figura 5.31 se observa que, en la estructura N°1, la deformación en compresión de todas las diagonales se mantiene por debajo del límite correspondiente al 50 % de Seguridad de la Vida. De todas formas, se evidencia que la aplicación de la metodología de diseño propuesta reduce aún más estas deformaciones, llevándolas a valores cercanos a la deformación de pandeo de la diagonal. Por otra parte, en la estructura N°2, los resultados muestran que, bajo el diseño tradicional de pernos, las diagonales del segundo y tercer nivel experimentan deformaciones en compresión de gran magnitud, superando ampliamente el límite de desempeño. Sin embargo, con la metodología propuesta, dichas deformaciones se reducen de forma tal que, a niveles medios, sólo las diagonales del segundo nivel alcanzan el límite de deformación correspondiente a 0.5 LS.

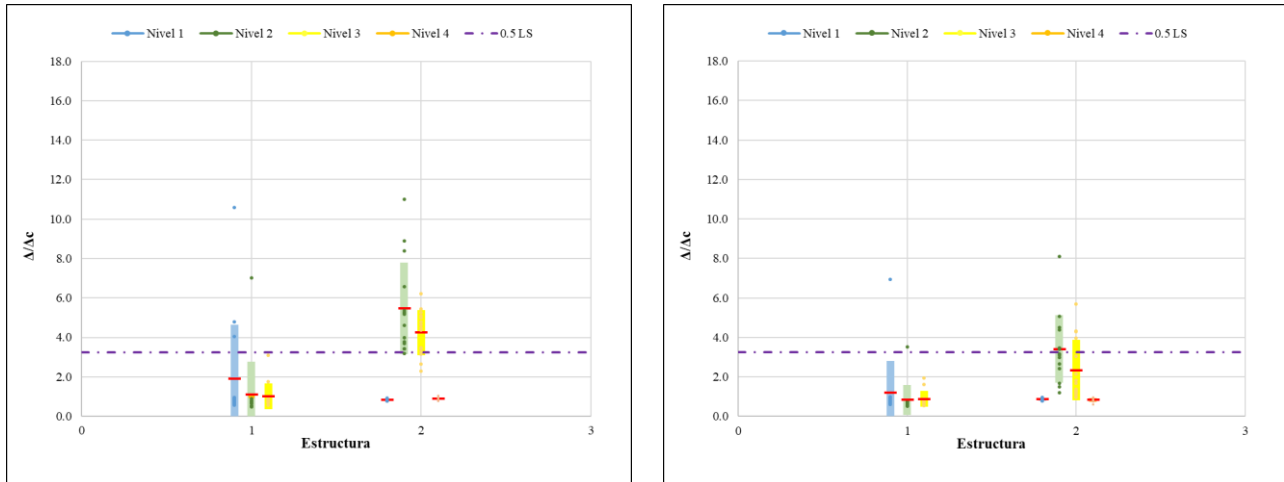


Figura 5.31 Deformación diagonales comprimidas a nivel SDI – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta

En la Figura 5.32 se observa que, a nivel SMP, las deformaciones en compresión de las diagonales aumentan en comparación con el nivel SDI. En la estructura N°1, bajo el diseño tradicional, las diagonales del primer nivel experimentan deformaciones en compresión de aproximadamente ocho veces su deformación de pandeo, alcanzando, en promedio, el límite de Seguridad de la Vida. De manera similar, en la estructura N°2, las diagonales del segundo nivel presentan deformaciones del orden de nueve veces la deformación de pandeo. No obstante, al aplicar la metodología propuesta, las deformaciones en compresión se reducen conforme a lo esperado, logrando que, a niveles medios, ninguna de las dos estructuras supere el límite de desempeño LS.

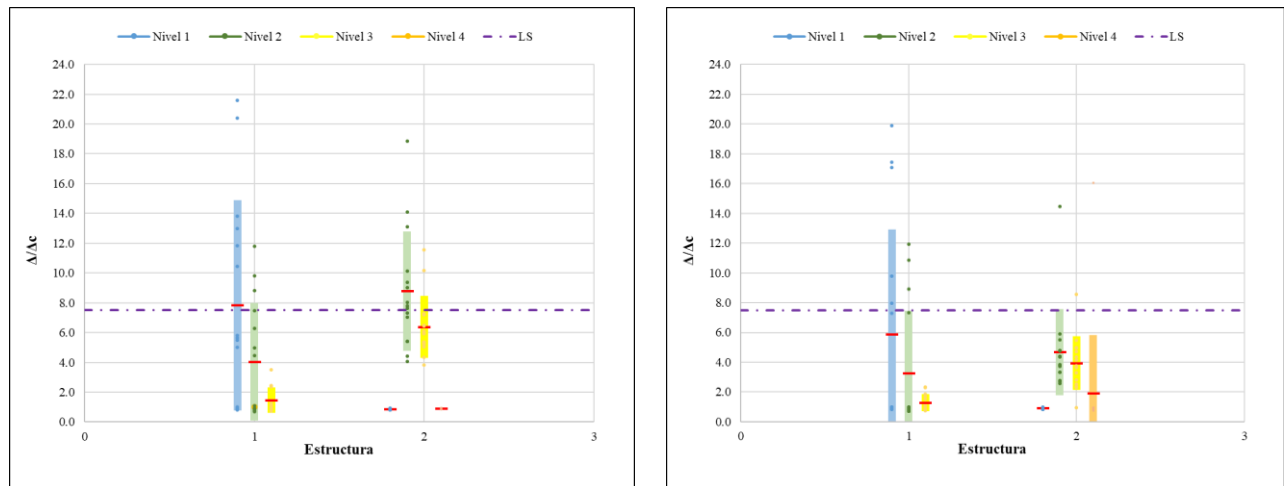


Figura 5.32 Deformación diagonales comprimidas a nivel SMP – (Izq.) Diseño tradicional (Der.) Met. propuesta

5.7 Conclusiones

En este capítulo, se evaluó la eficiencia de la metodología de diseño propuesta para pernos de anclaje en estructuras industriales reales, con el objetivo de validar su aplicabilidad práctica y su eventual implementación en proyectos industriales. Para ello, se analizaron los resultados de desempeño sísmico de dos estructuras industriales, en las cuales los pernos de anclaje fueron diseñados según el método tradicional usado en la práctica chilena y según la metodología propuesta descrita en la Sección 5.5, con el fin de evaluar si la aplicación del nuevo enfoque implica mejoras significativas en el desempeño estructural.

En términos generales, la metodología propuesta tiende a reducir el área de pernos de anclaje en comparación con el diseño tradicional, o bien, a mantenerla sin variaciones. Sin embargo, esta reducción no resulta significativa.

De forma similar al espacio arquetipo plano, los resultados obtenidos a partir de los análisis tiempo-historia no lineales en ambas estructuras demuestran la eficacia de la metodología propuesta. En comparación con el diseño tradicional, esta metodología favorece una distribución más eficiente de la disipación de energía, otorgándole un mayor protagonismo a los pernos de anclaje por sobre los arriostramientos, cuestión que se traduce en una mejora en el desempeño global de la estructura, especialmente en escenarios de alta demanda sísmica.

Los resultados sobre el factor de reducción de la respuesta por ductilidad indican que la metodología propuesta induce una secuencia de plastificación en la cual los pernos de anclaje fluyen antes que los arriostramientos. Asimismo, se observa que la metodología propuesta fomenta un aumento en la elongación de los pernos de anclaje, sin sobrepasar sus límites de rotura, lo que corrobora su capacidad de disipar energía de manera efectiva.

En relación con los factores de utilización (FU) de las columnas sísmicas, se aprecia que, si bien en la estructura N°1 no se observan cambios significativos, en la estructura N°2 la metodología propuesta contribuye a reducir los FU en las columnas. Además, en la estructura N°1 tampoco se evidencian aumentos en estos factores, lo que sugiere que la metodología no genera efectos adversos en estos elementos estructurales.

El método de diseño propuesto también mitiga el fenómeno de piso blando, fomentando un comportamiento rígido de los paneles arriostrados y, en consecuencia, favoreciendo una distribución más homogénea del drift de entrepiso. Esto contribuye a la protección tanto de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales.

Las deformaciones de las diagonales evidencian que la metodología propuesta reduce significativamente la demanda sobre los arriostramientos, disminuyendo sus deformaciones en compresión y en tracción. Particularmente, se observa que, en tracción, las diagonales no alcanzan su deformación de fluencia, cuestión que respalda la validez de los criterios de diseño de conexiones establecidos en la normativa.

Si bien en ningún caso la metodología propuesta se asocia a un peor desempeño estructural, los resultados indican que las mejoras en la estructura N°1 no fueron tan significativas como en la estructura N°2. Esto sugiere que la efectividad del método es mayor en estructuras cuyos arriostramientos se encuentren en un nivel de sollicitación relativamente alto. Si los arriostramientos presentan una holgura considerable, o si fueron diseñados con cargas sísmicas amplificadas, la mejora en el desempeño estructural derivada de la metodología propuesta será menos evidente.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

La investigación realizada ha permitido analizar y evaluar la aplicación de una propuesta de metodología de diseño para pernos de anclaje en estructuras de acero de tipología MAC que busca mejorar su desempeño ante solicitaciones sísmicas imponiendo una secuencia de plastificación en donde la fluencia en tracción de los pernos de anclaje preceda al pando de los arriostramientos. A continuación, se presentan las principales conclusiones obtenidas.

Tras la calibración de la metodología propuesta en el espacio arquetipo original, conformado por estructuras bidimensionales cuyos periodos varían entre 0.15 s y 0.90 s representativas de la industria minera, se define que el valor del coeficiente de ajuste β es 1.24. De este proceso se determina que el campo de aplicación del método se limita a estructuras cuyo factor de participación modal del primer modo sea superior al 85 %, lo cual, en este caso, corresponde a aquellas con periodos dentro del rango entre 0.15 s y 0.6 s. Esta limitación no implica una reducción significativa en la aplicabilidad del método, ya que dicho rango abarca una porción representativa de las estructuras industriales en la práctica nacional. Además, la propuesta es aplicable mediante análisis normativos tradicionales y requiere de la definición de sólo una combinación de carga, compuesta por el peso sísmico y la carga sísmica horizontal, la cual viene dada por el espectro de referencia definido en la normativa vigente.

Los resultados obtenidos de aplicar la metodología propuesta tanto en el espacio arquetipo bidimensional reducido como en las estructuras tridimensionales evidencian una mejora significativa en el desempeño sísmico estructural, en comparación a la metodología tradicional de diseño. Esto es resultado de una disminución del área total de pernos de anclaje a utilizar, en términos generales, lo cual fomenta que la plastificación de estos preceda a la de los arriostramientos ante un evento sísmico. En algunos casos, ocurre que dicha disminución es tal que el área máxima obtenida de la metodología es menor a la mínima normativa. No obstante, como se mencionó en capítulos anteriores, el objetivo de la metodología propuesta es mejorar el desempeño sísmico de las estructuras y no hacer una validación de las disposiciones de la norma.

En particular, se evidencia que la metodología propuesta favorece una distribución más eficiente de la disipación de energía, otorgándole un mayor protagonismo a los pernos de anclaje por sobre los arriostramientos, además de un aumento en la energía disipada por amortiguamiento viscoso.

Asimismo, se observa un aumento en la elongación de los pernos sin sobrepasar sus límites de rotura en tracción, al contrario de lo observado mediante el uso de la metodología de diseño tradicional.

Adicionalmente, al aplicar la propuesta se observa que las estructuras de período corto tienen menor capacidad de reducción de respuesta por ductilidad en comparación a las estructuras de periodo largo, lo cual valida la pertinencia del uso de un factor de modificación de la respuesta estructural R^* variable en función del periodo fundamental. Además, los resultados de R_{μ} corroboran que la metodología propuesta induce la secuencia de plastificación deseada y demuestran que los pernos imponen un filtro a la magnitud de la carga que puede tomar la estructura, protegiéndola de sismos severos.

Por otra parte, la flexibilización de los apoyos y la plastificación anticipada de los pernos permiten una mitigación del fenómeno de piso blando al inducir un comportamiento estructural similar al de un cuerpo rígido, disminuyendo las concentraciones de deformaciones en los primeros niveles, fomentando una homogeneización de la deformación en altura y reduciendo, en general, los factores de utilización de las columnas sísmicas. Este efecto se traduce también en una reducción significativa de la demanda sobre los arriostramientos, disminuyendo su deformación tanto con tracción como en compresión, estando, en promedio, bajo los límites de aceptación.

Si bien en ningún caso la metodología propuesta se asocia a un peor desempeño estructural, los resultados obtenidos de las estructuras tridimensionales sugieren que el impacto del método es menor en estructuras cuyos arriostramientos fueron diseñados para comportarse de manera elástica, siendo menos evidente su mejora en el desempeño estructural.

En conclusión, la metodología de diseño propuesta representa una alternativa viable, con una amplia aplicabilidad y de fácil implementación de un ambiente de oficina de cálculo estructural. Su aplicación mejora el desempeño sísmico de estructuras de tipología MAC, promoviendo un mecanismo de disipación de energía más eficiente y beneficioso para la estructura, ya que protege tanto a los elementos estructurales como a los secundarios. Finalmente, para investigaciones futuras, se recomienda evaluar la metodología de diseño en estructuras con períodos mayores a 0.6 s y/o emplazadas en distintas zonas sísmicas y tipos de suelo, con el objetivo de proporcionar una comprensión más completa de la aplicabilidad y eficacia de la metodología en contextos diversos, ampliando así su validez y utilidad práctica.

REFERENCIAS

- American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. (ASCE 7-16). Reston, Virginia, EE.UU.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE 41-17). Reston, Virginia, EE.UU.
- 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.
- Instituto Nacional de Normalización. (2003). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh2369.Of2003). Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (2016). *Construcción – Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios*. (NCh427/1.Of2016). Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (2023). *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. (NCh2369:2023). Santiago, Chile.
- Ruz, B. y Sánchez C. (2024). *Diseño de pernos de anclaje basado en desempeño sísmico aplicado a marcos de acero semiflexibles arriostrados en X emplazados en zona sísmica III suelo tipo C diseñados según la norma NCh2369 actualizada en 2023 (Memoria para optar al título de Ingeniero Civil)*. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile.
- 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.

Urzúa, C., Medalla, M. y Silva, R. (2023) Marcos Arriostrados Concéntricos NCh2369:2023 – Método de Diseño para Pernos de Anclaje. XIII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2023. Valdivia, Chile.

ANEXO 1.1 CONTRIBUCIÓN A OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) constituyen un llamamiento universal a la acción para poner fin a la pobreza, proteger el planeta y mejorar las vidas y las perspectivas de las personas en todo el mundo. Seleccione a cuál o cuáles de los 17 ODS contribuye su trabajo de Memoria de Título:

- ODS-1 : Fin de la pobreza.
- ODS-2 : Hambre cero.
- ODS-3 : Salud y bienestar.
- ODS-4 : Educación de calidad.
- ODS-5 : Igualdad de género.
- ODS-6 : Agua limpia y saneamiento.
- ODS-7 : Energía asequible y no contaminante.
- ODS-8 : Trabajo decente y crecimiento económico.
- ODS-9 : Industria, innovación e infraestructura.
- ODS-10 : Reducción de las desigualdades.
- ODS-11 : Ciudades y comunidades sostenibles.
- ODS-12 : Producción y consumo responsables.
- ODS-13 : Acción por el clima.
- ODS-14 : Vida Submarina.
- ODS-15 : Vida de ecosistemas terrestres.
- ODS-16 : Paz, justicia e instituciones sólidas.
- ODS-17 : Alianzas para lograr los objetivos.

Vinculación
La investigación realizada se vincula de manera directa con el ODS 9, ya que se propone una innovación en el diseño estructural de pernos de anclaje que permite el desarrollo de estructuras industriales más seguras y resilientes ante eventos sísmicos, lo que, en consecuencia, significa una mayor continuidad operativa en la industria. Esto, a su vez, permite la protección de los empleos de los trabajadores y proveedores, así como una reducción de pérdidas económicas, alineándose con el ODS 8. Por otro lado, la mejora en la seguridad estructural disminuye la probabilidad de daños severos o colapsos, reduciendo así la generación de escombros y desechos y evitando el impacto ambiental y económico que implica una reconstrucción, lo cual se alinea con el ODS 11.

ANEXO 2.1 DETERMINACIÓN COEFICIENTE DE AJUSTE BETA

El coeficiente de ajuste β corrige la carga gravitacional obtenida del análisis modal espectral (AME) respecto a la registrada al momento de producirse el pandeo de arriostramientos a capacidad esperada, obtenido de los análisis tiempo-historia lineales (ATHL).

El procedimiento para determinar el coeficiente de ajuste β se divide principalmente en dos etapas. En la primera etapa, con el objetivo de definir el origen de las diferencias entre la carga gravitacional obtenida mediante análisis modal espectral y tiempo-historia lineal, para ambos análisis se obtienen las fuerzas axiales en las bases de las columnas para los siguientes estados de carga de manera independiente: peso sísmico, carga sísmica horizontal y carga sísmica vertical. Esta última sólo se obtuvo para el ATHL.

El análisis modal espectral se realiza utilizando el espectro de referencia definido en la norma NCh2369:2023 (INN, 2023) multiplicado por α , mientras que, para el análisis tiempo-historia lineal, las cargas sísmicas horizontal y vertical vienen dadas por sus respectivos registros sísmicos.

Así, del *software* se obtienen las fuerzas de compresión debido al peso sísmico mediante AME y ATHL y se calcula el error entre ellos. Dado que el peso sísmico es el mismo en ambos modelos, el error resulta muy cercano a cero.

Por otro lado, mediante ATHL, se determinan las tracciones en las bases de las columnas asociadas a un panel arriostrado en el primer instante de tiempo en que el arriostramiento alcanza su capacidad esperada en compresión debido únicamente a la carga sísmica lateral. Estas tracciones se comparan con las obtenidas mediante AME y se calcula el error entre ambos valores. Esto se realiza para los 15 registros de cada modelo del espacio arquetipo y se obtiene un error promedio, el cual se ilustra en la Figura A.2.1.1, al igual que los factores de participación modal del primer modo de vibración de cada modelo. Dado que la distribución de fuerzas sísmicas en altura proporcionada por el AME es una buena representación de la acción sísmica horizontal, se espera que el error entre las tracciones obtenidas de ambos métodos sea bajo.

En la Figura A.2.1.1 se observa que para estructuras con periodos fundamentales en el rango entre 0.15 s y 0.60 s, el error promedio tiene un valor inferior al 20 %, lo cual se considera aceptable. Sin embargo, para aquellos modelos con periodos superiores a 0.6 s, el error se incrementa de manera considerable. Este comportamiento puede atribuirse al factor de participación modal del primer modo de vibración de cada modelo. En la misma figura, se evidencia dicho incremento del error para estructuras con factores de participación modal inferiores al 85 %, aproximadamente, lo cual coincide con estructuras con periodos mayores a 0.6 s.

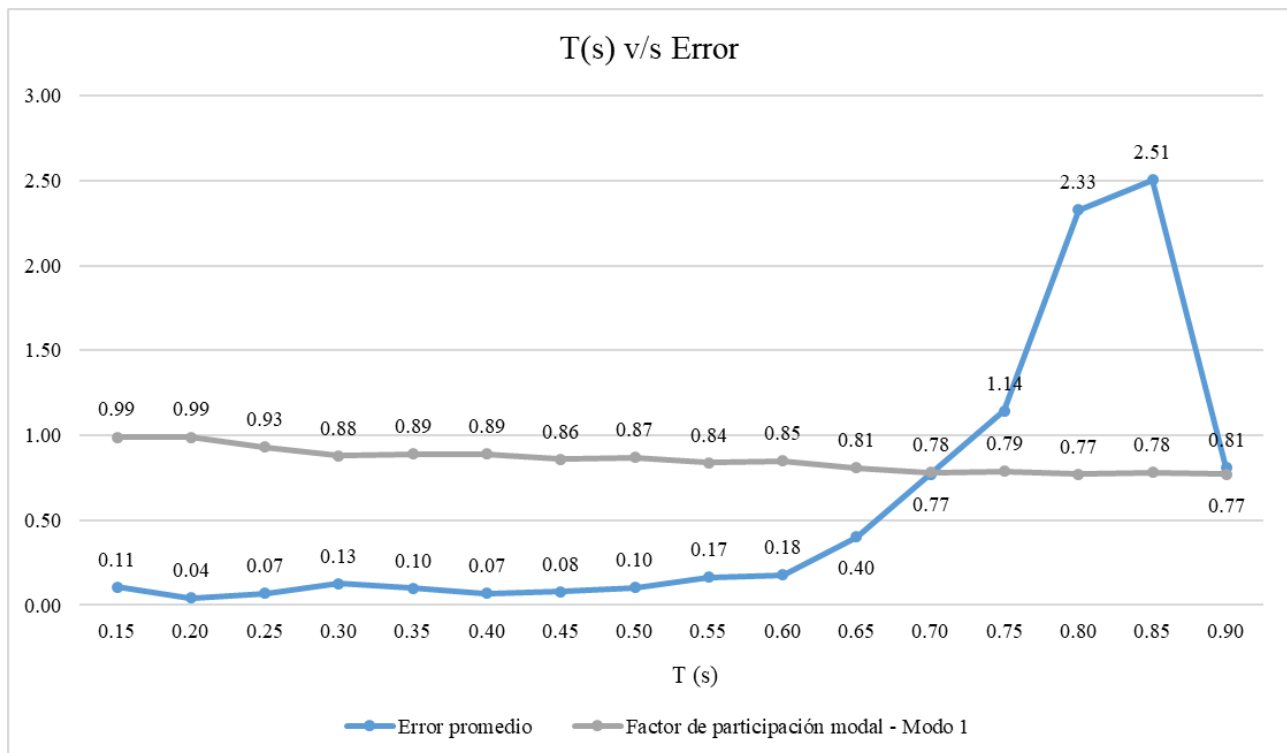


Figura A.2.1.1 Error promedio entre tracciones debido a sismo horizontal obtenidas mediante AME y ATHL y Factores de participación modal para cada modelo

Lo anterior se debe a que, a medida que la estructura se flexibiliza, aumenta tanto su periodo fundamental como la participación modal de modos superiores de periodo corto. Esto influye en la magnitud del error, ya que el espectro de referencia es deficiente para estos periodos (en comparación con espectros de amenaza o de sitio). Por ende, a medida que aumenta la participación de estos modos de vibración, al utilizar el espectro normativo, estos podrían quedar subestimados con respecto a los registros, lo que lleva a un aumento en el error entre las tracciones de las columnas debido a la carga sísmica horizontal.

De esta manera, se establece que el método propuesto tiene un campo de aplicación limitado a estructuras con factores de participación modal del primer modo de vibración superiores a 85 %, lo cual garantiza que el primer modo es lo suficientemente predominante y no controlan otros modos de periodo corto. En el caso de este estudio, lo anterior corresponde a estructuras con periodos fundamentales hasta 0.6 s, correspondiente al décimo modelo, lo cual no reduce la aplicabilidad del método de manera significativa, ya que la mayoría de las estructuras industriales se encuentran dentro de este rango.

En tercer lugar, para el mismo instante de tiempo en que el arriostamiento alcanza su capacidad esperada, se obtiene la fuerza axial en la base de la misma columna debido al estado de carga sísmico vertical. Luego, se calcula el porcentaje del peso sísmico que representa esta carga axial, con el objetivo de definir un coeficiente sísmico vertical, denominado *gamma*, en base a la carga gravitacional. Los resultados de este análisis se muestran en la Figura A.2.1.2

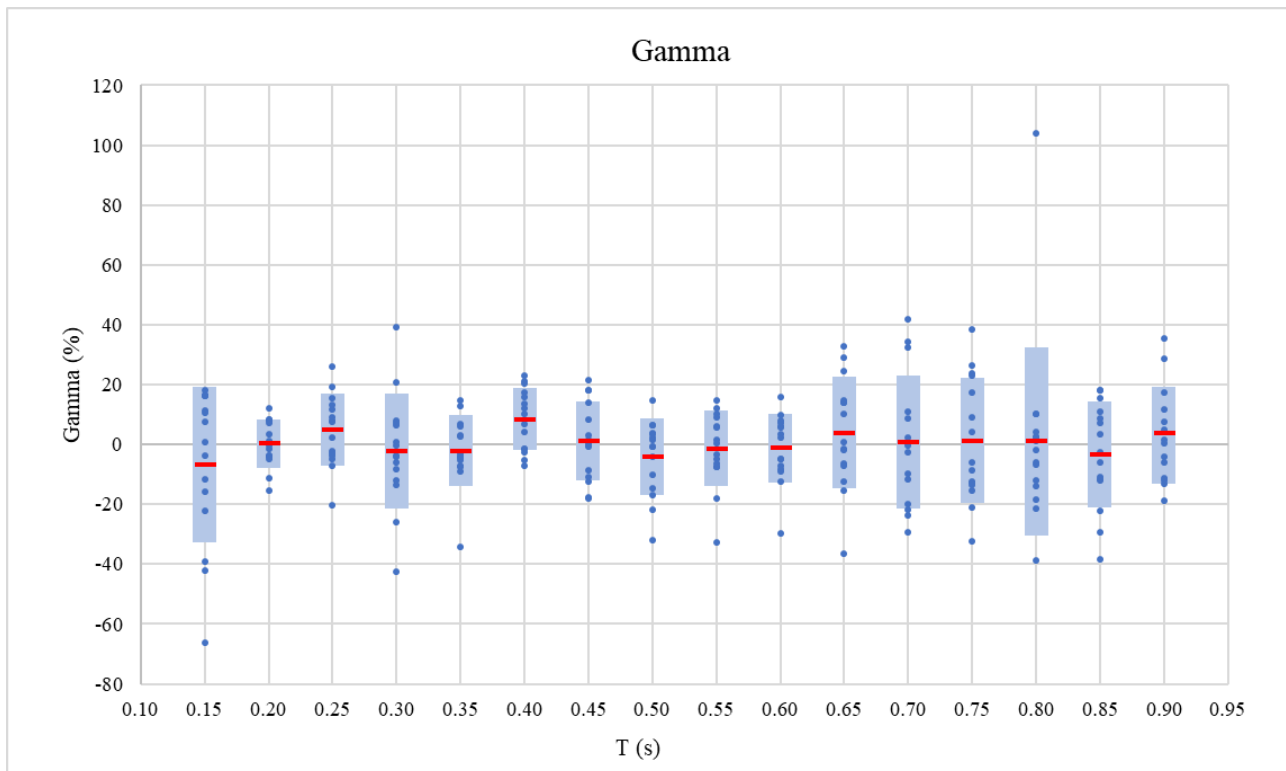


Figura A.2.1.2 Coeficiente gamma

De la Figura A.2.1.2, se puede observar que los valores obtenidos para el coeficiente *gamma* se mueven en un amplio rango de valores tanto positivos como negativos, lo cual implica que la acción

del sismo vertical puede generar tracciones o compresiones en las columnas. Por otro lado, se observa que la línea roja, que representa la media de γ , se mantiene cercana a cero en todo el rango de periodos, sin embargo, debido a la alta dispersión de valores, no se puede asumir que la acción sísmica vertical es despreciable en comparación al peso sísmico de la estructura.

En la segunda etapa de la determinación del coeficiente β , considerando el espacio arquetipo reducido y con base en los resultados obtenidos para cada estado de carga independiente, se define que β se calcula como la razón entre las tracciones obtenidas del AME para la combinación de carga $D + 0.25L + \alpha Ex_{ref}$, y las obtenidas del ATHL para la siguiente combinación:

$$D + 0.25L + Ex + Ez \quad (A.2.1.1)$$

Donde

Ex : Carga sísmica en la dirección X, dada por el registro sísmico horizontal

Ez : Carga sísmica en la dirección Z, dada por el registro sísmico vertical

De esta manera, β se encarga de capturar el error debido al estado de carga sísmico horizontal al igual que el efecto del sismo vertical. Los resultados de este análisis se resumen en la Tabla A.2.1.1 y se ilustran en la Figura A.2.1.3.

Tabla A.2.1.1 Resumen valores promedio de β para cada modelo

Modelo	T1 (s)	Promedio	Desv. Est.	Promedio + Desv. Est.	Promedio - Desv. Est.
1	0.15	1.57	0.75	2.32	0.83
2	0.20	1.09	0.13	1.22	0.96
3	0.25	1.60	0.72	2.32	0.88
4	0.30	1.21	0.23	1.44	0.99
5	0.35	1.15	0.12	1.26	1.03
6	0.40	1.14	0.11	1.24	1.03
7	0.45	1.08	0.10	1.19	0.98
8	0.50	1.13	0.09	1.22	1.04
9	0.55	1.21	0.19	1.40	1.01
10	0.60	1.18	0.22	1.39	0.96
Promedio		1.24	0.26	1.50	0.97

En la Figura A.2.1.3 se observa que los valores de β se mantienen relativamente cercanos a un valor promedio igual a 1.24, obtenido de la Tabla A.2.1.1.

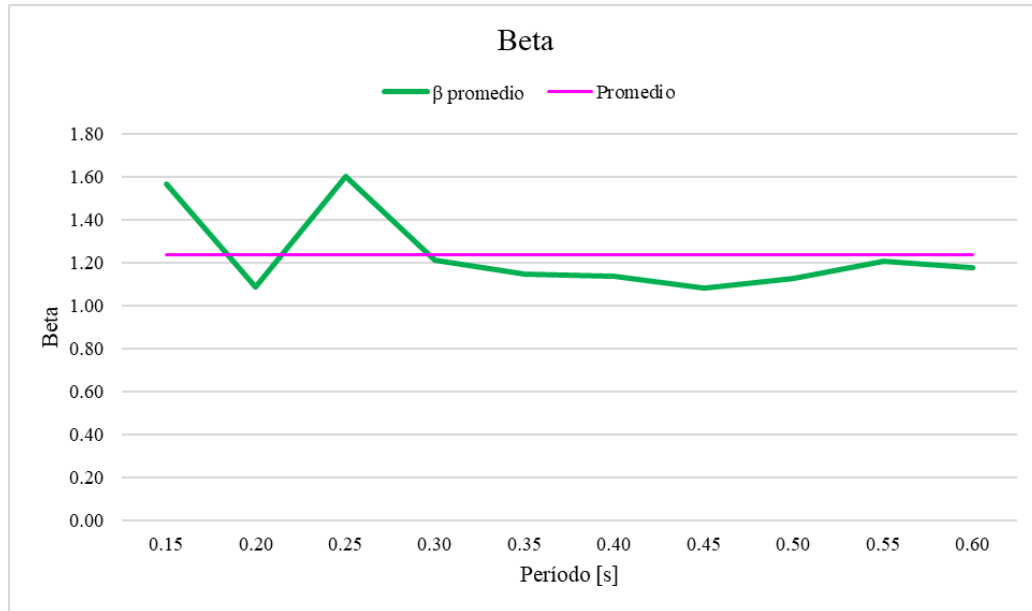


Figura A.2.1.3 Valores de β obtenidos para cada modelo

Así, se define que el coeficiente de ajuste β a utilizar en la metodología de diseño propuesta será igual a 1.24, correspondiente a la media de los valores medios de β obtenidos para cada modelo del espacio arquetipo reducido de diez modelos.

ANEXO 2.2 MODELOS ESTRUCTURALES EN *SOFTWARE* SAP2000

En este anexo se presentan los modelos estructurales del espacio arquetipo en el *software* SAP2000, ilustrados en la Figura A.2.2.1.

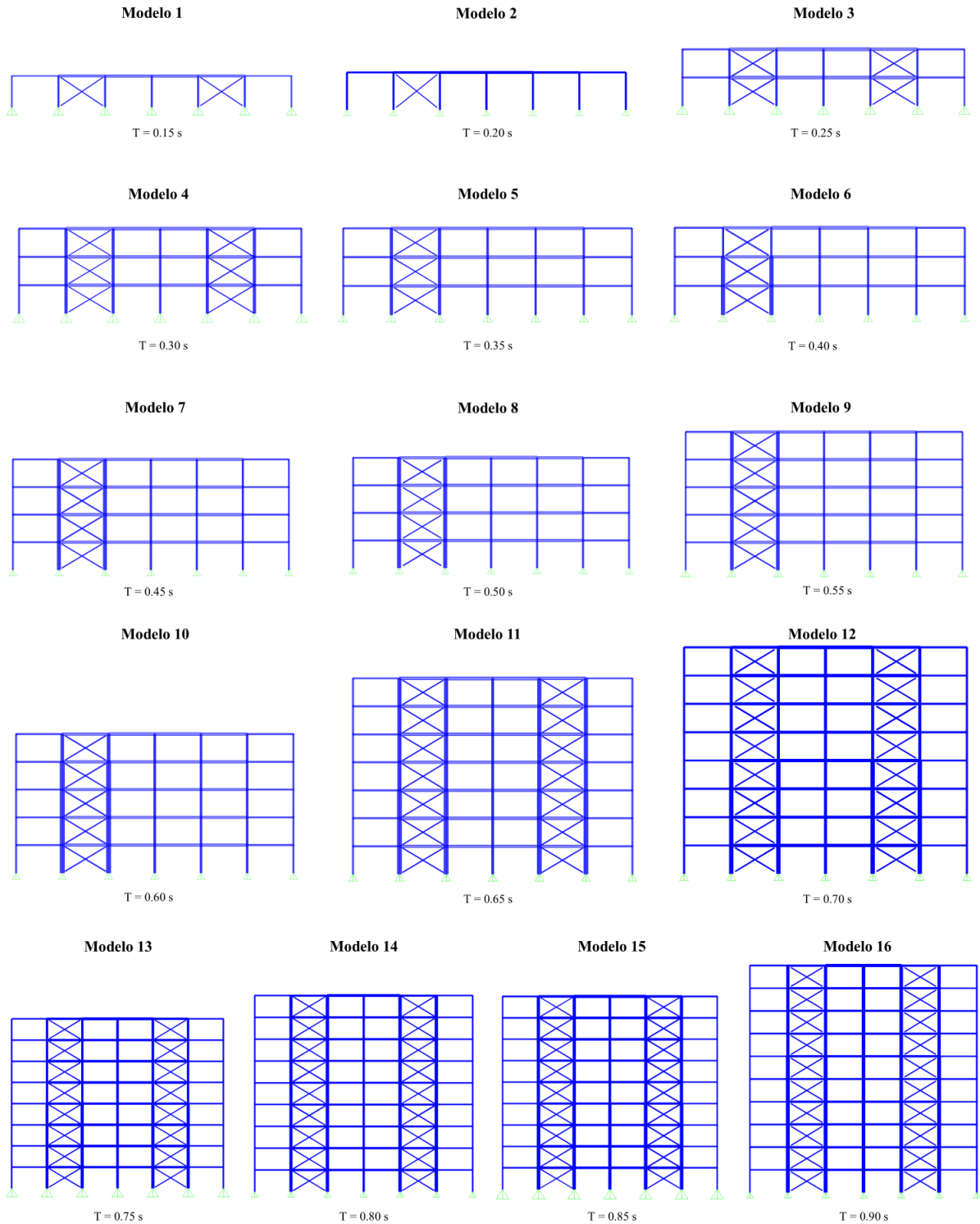


Figura A.2.2.1 Modelos estructurales del espacio arquetipo en *software* SAP2000

ANEXO 2.3 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA R*

En este anexo se presenta una propuesta de modificación al factor de reducción de la respuesta R definido en la norma NCh2369:2023 (INN, 2023), de un valor constante a un valor variable en función del periodo fundamental de la estructura. Esta propuesta disminuye el factor R en estructuras de periodo corto con el objetivo de que la demanda de ductilidad en estructuras rígidas y flexibles sea uniforme.

En la norma NCh2369:2023 (INN, 2023) se define el espectro de diseño como:

$$S_{aH(T_H)} = 0.7 \frac{I S_{aH(T_H)}}{R^*} \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4} \quad (\text{A.2.3.1})$$

Donde

I : Coeficiente de importancia

$S_{aH(T_H)}$: Espectro de referencia horizontal

R : Factor de modificación de la respuesta estructural

R^* : Factor de modificación de la respuesta estructural variable

$$\begin{cases} R^* = 1.5 + \frac{(R - 1.5)T}{T^*}, & \text{si } 0 \leq T \leq T^* \\ R^* = R, & \text{si } T > T^* \end{cases} \quad (\text{A.2.3.2})$$

$$T^* = 0.16RT_1 \quad (\text{A.2.3.3})$$

ξ : Razón de amortiguamiento crítico

T : Período de vibración

T_1 : Parámetro que depende del tipo de suelo

Esta formulación tiene implícito el concepto de que R^* es el producto de la sobrerresistencia y la reducción por ductilidad, partiendo de un valor mínimo de $R^* = 1.5$ correspondiente a la sobrerresistencia básica que acepta la norma. Esto también implica que la ductilidad objetivo máxima es de $\mu = 3.33$ ($R^* = 5$ para $T \gg 1$), lo cual es consistente con el objetivo declarado en la norma de utilizar una ductilidad moderada debido al requerimiento de continuidad operacional y a las irregularidades comunes presentes en instalaciones industriales. Así, en la Tabla A.2.3.1 se tienen los

factores de reducción por ductilidad y sobrerresistencia básica para diferentes niveles de ductilidad objetivo.

Tabla A.2.3.1 Factor de reducción por ductilidad y sobrerresistencia básica para diferentes niveles de ductilidad objetivo

μ	R_μ	R_S	$R^* = R_\mu R_S (T > T^*)$
1.00	1.00	1.0	1.0
1.33	1.22	1.5	2.0
2.00	2.00	1.5	3.0
2.67	2.67	1.5	4.0
3.33	3.33	1.5	5.0

Cabe destacar que, cuando la norma requiera análisis elásticos (ítem 1, Tabla 6 NCh2369:2023), basta con indicar que, para este caso, $R^* = R = 1$ para todo T.

En la literatura, las evaluaciones más reconocidas del factor R_μ considerando ductilidad constante en sistemas de histéresis elasto-plástica de 1 GDL son las de Riddell, Hidalgo y Cruz (1989) y las de Vidic, Fajfar y Fischinger (1992). Estos estudios no diferencian por tipo de suelo, pero utilizan registros mayormente en suelos duros. El primer estudio establece periodos de saturación de R_μ de 0.1 s y 0.2 s para $\mu = 2$ y $\mu = 3$, respectivamente. El segundo estudio establece periodos de saturación de R_μ del orden de 0.4 s y 0.45 s para $\mu = 2$ y $\mu = 3$, respectivamente. Cabe destacar que el primer estudio considera sismicidad chilena, mientras que el segundo considera sismicidad del oeste de Estados Unidos y del terremoto de 1979 de Montenegro en Yugoslavia. Por lo anterior, la expresión propuesta para T^* se basa principalmente en los periodos indicados por el estudio de Riddell, Hidalgo y Cruz (1989). En la Tabla A.2.3.2 se presentan valores de T^* en función del tipo de suelo y R. En la Figura A.2.3.1 se muestran gráficas con la variación de R^* en función de T.

Tabla A.2.3.2 Valores de T^* [s] según tipo de suelo y factor de reducción

					$T^*[s] = 0.16RT_1$			
					R			
Tipo suelo	S	T_o [s]	p	T_1 [s]	2	3	4	5
A	0.90	0.15	1.85	0.15	0.05	0.07	0.10	0.12
B	1.00	0.30	1.60	0.27	0.09	0.13	0.17	0.22
C	1.05	0.40	1.50	0.35	0.11	0.17	0.22	0.28
D	1.20	0.75	1.00	0.52	0.17	0.25	0.33	0.42

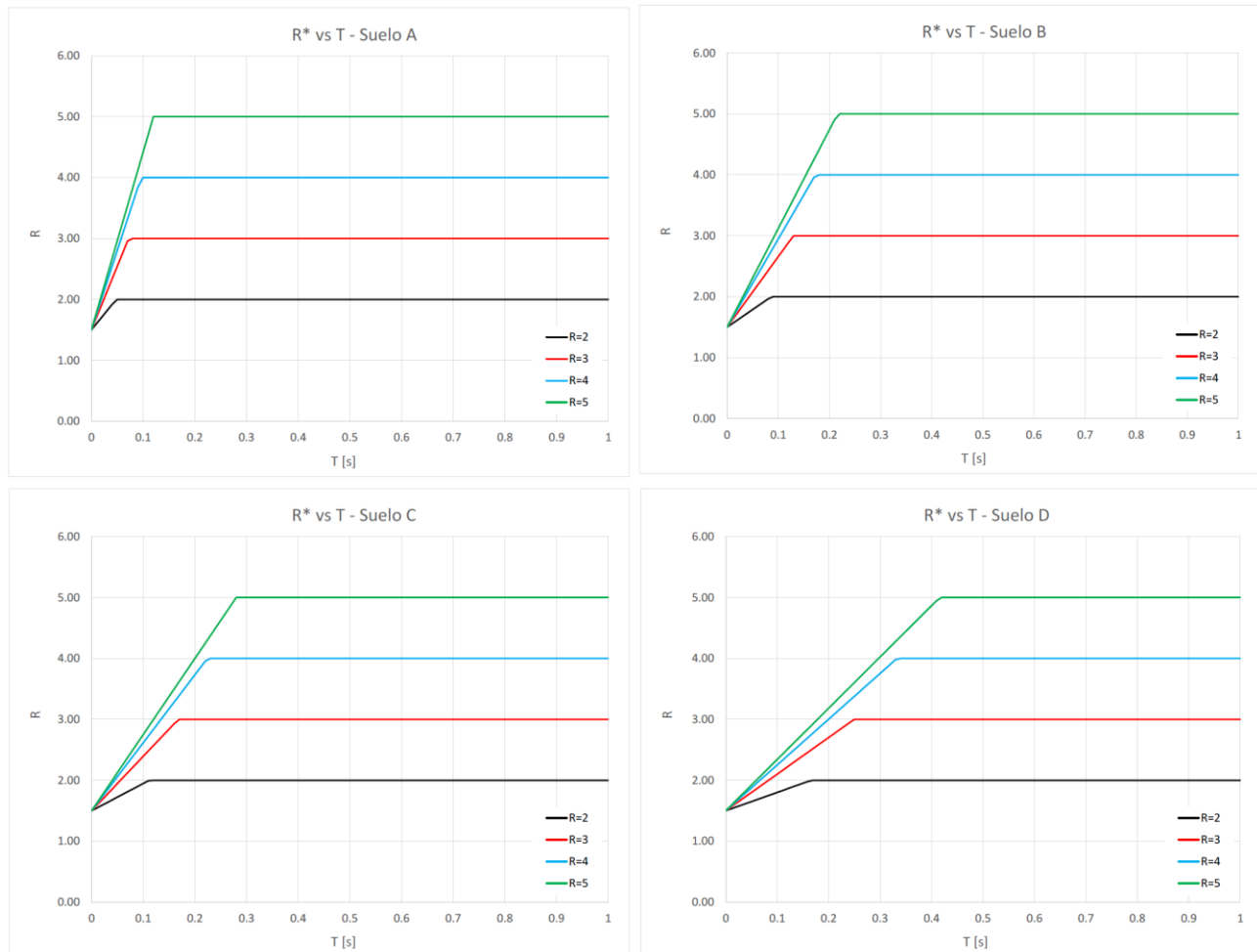


Figura A.2.3.1 Variación de R^* en función del tipo de suelo, factor de reducción y período

Considerando la formulación anterior, en la Figura A.2.3.2 se muestra los espectros de diseño normalizados por A_0 para cada tipo de suelo.

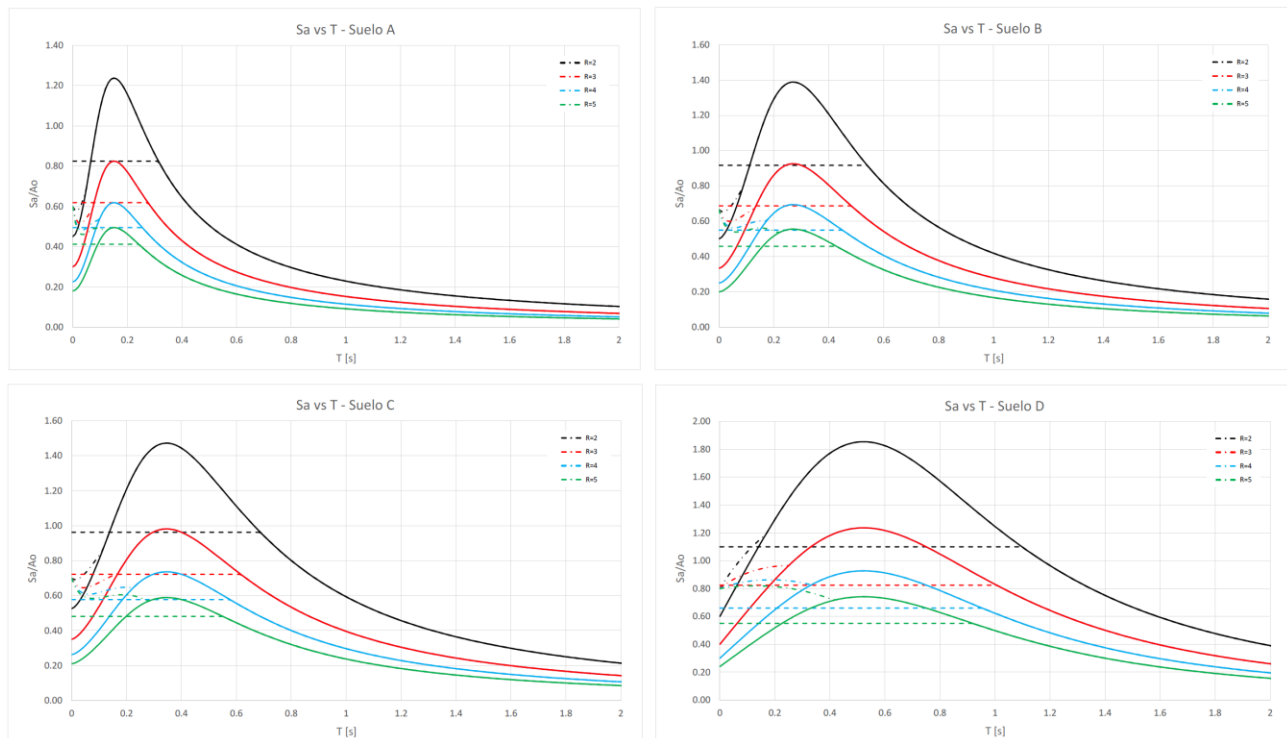


Figura A.2.3.2 Espectros de diseño ($\xi=5\%$) para cada tipo de suelo y factor de reducción. En línea continua espectro de diseño reducido por R constante, en línea segmentada $S_{a,max}=2.75 S I / (R+1)$ y en línea segmentada con punto espectro de diseño considerando la reducción por R^* .

ANEXO 3.1 LÍMITES DE ACEPTACIÓN DE DEFORMACIÓN DE DIAGONALES

En este anexo se presentan los límites de aceptación de deformación para cada uno de los arriostramientos verticales del espacio arquetipo reducido, tanto en tracción como en compresión, según se define en la norma NCh2369:2023. Esto se muestra en la Tabla A.3.1.1.

Tabla A.3.1.1 Límites de aceptación de deformación de arriostramientos del espacio arquetipo

Estructura	1	Estructura	2
Perfil diagonal	HSS 75x75x6	Perfil diagonal	HSS 75x75x5
Criterios de aceptación en tracción (en términos de Δy_e)		Criterios de aceptación en tracción (en términos de Δy_e)	
IO	0.5	IO	0.5
LS (SMP)	8.0	LS	8
0.5 LS (SDI)	4.0	0.5 LS	4
Criterios de aceptación en compresión (en términos de Δc)		Criterios de aceptación en compresión (en términos de Δc)	
KL/r	116.1	KL/r	99.35
4.2 raíz(E/Fy)	93.2	4.2 raíz(E/Fy)	93.22
2.1 raíz(E/Fy)	46.6	2.1 raíz(E/Fy)	46.61
KL/r > 4.2 raíz(E/Fy) Esbelta		KL/r > 4.2 raíz(E/Fy) Esbelta	
IO	0.5	IO	0.5
LS (SDI)	7.0	LS	7
0.5 LS (SMP)	3.5	0.5 LS	3.5
Estructura	3	Estructura	4, 5, 11
Perfil diagonal	HSS 75x75x4	Perfil diagonal	HSS 75x75x6
Criterios de aceptación en tracción (en términos de Δy_e)		Criterios de aceptación en tracción (en términos de Δy_e)	
IO	0.5	IO	0.5
LS	8	LS	8
0.5 LS	4	0.5 LS	4
Criterios de aceptación en compresión (en términos de Δc)		Criterios de aceptación en compresión (en términos de Δc)	
KL/r	87.65	KL/r	91.14
4.2 raíz(E/Fy)	93.22	4.2 raíz(E/Fy)	93.22
2.1 raíz(E/Fy)	46.61	2.1 raíz(E/Fy)	46.61
Intermedio (interpolar)		Intermedio (interpolar)	
IO	0.5	IO	0.5
LS	6.5	LS	6.5
0.5 LS	3.25	0.5 LS	3.25
Estructura	10	Estructura	6, 7, 8, 9, 12, 13, 14, 15
Perfil diagonal	HSS 100x100x6	Perfil diagonal	HSS 100x100x5
Criterios de aceptación en tracción (en términos de Δy_e)		Criterios de aceptación en tracción (en términos de Δy_e)	
IO	0.5	IO	0.5
LS	8	LS	8
0.5 LS	4	0.5 LS	4
Criterios de aceptación en compresión (en términos de Δc)		Criterios de aceptación en compresión (en términos de Δc)	
KL/r	66.37	KL/r	65.51
4.2 raíz(E/Fy)	93.22	4.2 raíz(E/Fy)	93.22
2.1 raíz(E/Fy)	46.61	2.1 raíz(E/Fy)	46.61
Intermedio (interpolar)		Intermedio (interpolar)	
IO	0.5	IO	0.5
LS	6.5	LS	6.5
0.5 LS	3.25	0.5 LS	3.25

ANEXO 3.2 CURVAS MONOTÓNICAS DE PERNOS DE ANCLAJE DEL ESPACIO ARQUETIPO

En este anexo se presentan las curvas monotónicas de cada uno de los pernos de anclaje para los diez primeros modelos del espacio arquetipo. En la Figura A.3.2.1 se muestran las curvas de los pernos diseñados utilizando la metodología tradicional, mientras que en la Figura A.3.2.2 se muestran estas para los pernos diseñados mediante la metodología propuesta.

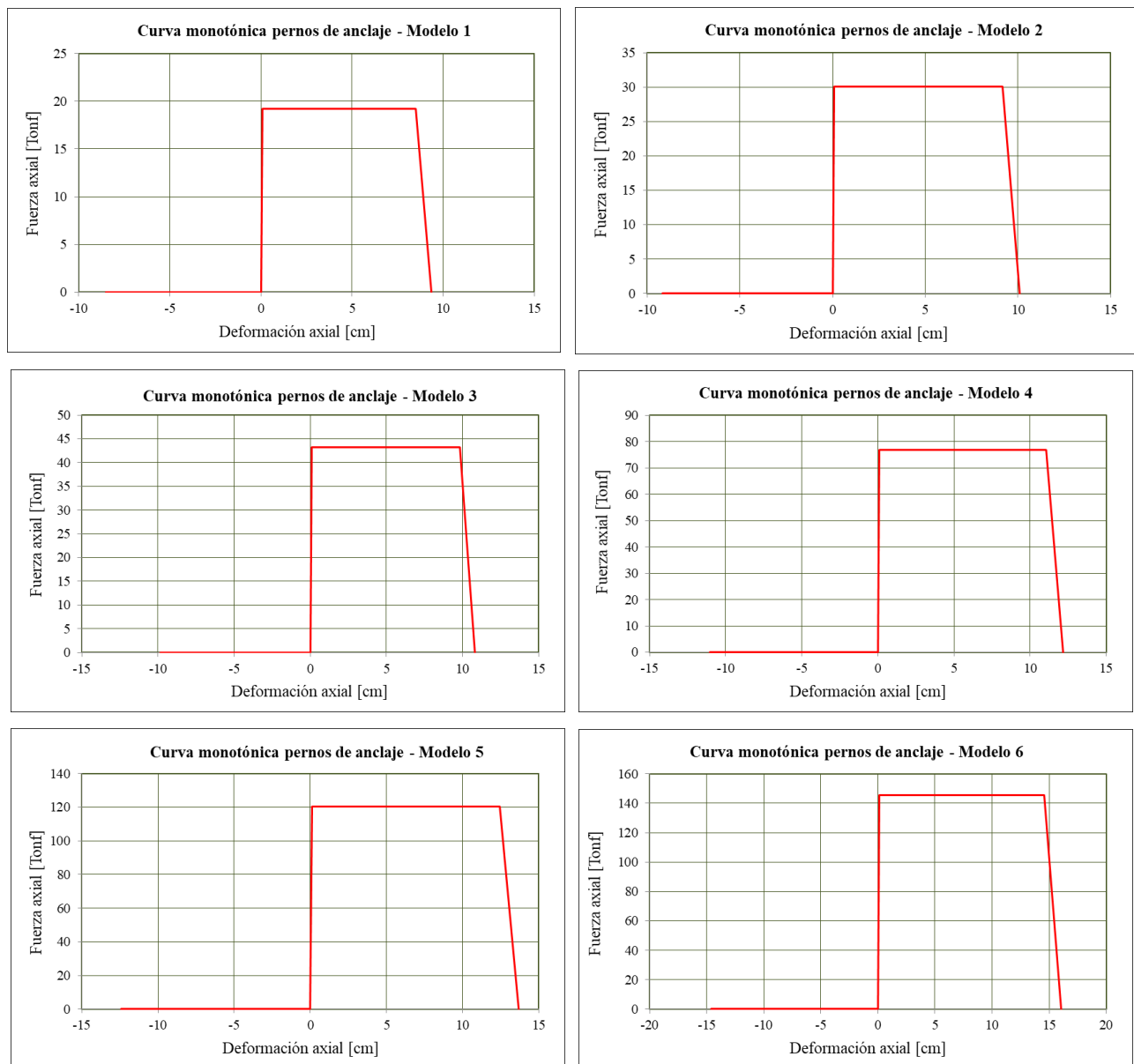


Figura A.3.2.1 Curvas monotónicas de pernos de anclaje del espacio arquetipo reducido considerando diseño tradicional

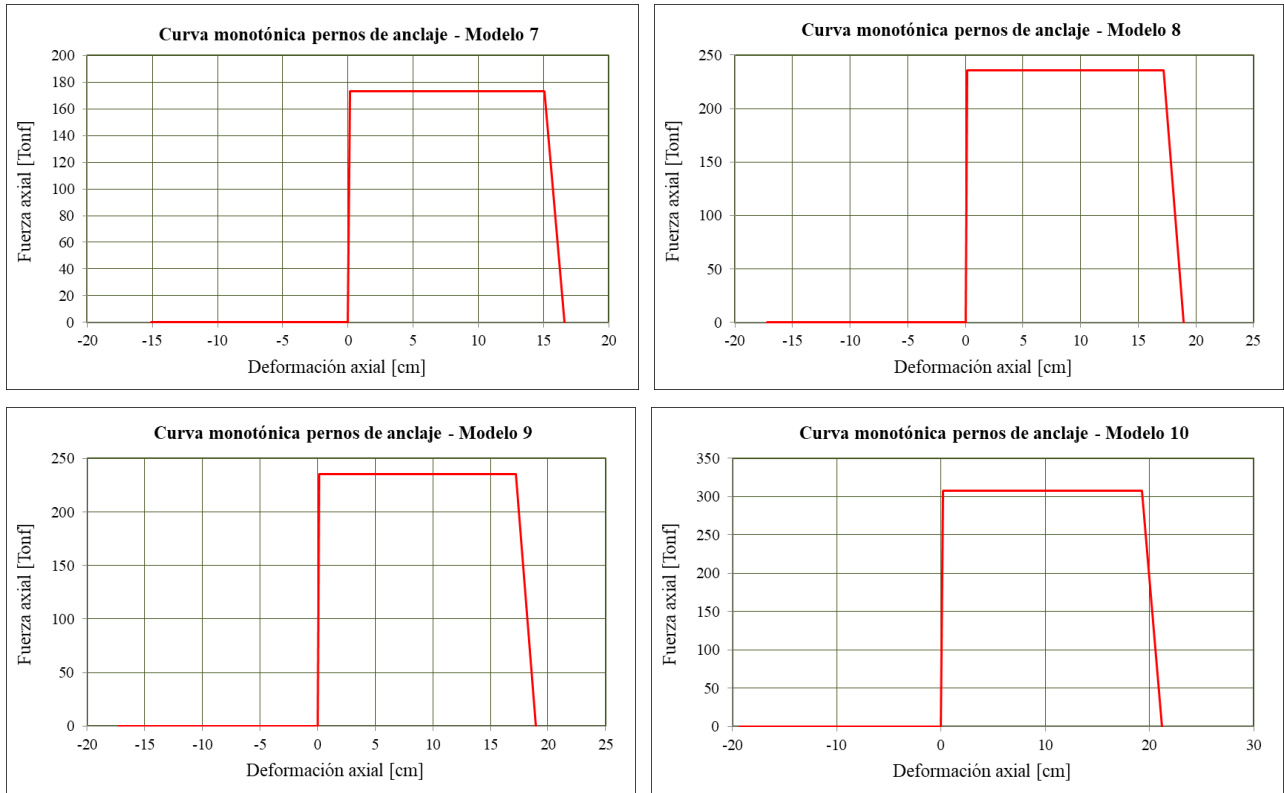


Figura A.3.2.1 (Cont.) Curvas monotónicas de pernos de anclaje del espacio arquétipo reducido considerando diseño tradicional

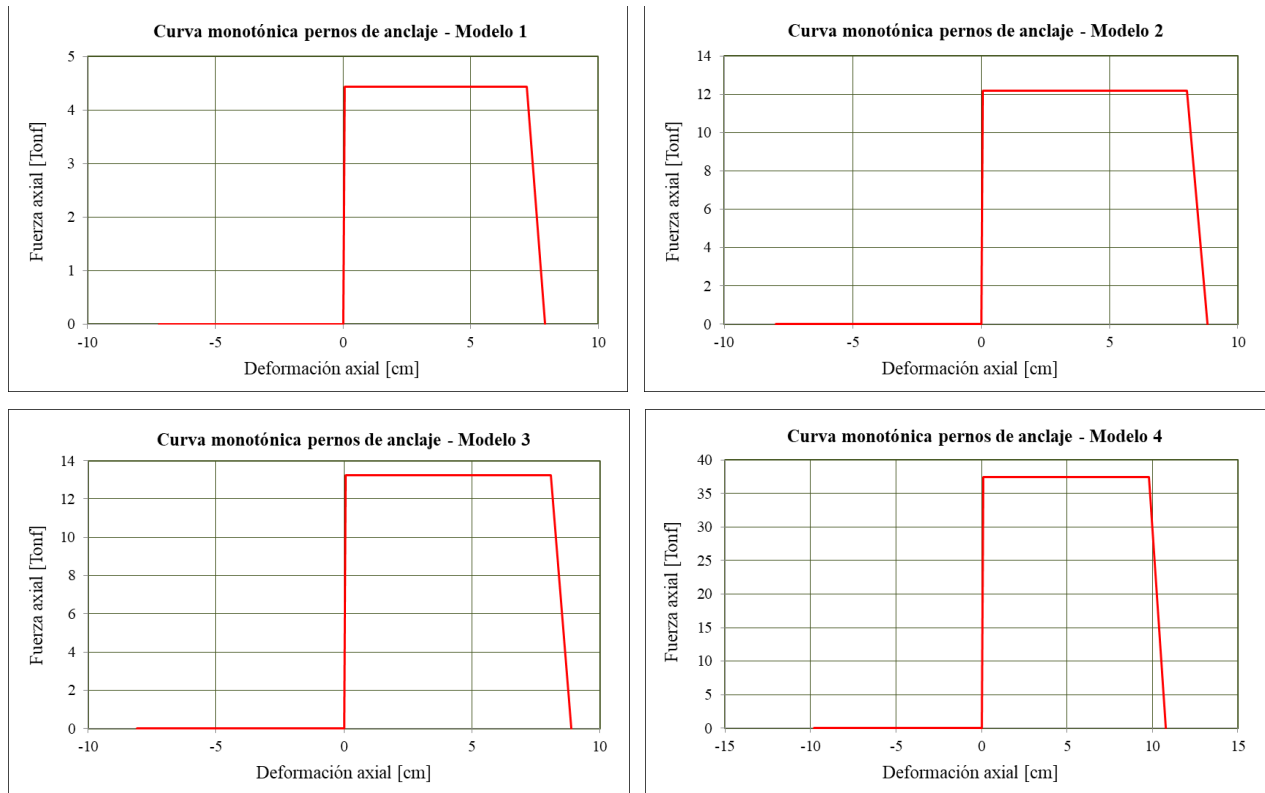


Figura A.3.2.2 Curvas monotónicas de pernos de anclaje del espacio arquétipo reducido considerando la metodología propuesta

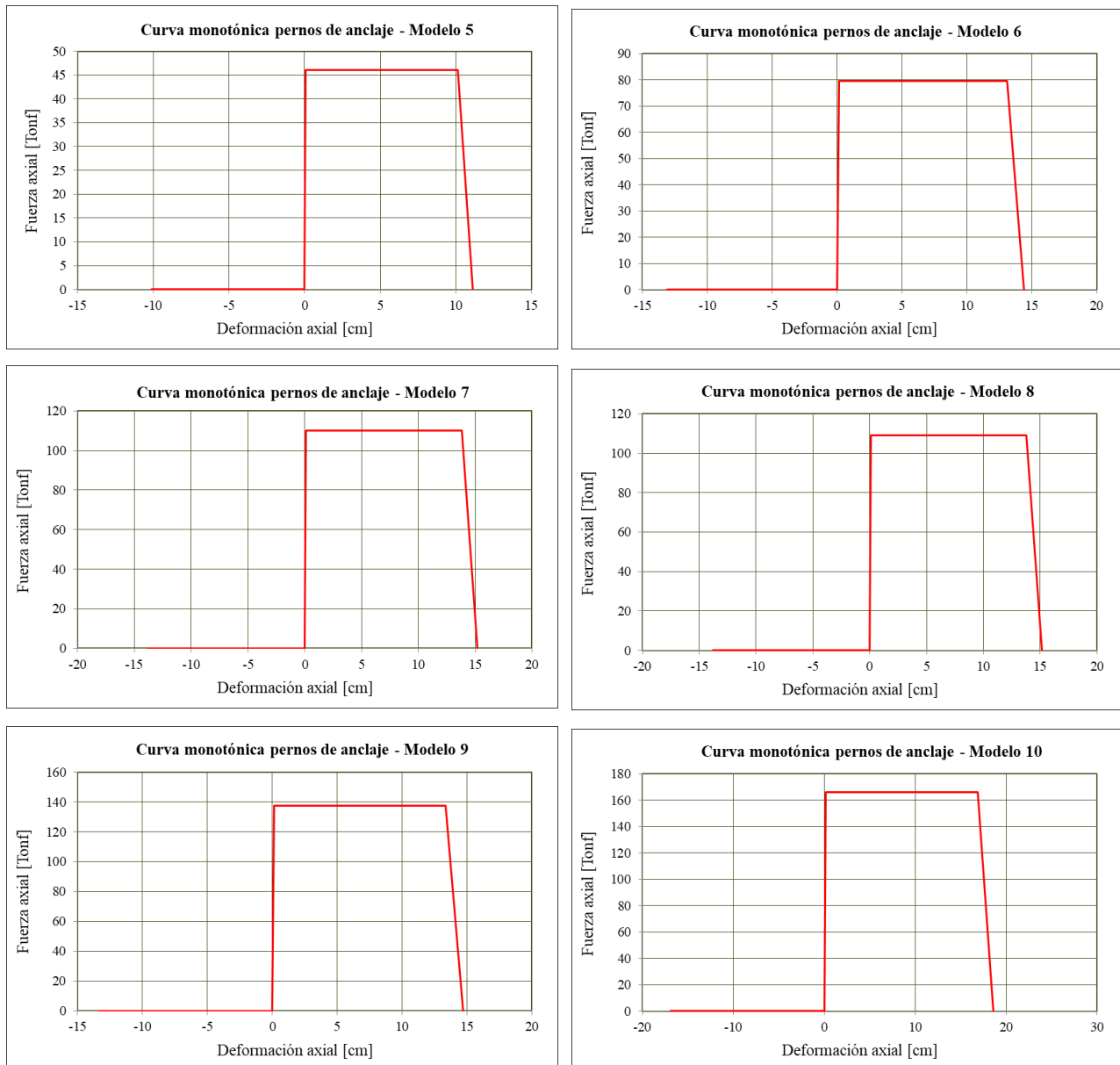


Figura A.3.2.2 (Cont.) Curvas monotónicas de pernos de anclaje del espacio arquetipo reducido considerando la metodología propuesta

ANEXO 3.3 CURVAS MONOTÓNICAS DE ARRIOSTRAMIENTOS DEL ESPACIO ARQUETIPO

En este anexo se presentan las curvas monotónicas de cada uno de los arriostramientos utilizados en los diez primeros modelos del espacio arquetipo, ilustradas en la Figura A.3.3.1.

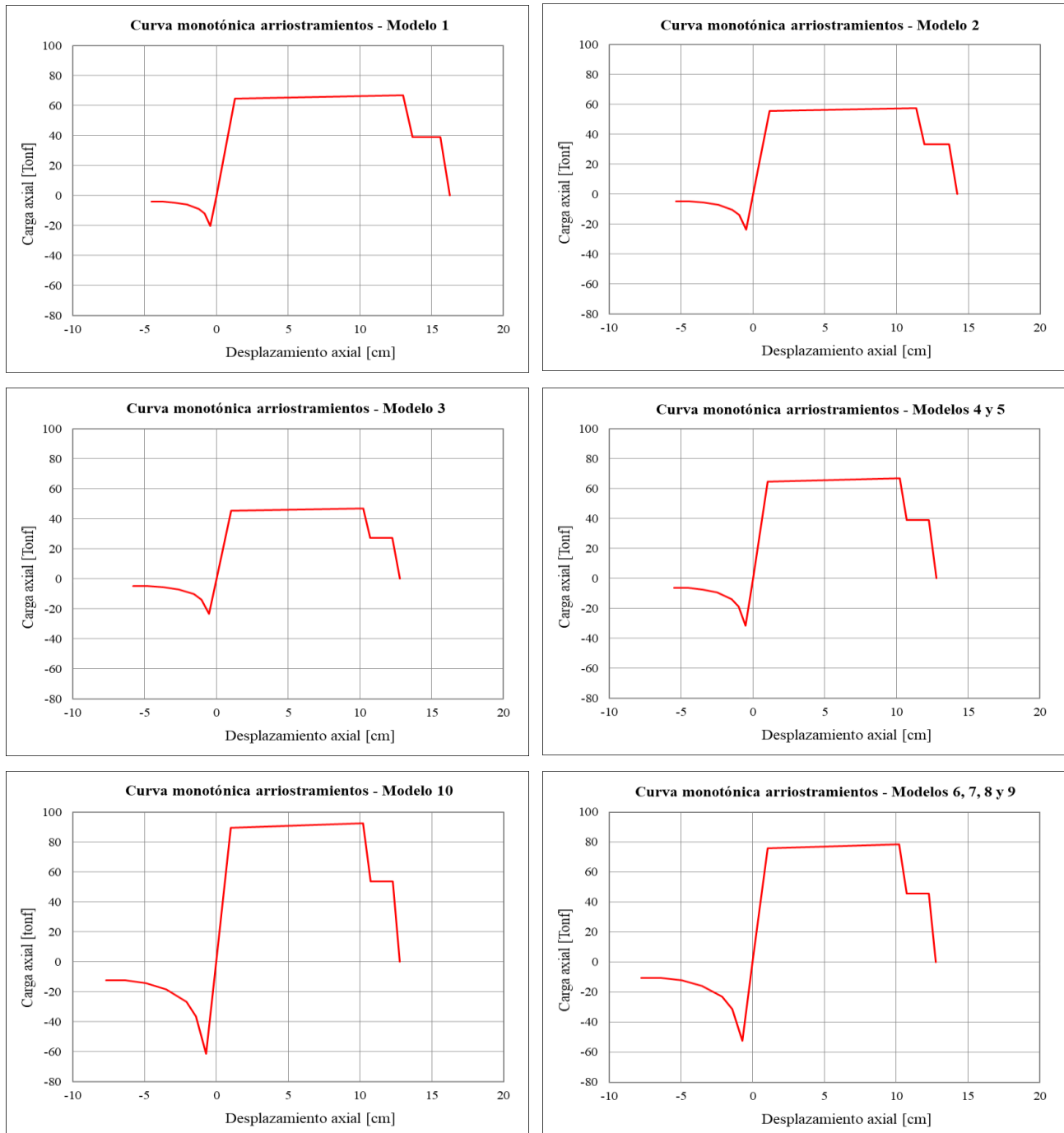


Figura A.3.3.1 Curvas monotónicas de arriostramientos del espacio arquetipo reducido

ANEXO 5.1 FACTORES DE UTILIZACIÓN DE ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES

En este anexo se presentan los factores de utilización de los diagonales, puntales y columnas obtenidos para las combinaciones de cargas considerando la carga sísmica tanto reducida por R como amplificada por 0.7R, para las distintas elevaciones de cada estructura tridimensional.

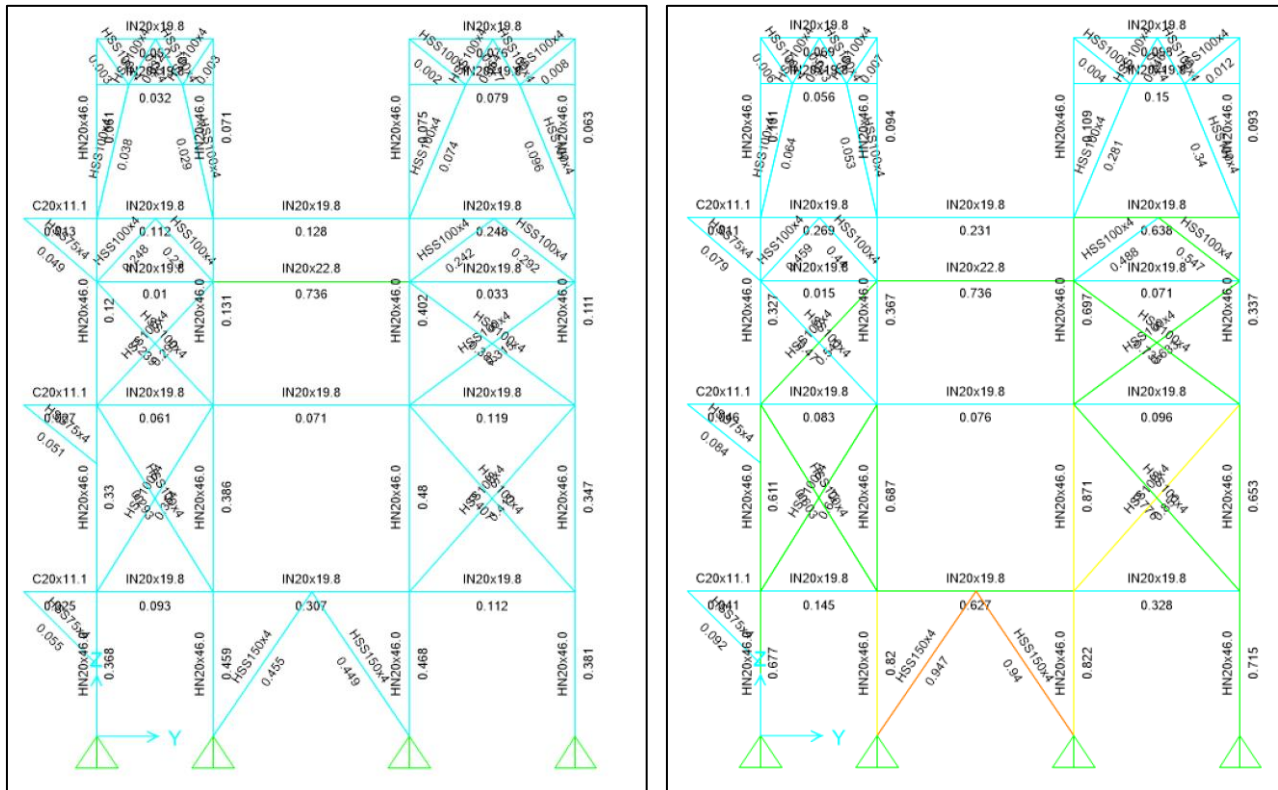


Figura A.5.1.1 Secciones y FU estructura N°1 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada. Eje X = 0 m

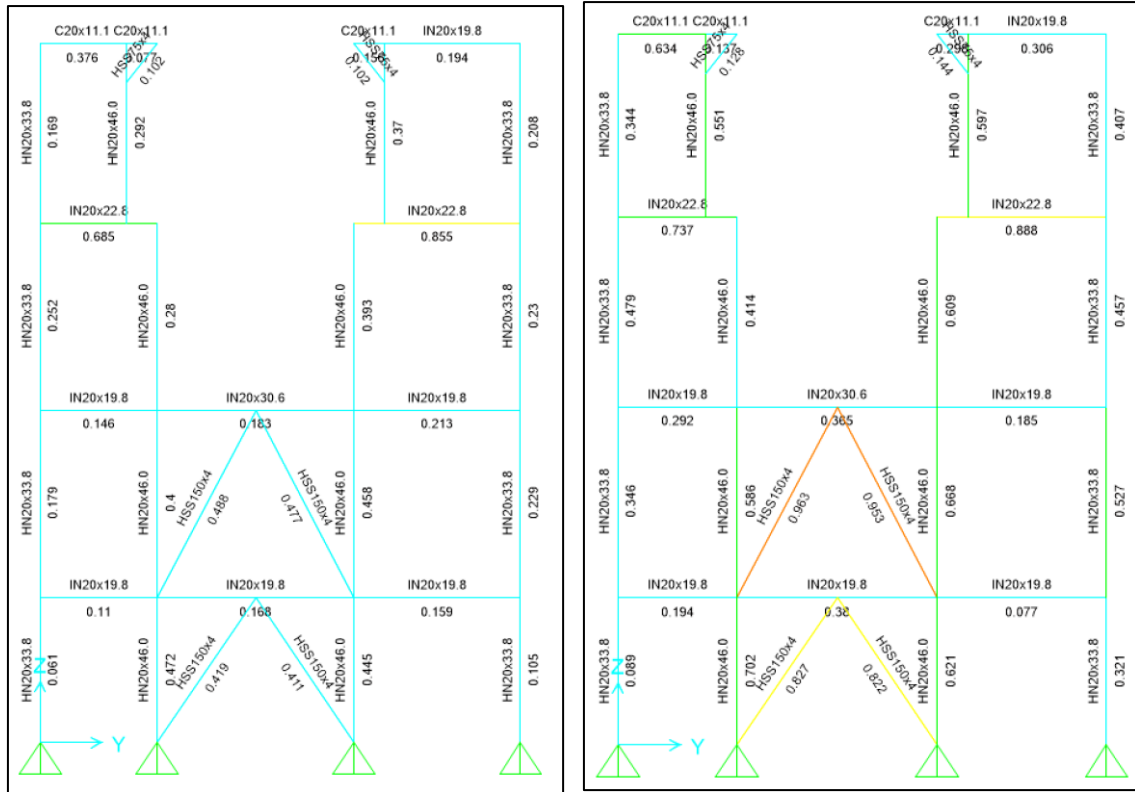


Figura A.5.1.2 Secciones y FU estructura N°1 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada. Eje X = 4.7 m

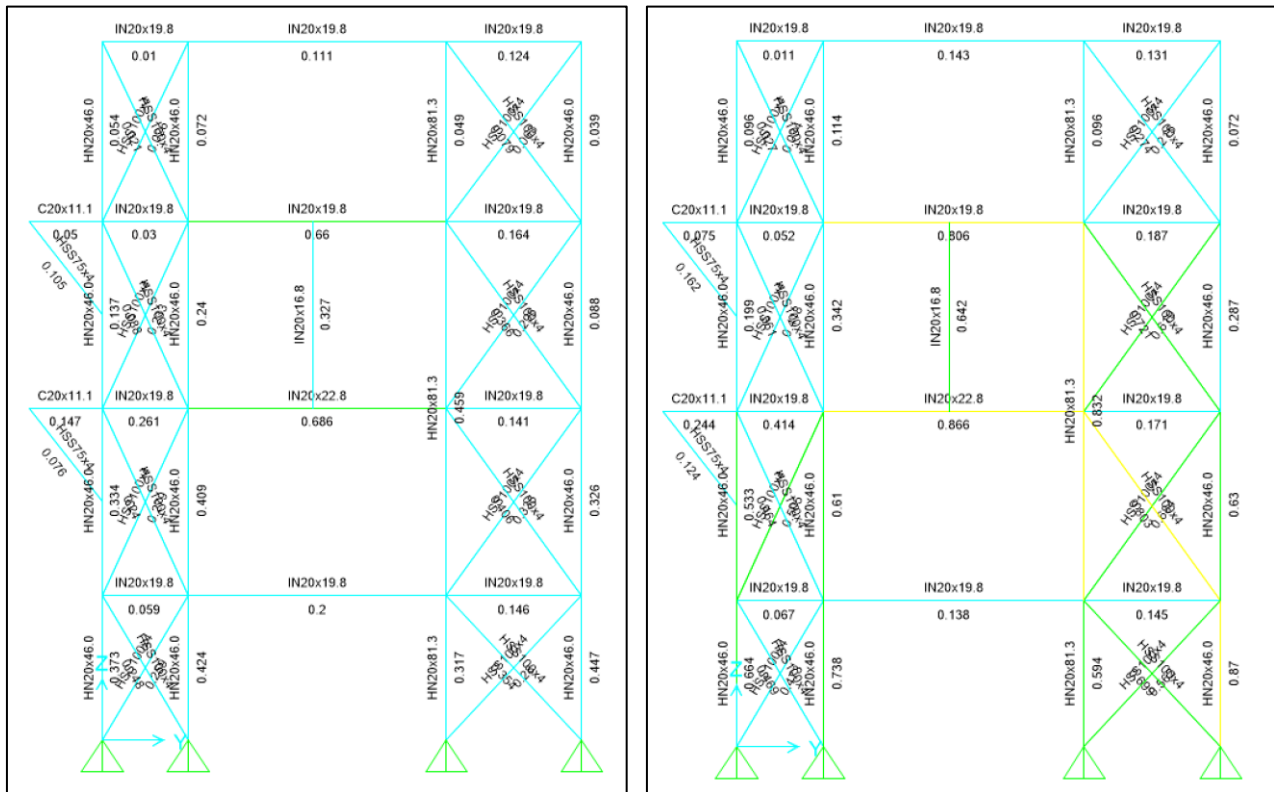


Figura A.5.1.3 Secciones y FU estructura N°1 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada. Eje X = 10.1 m

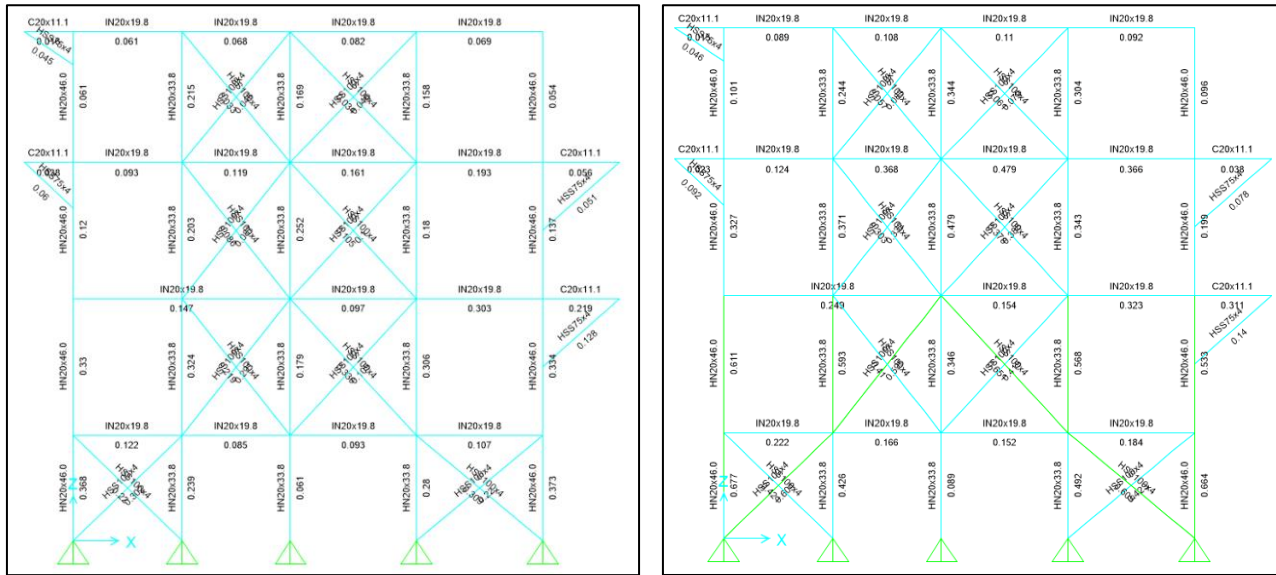


Figura A.5.1.4 Secciones y FU estructura N°1 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada. Eje Y = 0 m

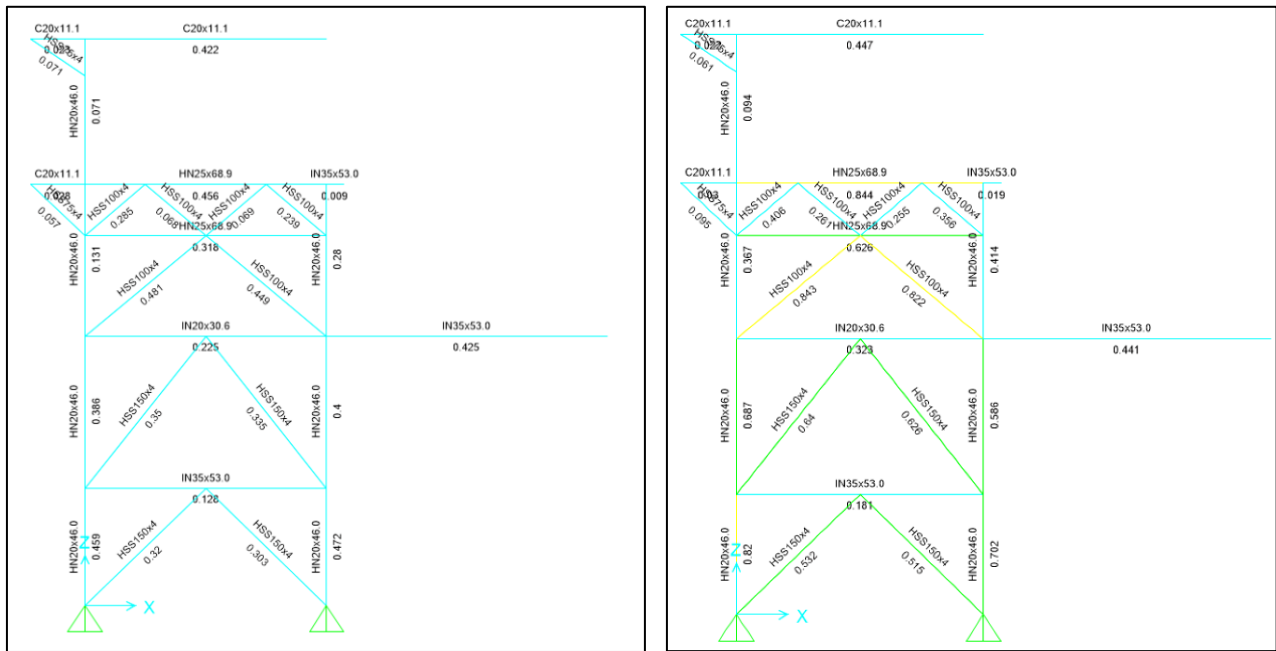


Figura A.5.1.5 Secciones y FU estructura N°1 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada. Eje Y = 1.8 m

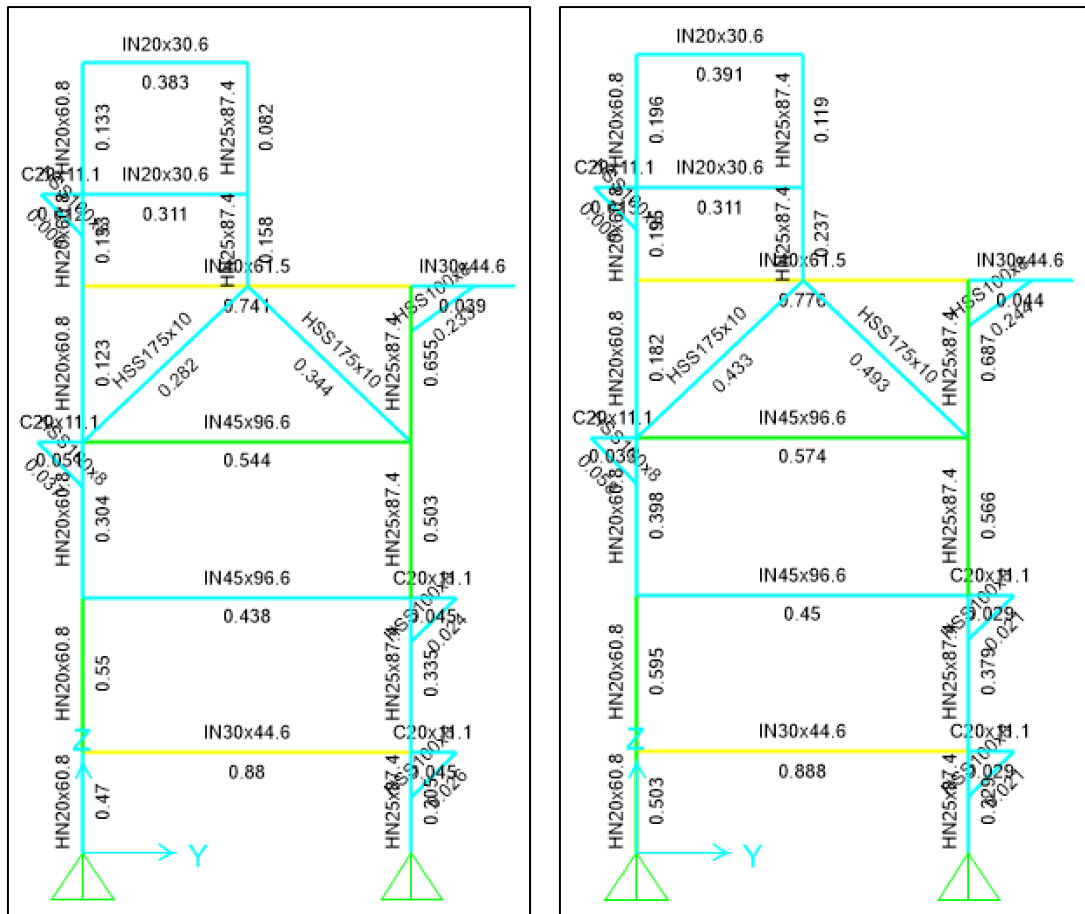


Figura A.5.1.8 Secciones y FU estructura N°2 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada. Eje X = 0 m

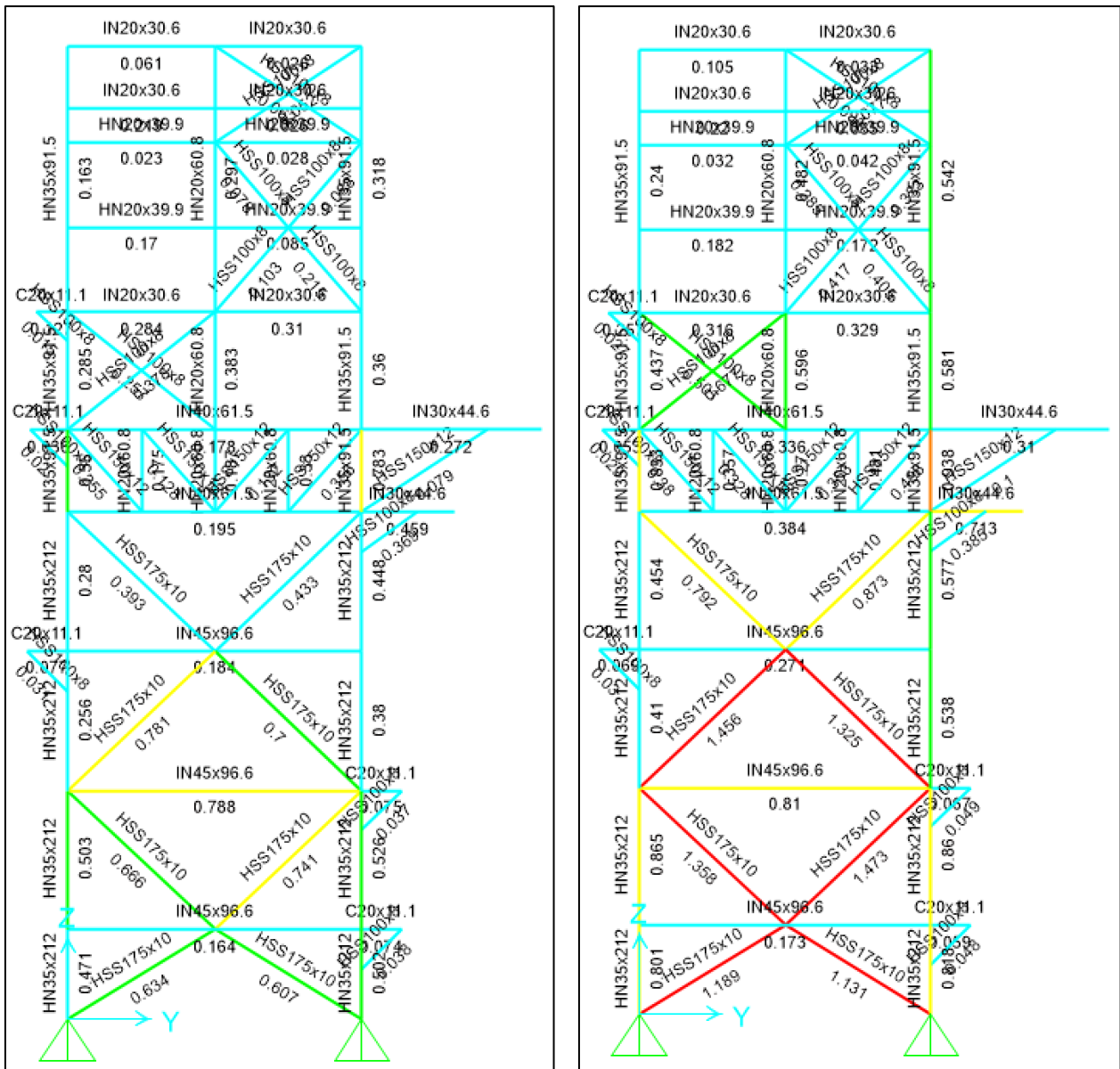


Figura A.5.1.9 Secciones y FU estructura N°2 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica amplificada. Eje X = 3 m

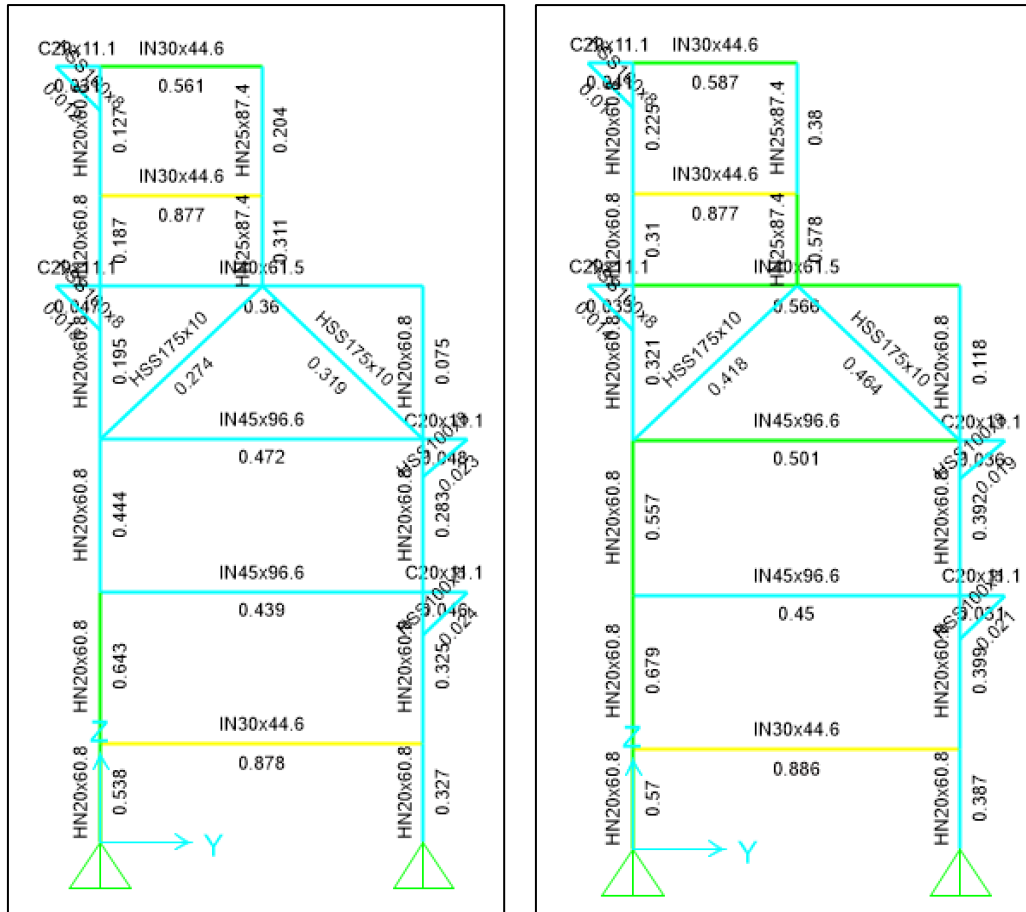


Figura A.5.1.11 Secciones y FU estructura N°2 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica ampliada. Eje X = 14.6 m

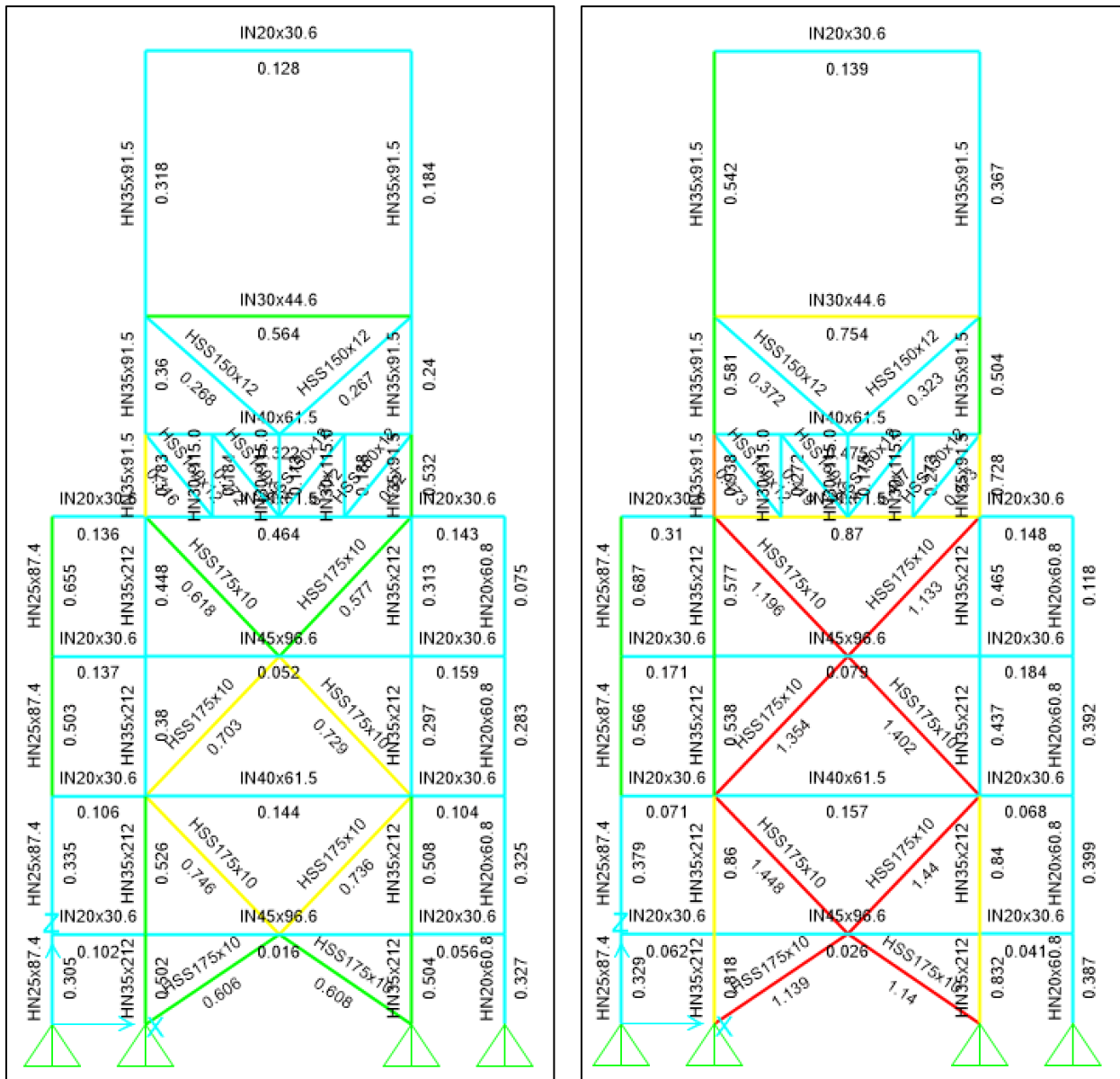


Figura A.5.1.13 Secciones y FU estructura N°2 – (Izq.) Carga sísmica reducida (Der.) Carga sísmica ampliada. Eje Y = 9.5 m

ANEXO 5.2 CURVAS MONOTÓNICAS DE PERNOS DE ANCLAJE DE ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES

En este anexo se presentan las curvas monotónicas de los pernos de anclaje para los las dos estructuras tridimensionales. En la Figura A.5.2.1 se muestran las curvas de los pernos diseñados utilizando la metodología tradicional, mientras que en la Figura A.5.2.2 se muestran estas para los pernos diseñados mediante la metodología propuesta.

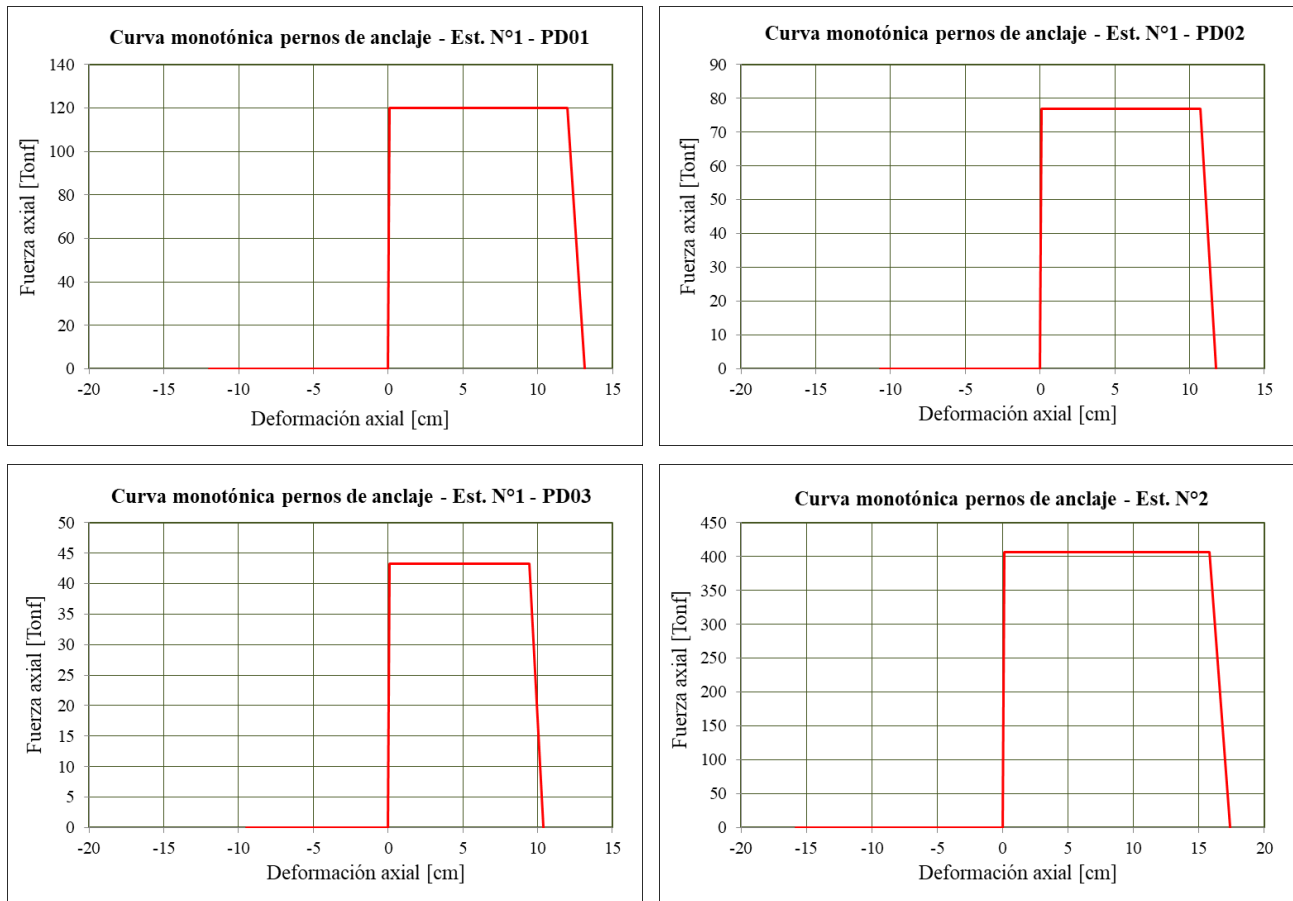


Figura A.5.2.1 Curvas monotónicas de pernos de anclaje para estructuras tridimensionales considerando diseño tradicional

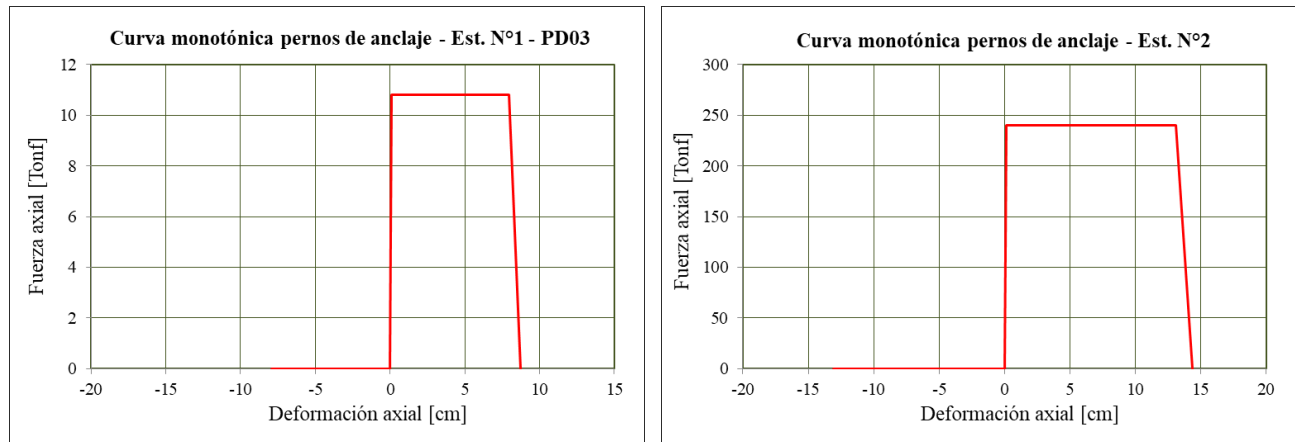


Figura A.5.2.2 Curvas monotónicas de pernos de anclaje para estructuras tridimensionales considerando la metodología propuesta

ANEXO 5.3 CURVAS MONOTÓNICAS DE ARRIOSTRAMIENTOS DE ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES

En este anexo se presentan las curvas monotónicas los arriostramientos utilizados en las estructuras tridimensionales N°1 y N°2, ilustradas en las Figuras A.5.3.1 y A.5.3.2, respectivamente.

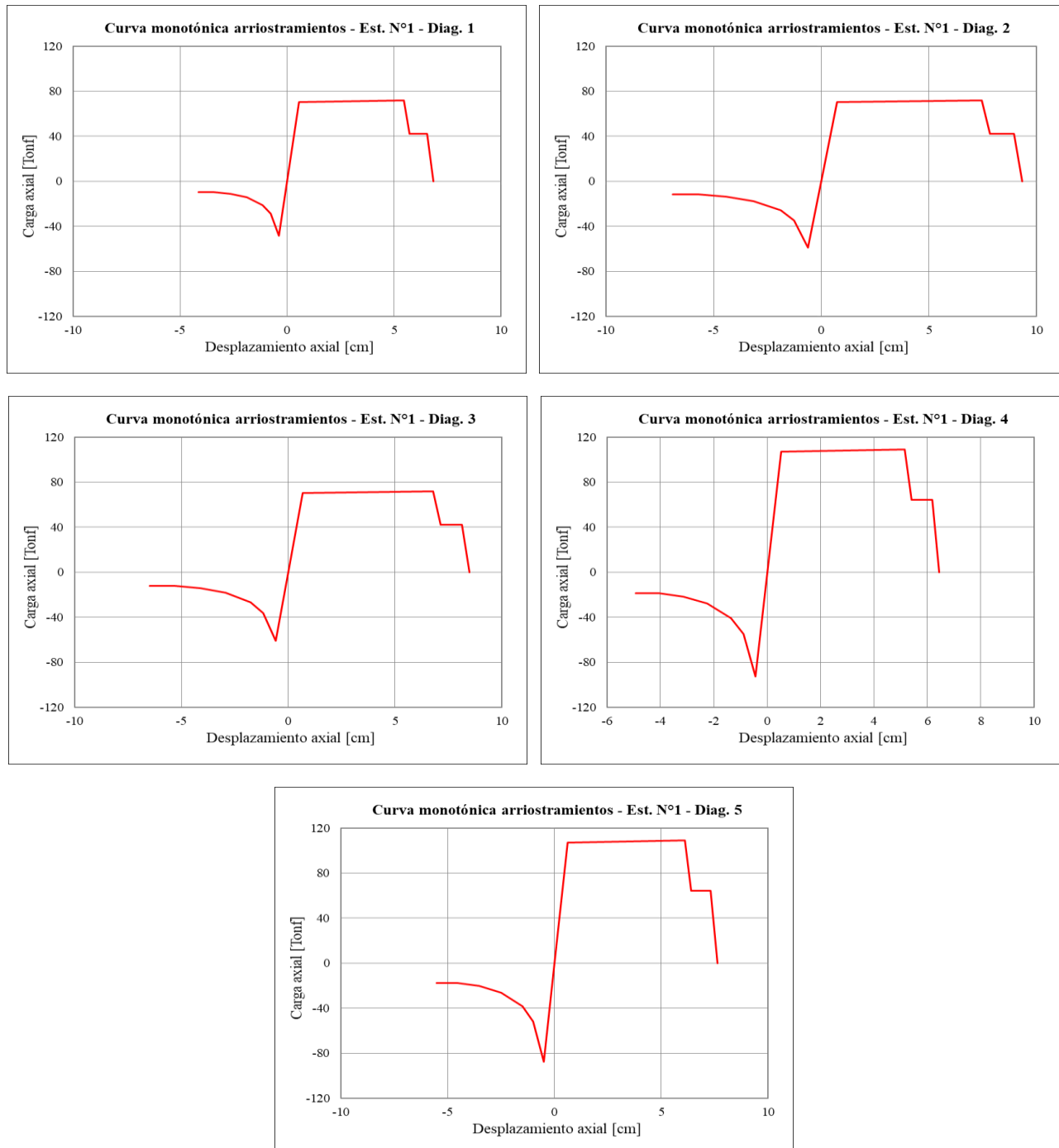


Figura A.5.3.1 Curvas monotónicas de arriostramientos de estructura N°1

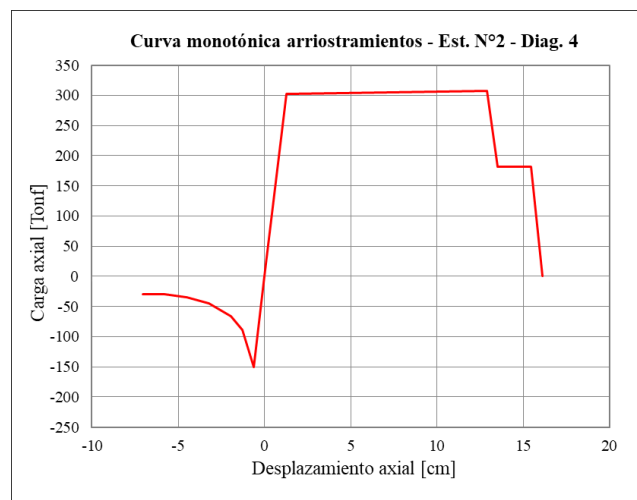
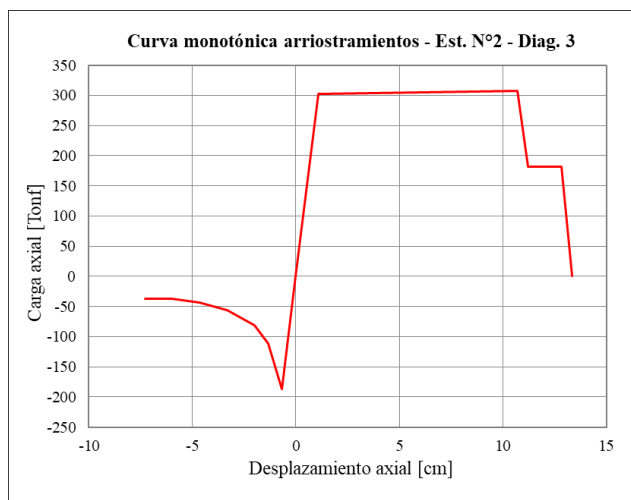
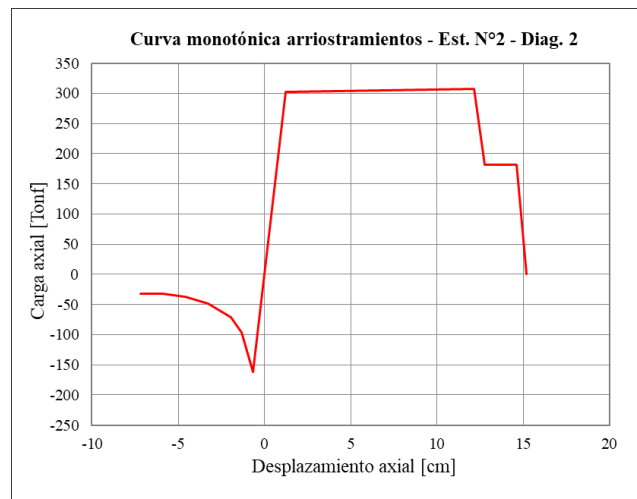
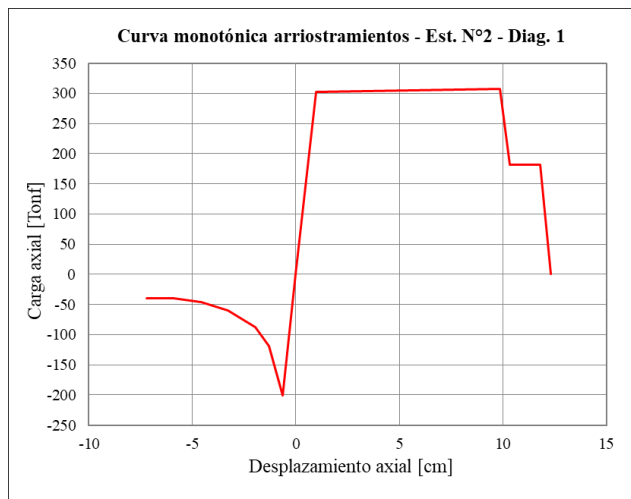


Figura A.5.3.2 Curvas monotónicas de arriostramientos de estructura N°2

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

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre de los memoristas : Sebastián Alarcón Valencia
Cecilia Ortiz Villalobos
Título de la memoria : Diseño de Pernos de Anclaje Basado en Desempeño Sísmico Aplicado
a Marcos Arriostrados Concéntricos
Fecha de la presentación oral : 28 / 03 / 2025

Profesor(es) Guía : Rodrigo Silva Muñoz
Profesor(es) Revisor(es) : Sebastián Calderón Díaz
Concepto :
Calificación :

Resumen

De acuerdo con la práctica chilena, el diseño de elementos susceptibles de plastificación, como los arriostramientos y pernos de anclaje en marcos arriostrados concéntricos, se basa en cargas sísmicas reducidas por el factor R. Un buen comportamiento estructural requiere que la fluencia en tracción de los pernos preceda al pandeo de los arriostramientos, disminuyendo la energía disipada por estos últimos y reduciendo el riesgo de formación de pisos blandos. El problema está en que la metodología tradicional de diseño de pernos de anclaje no es capaz de garantizar esta secuencia de plastificación.

Ante esta limitación, se propone una nueva metodología de diseño de pernos la cual asegura que la fluencia de estos efectivamente ocurra de manera previa al pandeo de arriostramientos. La eficiencia de la metodología se evalúa mediante análisis tiempo-historia no lineales en un espacio arquetipo conformado por 16 estructuras planas y en dos estructuras industriales reales.

Los resultados evidencian que la metodología propuesta mejora el desempeño sísmico, promoviendo la disipación de energía en los pernos, reduciendo los factores de utilización de las columnas, homogeneizando las deformaciones de entrepiso y disminuyendo las solicitaciones sobre los arriostramientos.