UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

EVALUACIÓN DEL IMPACTO DE LOS CAMBIOS NORMATIVOS ENTRE NCH2369.OF2003 Y NCH2369:2025 EN EL DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CHANCADO PRIMARIO MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA

Memoria de Título presentada por

Manuel Esteban Inostroza Soto

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Rodolfo Verdejo Cabello

Profesor Correferente
Cristian Cruz Doggenweiler

Marzo de 2026

CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): X Memoria o trabajo de título ☐ Tesis de Postgrado

Título del trabajo: Evaluación del impacto de los cambios normativos entre NCh2369.Of2003 y NCh2369:2025 en el diseño sísmico de un edificio de chancado primario mediante análisis dinámico no lineal tiempo-historia.

Nombre del candidato(a): Manuel Esteban Inostroza Soto

Carrera / Grado: Ingeniería Civil

Campus: Santiago, San Joaquin **Departamento:** Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Rodolfo Sebastián Verdejo Cabello, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución.

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL (marcar una opción)

X El trabajo **NO contiene** información que amerite confidencialidad y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

☐ El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (**embargo**) por **(marcar una opción)**:

☐ 6 meses ☐ 12 meses ☐ 2 años ☐ 3 años ☐ 5 años ☐ 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

_____

_____

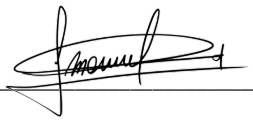
_____

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 29-10-2026 **Firma:** 

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 29-10-2026 **Firma:** 

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.

EVALUACIÓN DEL IMPACTO DE LOS CAMBIOS NORMATIVOS ENTRE NCH2369.OF2003 Y NCH2369:2025 EN EL DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CHANCADO PRIMARIO MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA

Manuel Inostroza, Rodolfo Verdejo, Cristian Cruz

Universidad Técnica Federico Santa María

Resumen

La actualización de la normativa sísmica chilena para estructuras e instalaciones industriales ha introducido modificaciones relevantes en la definición de las demandas sísmicas y en los criterios de evaluación estructural. En este contexto, el presente trabajo evalúa el impacto de los cambios normativos entre la NCh2369.Of2003 y la NCh2369:2025 en el diseño sísmico de un edificio de chancado primario de mineral (cobre), mediante análisis dinámico no lineal tiempo-historia.

Sobre la estructura analizada se realizó, en primer lugar, una evaluación lineal-elástica comparativa (método descriptivo-normativo), considerando las exigencias de ambas versiones normativas e identificando el efecto de la actualización en términos de incremento de las demandas estructurales, particularmente en las columnas y diagonales del sistema. Posteriormente, se llevó a cabo una evaluación de desempeño estructural mediante análisis dinámico no lineal tiempo-historia, utilizando registros sísmicos representativos de Chile y criterios de aceptación compatibles con la normativa vigente. Los resultados muestran que la aplicación de la NCh2369:2025 incrementa significativamente las demandas elásticas en las columnas respecto del diseño original, mientras que en las diagonales no presentan variaciones significativas. Sin embargo, al evaluar el comportamiento no lineal del sistema, se observa que el mecanismo inelástico global se desarrolla de manera controlada, concentrándose principalmente en los arriostramientos y manteniendo un comportamiento mayoritariamente elástico en los elementos gravitacionales. En consecuencia, el aumento de las exigencias en el análisis prescriptivo no necesariamente se traduce en una mejora directa del desempeño sísmico global del sistema.

El estudio pone de manifiesto la importancia de complementar las verificaciones del diseño tradicional utilizado en la práctica con evaluaciones basadas en análisis no lineales para una interpretación más completa del desempeño sísmico de estructuras industriales existentes frente a cambios normativos.

Palabras claves: Normativa sísmica, NCh2369, estructuras industriales, análisis no lineal tiempo-historia, marcos arriostrados, desempeño sísmico.

Abstract

The update of the Chilean seismic code for industrial structures and facilities has introduced significant modifications in the definition of seismic demands and structural evaluation criteria. In this context, this study evaluates the impact of the changes between NCh2369.Of2003 and NCh2369:2025 on the seismic design of a primary crushing building (copper), through nonlinear dynamic time-history analysis.

First, a comparative linear-elastic assessment (descriptive-normative approach) was performed considering the requirements of both code versions, identifying the effect of the update in terms of increased structural demands, particularly in columns and braces. Subsequently, a performance-based evaluation was carried out using nonlinear dynamic time-history analyses with representative Chilean ground motion records and acceptance criteria consistent with the current code. The results show that the application of NCh2369:2025 significantly increases elastic demands in columns compared to the original design, while brace demands do not exhibit significant variations. However, nonlinear analyses indicate that the global inelastic mechanism develops in a controlled manner, with energy dissipation concentrated primarily in the bracing system, while columns remain largely within the elastic range. Consequently, the increase in prescriptive design demands does not necessarily translate into a direct improvement in the overall seismic performance of the system.

This study highlights the importance of complementing traditional design verifications commonly used in practice with nonlinear analyses, enabling a more comprehensive assessment of the seismic performance of existing industrial structures under updated code provisions.

Keywords: seismic design code, NCh2369, industrial structures, nonlinear time-history analysis, concentrically braced frames, seismic performance.

INDICE

1 Introducción 7
2 Objetivos 8
3 Marco Teórico 8
3.1 Estado del Arte 8
3.2 Contexto del Estudio y Justificación del Problema 10
3.3 Marco conceptual del Sistema Estructural y del Desempeño Sísmico 11
3.4 Modelación No Lineal en Estructuras de Acero 12
3.5 Modificaciones Adoptadas en la Normativa NCh2369:2025 14
4 Metodología 18
4.1 Descripción de la estructura 18
4.2 Material 19
4.3 Parámetros Sísmicos 19
4.4 Estados de Carga 19
4.5 Procedimiento de Análisis Dinámico No Lineal Tiempo-Historia 20
4.5.1 Ley de Comportamiento Histerético para los Arriostramientos. 21
4.5.2 Calibración No Lineal de perfil XL 21
4.5.3 Adaptación del modelo histerético de Tremblay (2002) al comportamiento experimental reportado por Guerrero (2017) 24
4.5.4 Calibración de Rótulas Plásticas para Columnas según ASCE/SEI 41-17 26
4.5.5 Selección de Registros Sísmicos Nacionales 26
4.5.6 Amortiguamiento 29
5 Análisis y Desarrollo de Resultados 30
5.1 Análisis Lineal 30
5.1.1 Modelo Lineal-Elástico en SAP2000 30
5.1.2 Combinaciones de Carga aplicadas al Modelo 31
5.1.3 Espectros de Diseño. 31
5.1.4 Resultados según NCh2369.Of2003 32
5.1.5 Verificación del Modelo Conforme a NCh2369:2025 y Comparación de Resultados 35
5.2 Análisis No Lineal 39
5.2.1 Alcances y Supuestos de la Modelación No Lineal 39
5.2.2 Definición y Localización de los Elementos No Lineales en el Modelo 40
5.2.3 Análisis Dinámico No Lineal Tiempo-Historia (THNL) 41
5.2.4 Criterios de Aceptación 41
5.2.5 Resultados 43
6 Discusión de Resultados 60
6.1 Impacto de la Actualización Normativa en la Demanda Elástica 60
6.2 Comportamiento del Sistema Resistente 60
6.3 Comportamiento de los Elementos Fusibles (Arriostramientos) 61

6.4 Comportamiento de los Elementos No Fusibles (Columnas) 62
6.5 Implicancias de los Anclajes Dúctiles en la Interpretación de Resultados 62
7 Conclusiones 63
7.1 Conclusiones Generales 63
7.2 Oportunidades de Estudios Futuros 65
8 Referencias 66
9 Anexos 67

1 Introducción

La minería constituye una actividad fundamental en Chile, presente en 13 de las 15 regiones del país y responsable de la extracción de diversos recursos minerales, entre los cuales destaca el cobre (Gobierno de Chile, 2012). Este sector representa uno de los principales motores de la economía nacional; sin embargo, enfrenta importantes desafíos asociados a la elevada sismicidad del territorio chileno (Madariaga, 1998). En este contexto, la ingeniería estructural desempeña un rol clave en el diseño de instalaciones capaces de resistir eventos sísmicos severos, garantizando tanto la seguridad de las personas como la continuidad operacional de las instalaciones industriales.

En Chile, el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales se rige principalmente por la norma NCh2369, la cual establece criterios específicos para la determinación de las demandas sísmicas, el dimensionamiento de los sistemas estructurales y la verificación de su desempeño frente a eventos sísmicos. Durante más de dos décadas, la versión NCh2369.Of2003 ha sido la referencia normativa oficial para el diseño de este tipo de estructuras (INN, 2003). No obstante, el avance del conocimiento en ingeniería sísmica, junto con el desarrollo de nuevos estudios experimentales y analíticos, ha impulsado la actualización de esta normativa en los últimos años. En particular, el marco normativo actual se caracteriza por la coexistencia y evolución entre distintas versiones de la norma, entre las que destacan:

- NCh2369.Of2003: Norma oficial para el diseño sísmico de instalaciones industriales en Chile (INN, 2003).
- NCh2369:2023: Actualización adoptada voluntariamente por parte del sector privado, la cual tuvo vigencia técnica hasta junio de 2025 (INN, 2023).
- NCh2369:2025: Versión publicada por el Instituto Nacional de Normalización que reemplaza técnicamente a la versión anterior e introduce criterios actualizados y antecedentes técnicos más recientes desarrollados por el comité normativo (INN, 2025).

Si bien estas normativas comparten el objetivo común de asegurar la continuidad operacional posterior a eventos sísmicos, diversos estudios han identificado diferencias relevantes en sus enfoques técnicos y en las demandas estructurales que resultan de su aplicación. Por ejemplo, investigaciones recientes han señalado que los diseños lineales-elásticos basados en la NCh2369:2023 generaron incrementos promedio cercanos al 10 % en las cubicaciones estructurales respecto de los diseños desarrollados bajo la versión NCh2369.Of2003, lo cual evidenció un aumento general en las exigencias normativas (Sironvalle, 2022). Sin embargo, dichos incrementos en las demandas elásticas no necesariamente se traducen en mejoras directas del desempeño sísmico global de las estructuras. Tal como señalan diversos autores, la respuesta sísmica real de sistemas estructurales depende en gran medida de su capacidad para desarrollar mecanismos inelásticos controlados y de la distribución de dichas deformaciones dentro del sistema resistente (Riquelme, 2022; Parra, 2024). En este sentido, el uso exclusivo de análisis lineales puede resultar insuficiente para capturar adecuadamente el comportamiento estructural frente a excitaciones sísmicas severas.

Bajo esta perspectiva, el empleo de análisis dinámicos no lineales tiempo-historia permite evaluar de manera más detallada la respuesta estructural, considerando explícitamente la formación de mecanismos resistentes, la evolución de las deformaciones inelásticas y la disipación de energía en los elementos estructurales. Estas herramientas constituyen actualmente uno de los enfoques más completos para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras complejas, particularmente en el caso de instalaciones industriales. En este contexto, el presente estudio analiza un edificio de chancado primario de acero, el cual constituye una estructura fundamental dentro del proceso de procesamiento de mineral. El sistema estructural está compuesto por marcos arriostrados concéntricos en ambas direcciones, configurando un sistema resistente no convencional en estructuras industriales.

Dado que la normativa vigente no entrega límites cuantitativos explícitos para ciertos criterios locales en análisis no lineales avanzados, la evaluación de aceptación se estructura distinguiendo criterios globales y locales, complementando el marco normativo con lineamientos de estándares internacionales reconocidos para modelación y verificación de componentes, consistentes con el enfoque adoptado en

esta investigación. De este modo, el estudio busca aportar evidencia técnica que permita interpretar el impacto práctico de la actualización normativa en términos de demanda y respuesta no lineal esperada de una estructura industrial.

2 Objetivos

Objetivo General: Evaluar el impacto de la actualización normativa desde la NCh2369.Of2003 a la NCh2369:2025 en términos de demanda sísmica y desempeño estructural de una estructura industrial de acero del área de chancado, mediante la comparación del diseño estructural basado en fuerzas sísmicas elásticas reducidas según ambas normativas y la evaluación del comportamiento estructural a través de análisis dinámico no lineal tiempo-historia, utilizando criterios de aceptación coherentes con la normativa vigente.

- **Objetivo Específico 1**: Comparar las demandas sísmicas y los factores de utilización obtenidos a partir del análisis modal espectral lineal-elástico, según los procedimientos y parámetros definidos en la NCh2369.Of2003 y la NCh2369:2025, aplicados sobre una misma configuración estructural, cuantificando las variaciones relativas en solicitaciones y niveles de demanda.
- **Objetivo Específico 2**: Evaluar la respuesta sísmica no lineal de la estructura originalmente diseñada conforme a la NCh2369.Of2003, bajo los criterios de la normativa vigente, mediante análisis dinámico no lineal tiempo-historia, considerando registros sísmicos nacionales escalados según la NCh2369:2025, con el fin de interpretar su desempeño local y global frente a los niveles de Sismo de Diseño (SD) y Sismo Máximo Posible (SMP).
- **Objetivo Específico 3**: Analizar e interpretar el comportamiento inelástico de los elementos críticos del sistema sismorresistente y los criterios de aceptación empleados en la evaluación no lineal, asegurando la coherencia entre la modelación adoptada, los antecedentes experimentales utilizados y los lineamientos de la normativa vigente.

3 Marco Teórico

3.1 Estado del Arte

En el ámbito de la ingeniería sísmica estructural, los marcos arriostrados concéntricos (MAC) son ampliamente utilizados en edificaciones industriales chilenas ubicadas en zonas de elevada sismicidad. Su comportamiento ante cargas sísmicas depende principalmente de dos aspectos: primero, la definición normativa de las acciones sísmicas de diseño, incluyendo el espectro de diseño, los factores de reducción de respuesta, combinaciones de carga, entre otros; y segundo, la adecuada representación del comportamiento no lineal de sus componentes, especialmente los arriostramientos.

Un aporte significativo en esta línea fue el trabajo de Díaz (2015), quien en su tesis de Magister "*Análisis sísmico no lineal de marcos arriostrados concéntricos en un edificio industrial minero",* modeló un edificio de molienda utilizando marcos arriostrados tipo X. Mediante el software OpenSees, el autor incorporó no linealidades en marcos arriostrados 2D para evaluar con precisión la respuesta estructural no lineal en este tipo de sistemas. Su metodología combinó por un lado análisis estático no lineal (pushover), para obtener curvas de capacidad y factores de desempeño, contrastándolos con los valores propuestos por la normativa chilena y el estándar ASCE/SEI 41-13. Por otra parte, realizó análisis dinámico no lineal (tiempo-historia), con el fin de validar el comportamiento estructural ante registros sísmicos reales.

Siguiendo con esta misma línea, las estructuras basadas en marcos arriostrados concéntricos (MAC) se ven directamente afectadas por las actualizaciones en la caracterización de la demanda sísmica y las nuevas disposiciones normativas que regulan su diseño. Un problema central radicó en que los diseños sísmicos bajo la versión vigente de la norma NCh2369 identificaron aumentos en cantidad de material respecto a los realizados con la versión del 2003, según reportó Sironvalle (2022). Este fenómeno se podría atribuir principalmente a modificaciones en factores de amplificación de cargas y requisitos de sobrerresistencia, lo que generó preocupación por su impacto económico en proyectos industriales. Sin

embargo, los estudios enfocados en el desempeño sísmico de estructuras industriales de acero diseñadas según las disposiciones de la norma NCh2369, tanto en su versión 2003 como en la 2025, son aún insuficientes. Otro aporte relevante en esta línea es la memoria de pregrado de Zúñiga (2017), titulada *"Análisis del efecto de las modificaciones de la norma NCh2369 en el diseño y desempeño de estructuras industriales de acero"*. En dicho trabajo, el autor analizó una versión preliminar de la norma que en ese momento aún se encontraba en proceso de redacción (2023), la cual incluyó modificaciones relevantes, como la amplificación de los estados de carga, originalmente propuesta como $0.7R_1 \geq 2.0$, pero que en la versión final (2025) fue ajustada a $0.7R_1 \geq 1.0$. El estudio se centró particularmente en las modificaciones aplicadas a marcos de acero arriostrados concéntricamente (MAC), evaluando su impacto mediante el diseño de tres estructuras industriales, las cuales fueron analizadas bajo las disposiciones de la versión 2003 de la norma y la propuesta preliminar de modificaciones, y su desempeño sísmico fue evaluado conforme a la metodología establecida en el estándar FEMA P695 (FEMA, 2009), la cual considera un enfoque probabilístico para cuantificar el riesgo de colapso en sistemas estructurales. Los resultados evidenciaron variaciones en las solicitaciones estructurales y que las actualizaciones sugeridas incrementan la sobrerresistencia del sistema y mejoran la capacidad de disipación de energía.

En línea con lo anterior, Riquelme (2022) profundizó en sus tesis de Magister "*Efectos de las modificaciones a la demanda y requisitos de diseño de la norma NCh2369 sobre el dimensionamiento y desempeño sísmico de estructuras industriales de marco arriostrado.",* analizando un par de estructuras industriales con ambos enfoques, y al igual que Zúñiga, verificó y validó las modificaciones propuestas a la norma prNCh2369 usando la misma metodología FEMA P695, pero cambiando la forma de modelar de manera no lineal los arriostramientos a plasticidad distribuida. Este autor menciona que los aumentos en peso (cantidad de material) se concentran principalmente en las columnas y se explican debido al aumento en las solicitaciones de diseño y por la inclusión de combinaciones de sobrerresistencia en la nueva normativa que hasta ese entonces no se encontraba finalizada.

En el ámbito experimental, el trabajo de Tremblay (2002), recopiló y analizó 76 ensayos provenientes de nueve programas experimentales enfocados en marcos arriostrados concéntricos. El estudio examinó el comportamiento cíclico de perfiles tubulares y laminados utilizados como diagonales en sistemas sismorresistentes, evaluando su ductilidad y su comportamiento postpandeo. Los resultados mostraron que la resistencia máxima a compresión disminuye progresivamente con la acumulación de ciclos de carga, asociada a la formación de rótulas plásticas y a fenómenos de degradación vinculados al pandeo local y global. En contraste, la resistencia en tracción se mantiene relativamente estable hasta alcanzar la fluencia del material.

El autor identificó distintos niveles de resistencia a compresión residual ($C'_{u1}, C'_{u2}, C'_{u3}$) correspondientes a diferentes grados de ductilidad, los cuales se representan en **Figura 1** que muestra la respuesta histerética típica de una diagonal sometida a carga cíclica normalizada en función de la deformación de fluencia δ_y. A partir de estos ensayos, Tremblay propuso una expresión empírica para estimar la resistencia a compresión postpandeo en función de la ductilidad esperada y esbeltez del elemento, dada por:

$$C'_u = A_g F_y (a + b\lambda^{-c}) \leq C_u \quad \textbf{(1)}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r}\sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad \textbf{(2)}$$

En donde λ representa la esbeltez adimensional propia de cada perfil, los coeficientes a, b, c se determinan experimentalmente y están definidos en función del nivel de ductilidad esperado. Esta formulación permite representar de manera realista la degradación de resistencia en compresión dentro

de modelos histeréticos, la cual se utilizará para el cálculo de los parámetros asociados a la backbone de los perfiles (diagonales) utilizados en esta memoria.

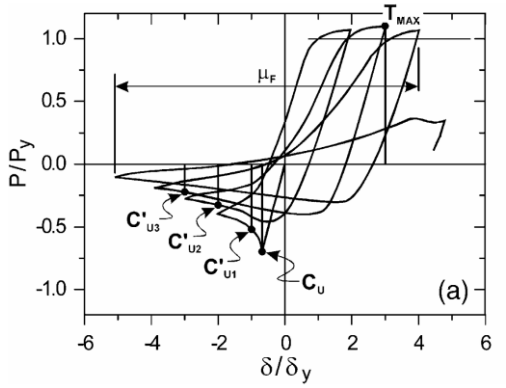


Figura 1: Respuesta histerética típica de un arriostramiento bajo carga cíclica simétrica. (Tremblay, 2002)

De forma complementaria, Guerrero (2017) desarrolló una serie de ensayos experimentales en perfiles de acero tipo XL de diferentes largos, sometidos a cargas axiales cuasi-estáticas cíclicas, con el objetivo de analizar su comportamiento y capacidad de disipación de energía. Los ensayos, realizados bajo condiciones de apoyo articulado-articulado, permitieron identificar el desarrollo de rótulas plásticas localizadas y la pérdida progresiva de resistencia en compresión tras el pandeo, así como el comportamiento estable a tracción hasta la fluencia del acero utilizado.

Los resultados obtenidos por Guerrero (2017) complementan los hallazgos de Tremblay (2002), aportando evidencia experimental sobre el desempeño postpandeo de perfiles XL empleados en sistemas arriostrados, la cual constituye un antecedente para la calibración de modelos no lineales y curvas backbone utilizadas en esta investigación.

La evolución reciente de los criterios normativos, junto con los avances en modelación no lineal, plantea la necesidad de analizar de manera integrada ambos enfoques. En particular, resulta relevante evaluar cómo las configuraciones geométricas de marcos arriostrados concéntricos se ven afectadas por las modificaciones en los parámetros de diseño establecidos en la normativa vigente. Asimismo, interesa examinar si los incrementos en las solicitaciones elásticas derivados de la actualización normativa se reflejan en la respuesta estructural obtenida mediante análisis no lineales. El presente estudio no tiene por objeto verificar la correcta aplicación ni la validez de los factores de reducción de respuesta (R) definidos por la norma, sino analizar comparativamente los efectos que las distintas versiones normativas generan en las demandas elásticas y en la respuesta estructural de un modelo representativo, empleando simulaciones tridimensionales y criterios de evaluación consistentes con la versión vigente.

3.2 Contexto del Estudio y Justificación del Problema

A partir de los antecedentes presentados en la sección anterior, es posible identificar que el comportamiento sísmico de estructuras industriales de acero, y en particular de aquellas proyectadas mediante marcos arriostrados concéntricos, han sido ampliamente estudiados desde un punto de vista analítico y experimental. Diversos autores han demostrado que la respuesta de estos sistemas se encuentra fuertemente condicionada por la inelasticidad concentrada en los arriostramientos, así como por la correcta aplicación de la filosofía de diseño por capacidad para controlar los mecanismos resistentes y la disipación de energía (Tremblay, 2002; Bruneau et al., 2011). Sin embargo, gran parte de estos estudios se han desarrollado en el marco de normativas internacionales, mientras que su aplicación directa al contexto normativo chileno, particularmente en estructuras industriales reales, sigue siendo un aspecto que requiere mayor desarrollo.

En Chile, el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales se ha regido históricamente por la norma NCh2369.Of2003, la cual establece procedimientos basados principalmente en análisis elástico y en el uso de factores globales de reducción para representar de forma implícita la capacidad inelástica del sistema estructural (INN, 2003). Si bien este enfoque ha permitido el desarrollo de un número significativo de proyectos industriales en zonas de elevada sismicidad, su aplicación no proporciona información explícita respecto de la localización, secuencia ni magnitud de las deformaciones inelásticas que pueden desarrollarse en los distintos componentes estructurales durante un evento sísmico severo, particularmente en sistemas donde la disipación de energía se concentra en elementos específicos del sistema resistente lateral (ACHISINA, 2017).

Continuando con lo anterior, la normativa vigente (2025) reconoce la validez de los análisis dinámicos no lineales como herramientas avanzadas para la evaluación de estructuras industriales, pero no establece criterios cuantitativos explícitos para la aceptación del comportamiento inelástico local de los elementos estructurales. En este contexto, resulta necesario complementar el marco normativo nacional con criterios provenientes de estándares internacionales reconocidos, los cuales permiten evaluar de forma explícita el desempeño sísmico tanto a nivel global como local, manteniendo coherencia con la filosofía de diseño por capacidad adoptada para sistemas arriostrados (ASCE/SEI 41, 2017).

Frente a este escenario, se justifica la necesidad de un estudio que combine, por una parte, la comparación del diseño lineal-elástico de una estructura industrial representativa bajo las disposiciones de la NCh2369.Of2003 y la NCh2369:2025, y por otra, la evaluación de su comportamiento mediante análisis dinámico no lineal tiempo-historia, incorporando modelos estructurales capaces de representar adecuadamente la respuesta inelástica de los elementos disipadores de energía. Este enfoque no sólo permite cuantificar las diferencias normativas en términos de demanda y diseño, sino también analizar si dichas diferencias se reflejan en un desempeño sísmico coherente con los objetivos de seguridad estructural y control del daño exigidos para instalaciones industriales críticas chilenas.

3.3 Marco conceptual del Sistema Estructural y del Desempeño Sísmico

En Chile, los marcos arriostrados concéntricos de acero constituyen uno de los sistemas sismorresistentes más utilizados en estructuras industriales, principalmente debido a su elevada rigidez lateral, permitiendo limitar desplazamientos globales bajo acciones sísmicas intensas, lo que resulta especialmente relevante en instalaciones que presentan restricciones operacionales frente a deformaciones excesivas (Arze, 2010). En estos sistemas, la resistencia lateral se proporciona mediante diagonales dispuestas de forma concéntrica respecto a vigas y columnas, las cuales participan directamente en la transmisión de las fuerzas sísmicas hacia la fundación, configurando un mecanismo resistente eficiente y ampliamente documentado en la práctica del diseño sísmico en acero a nivel internacional (Bruneau et al., 2011).

Desde el punto de vista del comportamiento sísmico, la respuesta de los marcos arriostrados concéntricos está dominada por la solicitación alternada de las diagonales a tracción y compresión durante la demanda sísmica. Cuando las solicitaciones son severas, las diagonales sometidas a compresión tienden a experimentar pandeo, mientras que aquellas sometidas a tracción pueden alcanzar la fluencia del acero, generándose ciclos de histéresis caracterizados por degradación progresiva de rigidez y resistencia en compresión y una respuesta más estable en tracción. Este mecanismo alternado constituye la base de la disipación de energía en este tipo de sistemas y ha sido ampliamente documentado en la literatura, ilustrándose esquemáticamente en la **Figura 2.** En este contexto, el diseño sísmico de los marcos arriostrados concéntricos se basa en la filosofía de diseño por capacidad, cuyo objetivo es jerarquizar los mecanismos resistentes de modo que la respuesta inelástica se concentre en elementos previamente definidos y controlados. Así, las diagonales se conciben como elementos fusibles del sistema, diseñados para disipar energía mediante pandeo y fluencia controlada, mientras que vigas y columnas deben verificarse para permanecer esencialmente elásticas frente a las fuerzas que se desarrollan cuando los elementos disipadores alcanzan su capacidad resistente (Bruneau et al., 2011; INN, 2025).

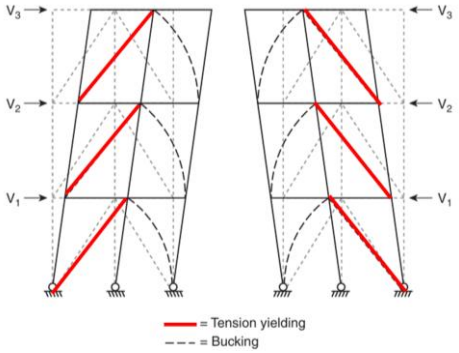


Figura 2: Mecanismo típico de disipación de energía en Marcos Arriostrados Concéntricos (Adaptado de Bruneau et al, 2011)

El concepto de desempeño sísmico amplía el enfoque tradicional del diseño estructural al incorporar explícitamente la evaluación del comportamiento esperado de la estructura frente a distintos niveles de intensidad sísmica. A diferencia del diseño basado únicamente en resistencia, el enfoque de desempeño considera tanto la respuesta global del sistema, representada por parámetros como derivas y estabilidad estructural, como la respuesta local de los elementos, asociada a deformaciones, rotaciones plásticas y niveles de daño aceptables. Este enfoque permite establecer objetivos de desempeño diferenciados, tales como continuidad operacional, seguridad de vida o prevención de colapso, los cuales resultan particularmente relevantes en estructuras industriales donde la tolerancia al daño puede ser limitada (ASCE/SEI 41, 2017).

En este marco, la evaluación del desempeño sísmico de sistemas arriostrados requiere distinguir entre criterios globales y locales de aceptación. Los criterios globales se asocian al comportamiento general de la estructura, incluyendo el control de derivas y la estabilidad del sistema resistente lateral, mientras que los criterios locales se relacionan con la respuesta inelástica de los elementos fusibles y no fusibles, tales como deformaciones axiales en diagonales, demandas en vigas y columnas y la prevención de mecanismos frágiles. Esta distinción resulta fundamental para interpretar adecuadamente los resultados del análisis no lineal y verificar que la respuesta estructural observada sea coherente con el mecanismo resistente esperado del sistema (NIST, 2017a).

Dado que los fenómenos que gobiernan el desempeño sísmico de marcos arriostrados concéntricos son inherentemente no lineales y presentan una marcada dependencia de la secuencia y localización de la inelasticidad, su evaluación requiere el uso de herramientas de análisis capaces de representar explícitamente estos efectos. En particular, los análisis dinámicos no lineales permiten capturar la interacción entre los distintos componentes del sistema estructural, la redistribución de esfuerzos asociada a la degradación cíclica de los arriostramientos y la evolución temporal de las demandas globales y locales. Este marco conceptual justifica el empleo de análisis no lineales avanzados como base para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras industriales de acero, en coherencia con los objetivos y el alcance del presente estudio (Bruneau et al., 2011; ASCE/SEI 41, 2017).

3.4 Modelación No Lineal en Estructuras de Acero

En estructuras de acero, la modelación de la inelasticidad se aborda principalmente mediante dos enfoques: Plasticidad Concentrada y Plasticidad Distribuida.

- **Plasticidad Concentrada:** Este enfoque localiza la no linealidad del material en puntos discretos de la estructura. Dichas zonas se definen en ubicaciones previsibles, como los extremos de vigas o columnas, donde se espera la formación de deformaciones plásticas ante cargas extremas. Su ventaja radica en la simplicidad computacional, pues concentra la disipación de energía en regiones limitadas del modelo, sin perder representatividad global (Priestley et al., 2007).

- **Plasticidad Distribuida:** A diferencia de la anterior, esta metodología considera que la plastificación se desarrolla de manera progresiva a lo largo de la longitud o sección transversal del elemento. Se modela mediante elementos continuos que reproducen la interacción entre esfuerzos axiales, flexión y corte bajo solicitaciones inelásticas. Este enfoque proporciona una descripción más detallada del comportamiento local, aunque a costa de una mayor demanda computacional y complejidad en la definición constitutiva de sus elementos.

Las diferencias conceptuales entre ambos enfoques se ilustran esquemáticamente en la **Figura 3.**

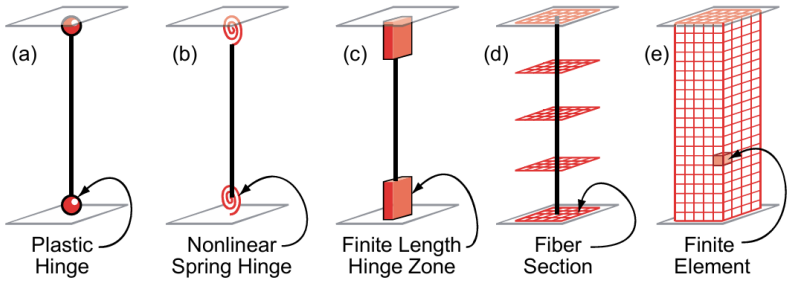


Figura 3: Modelos idealizados de elementos viga - columna (NIST, 2010c)

Los programas de análisis estructural modernos, como SAP2000, permiten implementar ambas estrategias de modelación no lineal, siendo la elección dependiente del nivel de detalle requerido y del objetivo del estudio.

En esta investigación se adopta el enfoque de plasticidad concentrada para la modelación no lineal de los elementos estructurales. Esta decisión es consistente con las recomendaciones del Capítulo 9 de ASCE/SEI 41 (2017), ampliamente utilizadas en la evaluación sísmica de estructuras de acero, permitiendo representar de manera explícita las zonas donde se espera incursión plástica.

Para los elementos no fusibles del sistema (columnas), se definen rótulas plásticas en zonas preestablecidas con el propósito de monitorear una posible incursión inelástica durante el análisis, permitiendo identificar si estos elementos alcanzan estados de plastificación. De esta forma, se verifica que su comportamiento permanezca esencialmente elástico frente a las solicitaciones sísmicas consideradas. En contraste, las vigas del marco y los elementos horizontales del sistema de piso se modelan con comportamiento elástico durante el análisis. Este enfoque es coherente con la filosofía de diseño por capacidad adoptada para marcos arriostrados concéntricos de la versión vigente, donde la disipación de energía debe concentrarse en los elementos específicamente destinados a tal función.

En el caso de los elementos fusibles del sistema (arriostramientos verticales), se adopta un enfoque de modelación no lineal concentrada, pero ahora basado en un modelo calibrado experimentalmente. Este tipo de modelos busca reproducir de manera simplificada el comportamiento global observado experimentalmente, sin resolver explícitamente los mecanismos locales de inestabilidad o plastificación del material. Desde el punto de vista computacional, este tipo de modelos resultan especialmente eficientes, ya que representan la respuesta no lineal mediante elementos uniaxiales cuya ley fuerza-deformación se calibra directamente a partir de ensayos experimentales. Es por esto que las no linealidades de los arriostramientos se pueden modelar mediante elementos tipo "*link multilinear plastic"*, componentes especiales disponibles en SAP2000 que permiten representar comportamientos no lineales. A diferencia de los elementos tipo frame convencionales, los links pueden tener longitud nula y actuar en los seis grados de libertad del nodo, mediante componentes internos que definen su respuesta fuerza-deformación (también llamada frontera de capacidad y/o envolvente cíclica). En el contexto del análisis no lineal, estos elementos permiten incorporar curvas histeréticas, capaces de reproducir la respuesta cíclica del acero bajo tracción y compresión alternada, permitiendo reproducir de manera consistente la disipación de energía observada experimentalmente en este tipo de sistemas (CSI, 2024).

3.5 Modificaciones Adoptadas en la Normativa NCh2369:2025

En esta sección se presentan las modificaciones más relevantes incorporadas en la NCh2369:2025 que resultan pertinentes para el presente estudio, particularmente aquellas relacionadas con acciones sísmicas de diseño, tales como deformaciones sísmicas esperadas, combinaciones de carga y exigencias asociadas al diseño por capacidad.

Para estructuras de acero, ámbito específico de esta investigación, los cambios más significativos se concentran en el diseño de diagonales sometidas a tracción y compresión, en configuraciones tipo X y V (o V-invertida), así como en el dimensionamiento de columnas pertenecientes al sistema sismorresistente. A continuación, se describen los aspectos normativos más relevantes.

a) Acción sísmica

Clasificación:

La normativa 2025 asocia el factor de importancia a cuatro categorías de ocupación a diferencia de su versión 2003 (INN, 2003) según *Art 4.3.2* de la NCh2369:2025 se enumeran a continuación;

- Categoría de ocupación I: I = 0.80
- Categoría de ocupación II: I = 1.00
- Categoría de ocupación III: I = 1.20
- Categoría de ocupación IV: I = 1.20

Para la categoría IV, la norma vigente permite la aplicación de un coeficiente de importancia mayor, cuyo valor se debe definir de manera consistente con los niveles de desempeño estructural requeridos por cada proyecto específico.

Combinaciones de carga:

La normativa vigente menciona en el *Art 4.5* que las combinaciones de cargas que no incorporen la acción sísmica se deben definir según los criterios indicados en NCh3171, excepto cuando se considere la acción sísmica se deben utilizar a lo menos las siguientes combinaciones de cargas.

- ASD:
  - D + 0.75aL + 0.75SO + 0.75SA + **0.70**E
  - D + 0.75SA + **0.70**E
- LRFD:
  - 1.2D + aL + SO + SA + **1.0**E
  - 0.9D + SA + **1.0**E

En este punto, una de las principales diferencias con la versión 2003 corresponde a los factores que acompañan a la acción sísmica (E). Si bien estos factores cambian respecto de la versión anterior, su efecto se compensa dentro de las combinaciones de carga debido a la aplicación de nuevos factores de simultaneidad. En la **Tabla 1** se presentan los nuevos factores que definen la nueva forma de combinar el sismo.

Tabla 1: Regla de simultaneidad - NCh2369:2025

-	Ex	Ey	Ez
Ex	±1.0	±0.3	±0.3
Ey	±0.3	±1.0	±0.3
Ez	±0.3	±0.3	±1.0

Sismo Vertical:

En la nueva versión de la norma, la inclusión de la carga sísmica vertical se vuelve obligatoria en todos los casos de estudio, a diferencia de la versión 2003, donde solo se aplicaba en situaciones específicas.

Ambas versiones permiten considerar el sismo vertical como una fuerza vertical estática, determinada por un coeficiente sísmico constante, el cual se define según el tipo de suelo. En la versión 2025 para:

Suelos tipo A, B y C, el coeficiente es:

$$C_v = 1.2 \cdot I \cdot A_r \cdot \frac{S}{g} \quad \textbf{(3)}$$

Suelos tipo D, el coeficiente se ajusta a:

$$C_v = 1.1 \cdot I \cdot A_r \cdot \frac{S}{g} \quad \textbf{(4)}$$

Suelos tipo E, se emplea:

$$C_v = I \cdot A_r \cdot \frac{S}{g} \quad \textbf{(5)}$$

Como alternativa a la fuerza sísmica vertical estática, ambas versiones permiten realizar un análisis dinámico vertical. La versión 2003 utiliza el mismo espectro de diseño horizontal con un factor de reducción R = 3 y un amortiguamiento ξ = 3%, mientras que la vigente propone un nuevo espectro vertical **(6)** dependiente del espectro de referencia vertical **(7)**, expresados de la siguiente manera:

$$S_{a(T_v)} = \frac{I \cdot S_{aV(T_V)}}{R_V}\left(\frac{0.05}{\xi_V}\right)^{0.4} \quad \textbf{(6)}$$

$$S_{aV(T_v)} = 0.7 \cdot A_r \cdot S \cdot \left(\frac{1 + r\left(\frac{T_H}{T_0}\right)^P}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0}\right)^q}\right) \quad \textbf{(7)}$$

Sismo Horizontal:

Según lo establecido en el *Art. 5.4* de la norma vigente, los espectros de diseño tienen como finalidad definir las solicitaciones sísmicas requeridas para el dimensionamiento estructural. En particular, la componente horizontal representa la amenaza sísmica esperada en el sitio para un evento con un periodo de retorno de 475 años (INN, 2025). En este contexto, la norma incorpora un espectro de amenaza, denominado espectro de referencia, el cual busca representar un nivel razonable de amenaza sísmica del lugar en estudio, que se ajusta mediante el factor de importancia **(I)** y se divide por el factor de reducción de respuesta corregido (***R******)**,** obteniéndose así el espectro de diseño. Dentro de esta formulación, el coeficiente sísmico máximo define la ordenada máxima del espectro de diseño, la cual gobierna la demanda en el rango de períodos cortos (estructuras rígidas).

En la versión 2025, C_{max} mantiene la estructura general de la formulación previa; sin embargo, su expresión incorpora explícitamente la influencia del tipo de suelo S, la razón de amortiguamiento ξ y el factor de reducción de respuesta R, conforme a lo indicado en el *Art. 5.13*. A diferencia de la versión 2003, donde también se consideraban estos parámetros, pero bajo una formulación más simplificada, la norma vigente explicita su dependencia directa en la definición del valor máximo del espectro.

A continuación, se presenta el espectro de diseño para la dirección horizontal antes mencionado:

$$S_{a(T_H)} = \frac{I \cdot S_{aH(T_H)}}{R^*}\left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4} \quad \textbf{(8)}$$

En donde:

$$R^* = \begin{cases} 1 & R = 1 \\ R & R \neq 1\ ;\ T^* \geq C_r \cdot T_1 \\ 1.5 + (R - 1.5)\dfrac{T^*}{C_r \cdot T_1} & R \neq 1\ ;\ T^* < C_r \cdot T_1 \end{cases} \quad \textbf{(9)}$$

y $C_r = 0.16R$

Se define el siguiente espectro de referencia para la dirección horizontal:

$$S_{aH(T_H)} = A_r \cdot S \cdot \left(\frac{1 + r\left(\frac{T_H}{T_0}\right)^P}{1 + \left(\frac{T_H}{T_0}\right)^q} \right) \quad \textbf{(10)}$$

Se define el coeficiente sísmico máximo (no obligatorio):

$$C_{max} = 2.75 \frac{IA_r S}{g(R+1)} \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4} P \quad \textbf{(11)}$$

Deformaciones sísmicas:

De acuerdo con la NCh2369.Of2003, el análisis se realiza utilizando solicitaciones sísmicas reducidas por el factor de reducción de respuesta R. En consecuencia, las deformaciones se determinan según lo indicado en el *Art. 6.1*, mediante la siguiente expresión:

$$d = d_0 + R_1 d_d \quad \textbf{(12)}$$

En la NCh2369:2025, las deformaciones deben evaluarse utilizando el espectro de referencia elástico o, alternativamente, mediante análisis tiempo-historia, tal como también permite la versión anterior de la norma. En este caso, las deformaciones se determinan mediante la siguiente expresión:

$$d = d_0 + d_d \quad \textbf{(13)}$$

Donde:

- d = deformación sísmica.
- d_0= deformación debido a cargas de servicio no sísmicas.
- R_1= factor de reducción aplicado, para este caso $R_1 = R = 5$
- d_d= deformación calculada con solicitaciones sísmicas respectivas a cada norma.

En ambos casos el límite de deformaciones sísmicas está dado por $0.015h$, en donde h es la altura del nivel o altura entrepiso. Para valores mayores se debe de considerar efecto P-Delta.

b) Capacidad Requerida y de Diseño

La norma vigente establece que la resistencia axial exigida en las columnas debe calcularse amplificando los estados de carga sísmicos mediante el factor $0.7R_1 \geq 1.0$. Esta disposición tiene por objetivo garantizar que la columna se mantenga elástica durante toda la acción sísmica, evitando la formación de mecanismos plásticos no deseados. De este modo, se promueve que la respuesta inelástica del sistema se concentre exclusivamente en el pandeo de la diagonal comprimida y en la fluencia controlada de la diagonal traccionada, conforme al comportamiento esperado descrito por Bruneau et al. (2011). Según estos autores, en un marco MAC diseñado bajo el principio de diseño por capacidad, tanto las columnas como las conexiones deben poseer una resistencia superior a la que pueden desarrollar los arriostramientos. En particular, las columnas deben diseñarse para resistir las solicitaciones combinadas de compresión axial y momento inducidas durante la acción sísmica severa, considerando que las diagonales pueden alcanzar su resistencia máxima en tracción y conservar una capacidad residual en compresión una vez pandeadas. Este comportamiento genera un desequilibrio de fuerzas horizontales y componentes verticales en los nodos, que se transfiere hacia las columnas en forma de incrementos de carga axial. Asimismo, las conexiones que vinculan los arriostramientos al marco no deben constituir elementos frágiles, debiendo diseñarse para evitar modos de falla prematuros tales como la fractura de la sección neta del arriostramiento, la falla de soldaduras o el pandeo inestable de la placa de nudo, tal como advierten Bruneau et al. (2011). En consecuencia, el diseño por capacidad en sistemas MAC requiere que columnas y conexiones cuenten con resistencia suficiente para soportar estas solicitaciones

amplificadas sin desarrollar mecanismos inelásticos no previstos, asegurando que la disipación de energía ocurra en los arriostramientos.

En el diagrama de la **Figura 4** se ilustra como se equilibran las fuerzas en un nodo típico de un marco arriostrado. Las diagonales al estar sometidas a tracción o compresión, según el nivel generan componentes tanto horizontales como verticales, en particular, las fuerzas P1 y P2, que aparecen en el esquema, corresponden a las componentes horizontales que permiten equilibrar la acción sísmica lateral. Además, las componentes verticales de esas mismas diagonales también juegan un rol fundamental ya que introducen fuerzas axiales adicionales en las columnas. Si no se consideran adecuadamente en el diseño, estas pueden aumentar significativamente la demanda axial, poniendo en riesgo la estabilidad global del sistema.

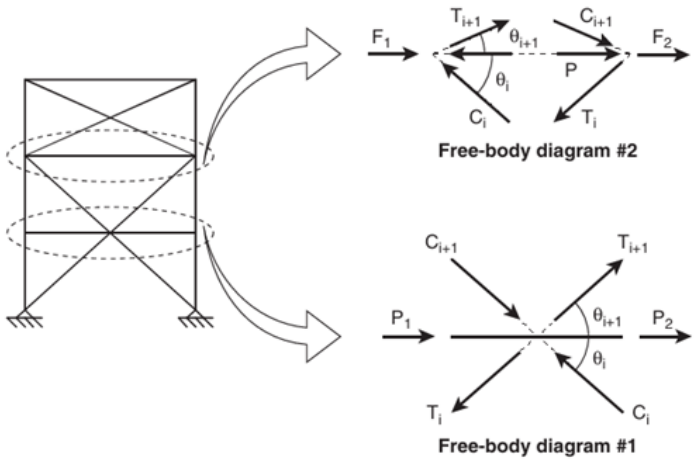


Figura 4: Componentes axiales inducidas en columnas por acción de diagonales en marco MAC - obtenida de Bruneau et al. (2011)

c) Otras Modificaciones

Una de las modificaciones más relevantes introducidas por la actualización normativa corresponde a la eliminación del requisito explícito de sobrerresistencia para las diagonales en compresión. La NCh2369.Of2003 (INN, 2003, *Art. 8.3.6*) establecía que el factor de utilización de estas diagonales no debía superar el 80% de su resistencia nominal. La normativa vigente, en cambio, no mantiene esta limitación explícita, reconociendo que en marcos arriostrados concéntricos las diagonales constituyen los elementos destinados a desarrollar la respuesta inelástica del sistema. En este sentido, la eliminación del límite del 80% resulta coherente con una interpretación explícita del rol fusible de los arriostramientos dentro del mecanismo resistente global.

Por otra parte, se mantiene la verificación de la esbeltez global para todos los elementos comprimidos, incluyendo columnas y diagonales, conforme a los criterios generales de estabilidad del acero estructural. No obstante, introduce una diferenciación en el tratamiento de la esbeltez local en marcos arriostrados concéntricamente (MAC): mientras que las diagonales, al constituir los elementos disipadores del sistema, deben cumplir límites específicos que aseguren un comportamiento inelástico controlado, las columnas dejan de estar sujetas obligatoriamente a dichos requisitos de ductilidad local cuando son diseñadas mediante combinaciones sísmicas amplificadas por el factor $0.7R_1 \geq 1.0$. En este último caso, la seguridad de las columnas se fundamenta en resistencia amplificada y no en capacidad de deformación inelástica, reforzando la distinción entre elementos fusibles (arriostramientos) y elementos críticos (columnas) propia del diseño por capacidad.

4 Metodología

La investigación se desarrolló bajo un enfoque comparativo orientado a evaluar el impacto de los cambios introducidos por la NCh2369:2025 respecto de la NCh2369.Of2003 en el diseño y desempeño estructural frente a solicitaciones sísmicas severas. Para ello se seleccionó una estructura real de la industria nacional conformada por marcos arriostrados concéntricos de acero en ambas direcciones principales. La estructura fue diseñada originalmente conforme a la NCh2369.Of2003, manteniendo su geometría y secciones resistentes.

Posteriormente, sobre este mismo diseño se incorporaron los requisitos establecidos en la NCh2369:2025 con el fin de evaluar el cumplimiento de la normativa actual y cuantificar la variación en las demandas estructurales. El desempeño estructural se evaluó mediante análisis dinámico no lineal tiempo-historia utilizando registros sísmicos representativos del contexto chileno. En el modelo se consideró comportamiento inelástico en los arriostramientos y rótulas plásticas en las columnas para capturar posibles incursiones inelásticas durante la respuesta sísmica.

4.1 Descripción de la estructura

Para este estudio se toma como base el Edificio de Chancado Primario de la **Figura 5,** sin contemplar las escaleras en el diseño. Este edificio debe resistir importantes cargas estáticas y sísmicas, garantizando la continuidad operacional y seguridad de vida de la planta, por lo que su diseño estructural es crítico en instalaciones mineras.

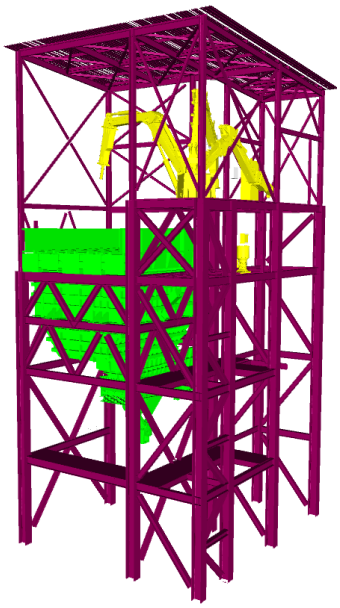


Figura 5: Edificio de Chancado Primario - Tolva + Parrilla Receptora + Picarocas

La estructura principal corresponde a un sistema de marcos arriostrados de acero de cuatro niveles, diseñado para alojar la Parrilla Receptora, Tolva y Picarocas. Sus dimensiones aproximadas son 12 [m] x 11 [m] en planta y 22 [m] de altura. En el nivel superior se encuentra la tolva de recepción, la cual recibe el material directamente desde camiones mineros. Esta tolva incluye una parrilla clasificadora y un picador de rocas, que descargan el material hacia un clasificador tipo grizzly, el material sobre-tamaño retenido por este clasificador alimenta finalmente un chancador primario del tipo mandíbula, que inicia el proceso de reducción de tamaño del mineral. Estos últimos equipos no se incluyen explícitamente en el modelo estructural, ya que el chancador primario y su alimentador se apoyan sobre una estructura de hormigón armado independiente de la estructura principal. De esta forma, las acciones vibratorias asociadas a la operación del equipo son absorbidas por dicha estructura independiente y no por el sistema del edificio. Esta disposición permite además desacoplar el comportamiento dinámico del equipo respecto de la estructura, evitando posibles fenómenos de resonancia y permitiendo que el análisis estructural y el análisis dinámico del equipo se evalúen de manera independiente.

4.2 Material

Las propiedades mecánicas del acero se muestran a continuación.

- *Acero estructural:* Todos los perfiles estructurales utilizados se han considerado de calidad ASTM A36, con las siguientes características:

Tensión de fluencia: $F_y = 2.531\ \frac{kgf}{cm^2}$

Tensión de rotura: $F_u = 4.080\ \frac{kgf}{cm^2}$

Módulo de elasticidad: $E_s = 2.100.000\ \frac{kgf}{cm^2}$

Peso específico: $\gamma_s = 7.85\ \frac{tonf}{m^3}$

4.3 Parámetros Sísmicos

Los parámetros considerados en la presente memoria y que definen la demanda sísmica en ambas versiones de las normas se presentan a continuación:

Tabla 2: Parámetros Sísmicos NCh2369

Ítem	NCh2369.Of2003	NCh2369:2025
Zona sísmica	3	3
Tipo de suelo	I	A
Coeficiente de importancia, $\boldsymbol{I}$	1.2	1.2
Aceleración efectiva máxima, $\boldsymbol{A_0}$	0.4g	0.4g
Aceleración máxima de referencia, $\boldsymbol{A_r}$	-	0.56g[1]
Razón de amortiguamiento, $\boldsymbol{\xi}$	0.03	0.03
Factor de Modificación de Respuesta, **R**	5	5

[1]La aceleración efectiva máxima $\boldsymbol{A_0}$ corresponde al parámetro base de zonificación sísmica definido para cada zona, representando el nivel de amenaza sísmica regional. La NCh2369:2025, a partir de este valor determina la aceleración máxima de referencia del suelo $\boldsymbol{A_r}$ mediante la relación $\boldsymbol{A_r} = 1.4\boldsymbol{A_0}$ incorporándose así un factor de amplificación explícito en la definición del espectro. No obstante, este factor 1.4 no implica necesariamente un incremento neto en las solicitaciones de diseño, ya que en la versión 2003 dicho coeficiente se aplicaba directamente en las combinaciones de carga sísmica; por lo tanto, en la formulación vigente el efecto se encuentra integrado en la definición espectral y luego compensado en las combinaciones de carga.

4.4 Estados de Carga

Los estados de carga considerados para el diseño de la estructura se definen de acuerdo con las disposiciones establecidas en la norma NCh1537.Of2009 (INN, 2009), la cual establece los criterios para la determinación de combinaciones de carga y la estimación de las sobrecargas de uso en edificios industriales. A continuación, se presentan los estados de carga más relevantes utilizados en el análisis de ambas versiones de la norma sísmica, detallando únicamente aquellos pertinentes para el estudio del comportamiento sísmico desarrollado en esta memoria.

a) Cargas Permanentes (D)

Corresponden a las solicitaciones que actúan sobre la estructura en forma permanente. Se incluyen dentro de esta clasificación el peso propio de la estructura, el peso de elementos secundarios (**Tabla 18),** el peso propio de los elementos mecánicos que se ubican en el edificio (**Tabla 19**).

b) Sobrecargas de uso (L) y de techo (Lr)

La sobrecarga de uso incluye las cargas debido al tránsito y/o permanencia de personas que puedan ser variables en el tiempo durante la operación normal o mantenimiento de los equipos (**Tabla 20**).

c) Sobrecargas adicionales de operación (SO) a que tener en consideración en el diseño estructural.
   - Cargas de material en el picarocas.
   - Cargas de material en la parrilla.
   - Cargas de material en la tolva.

Las solicitaciones mencionadas anteriormente fueron incorporadas en el diseño estructural y su detalle se encuentra en el apartado de **Anexos.**

d) Solicitaciones sísmicas (Ex, Ey, Ez)

Estas cargas representan los efectos inerciales inducidos en la estructura producto del movimiento sísmico del suelo. Para el diseño prescriptivo, la demanda sísmica se determina mediante el método modal espectral, el cual resulta adecuado considerando la irregularidad geométrica y de masa que presenta la estructura analizada.

El análisis sísmico elástico de la estructura se desarrolló conforme a los procedimientos establecidos en la NCh2369, tanto en su versión 2003 como en su versión vigente, empleando los parámetros sísmicos, estados de carga, factores de reducción y combinaciones definidos previamente en este capítulo. Dado que el diseño elástico se encuentra completamente normado y no involucra decisiones metodológicas propias de investigación, no se desarrolla un procedimiento específico adicional para este tipo de análisis. En contraste, el análisis dinámico no lineal requiere la adopción explícita de criterios de modelación, selección y escalamiento de registros sísmicos, así como la calibración de los modelos constitutivos. Estos aspectos resultan fundamentales para la evaluación del desempeño sísmico de la estructura mediante análisis tiempo-historia, procedimiento que se describe en detalle en la sección siguiente.

4.5 Procedimiento de Análisis Dinámico No Lineal Tiempo-Historia

Con el fin de evaluar el comportamiento sísmico más cercano a la realidad, se realizó un análisis dinámico no lineal tiempo-historia, el cual permite capturar de manera explícita la respuesta inelástica del sistema estructural, considerando la secuencia en el tiempo de las solicitaciones sísmicas y la interacción entre los distintos componentes del sistema resistente lateral, lo cual resulta especialmente relevante en estructuras industriales de acero.

Los registros sísmicos utilizados en el análisis tiempo-historia se seleccionaron de modo de ser representativos de la amenaza sísmica del sitio, considerando tipo de suelo y nivel de demanda definidos por la normativa vigente. Dichos registros fueron escalados conforme a los criterios normativos ya mencionados, de manera de asegurar que la intensidad sísmica aplicada sea consistente con los objetivos de desempeño propuestos por la normativa vigente. Dado que para este estudio no se contaba con un espectro de sitio, en su lugar la norma permite utilizar el espectro de referencia.

El análisis dinámico no lineal se desarrolla sobre el mismo modelo estructural base utilizado para el diseño lineal-elástico, manteniendo inalterada la geometría, la distribución de masas y las propiedades de los materiales, de modo que las diferencias observadas en la respuesta estructural se atribuyan exclusivamente al cambio en el tipo de análisis y no a modificaciones del modelo. En esta etapa, las columnas se modelan con el objetivo de mantener un comportamiento predominantemente elástico bajo las solicitaciones sísmicas consideradas, en coherencia con el modo de falla esperado en el sistema estructural. No obstante, se definen rótulas plásticas concentradas en dichos elementos con el fin de monitorear una eventual incursión en el rango no lineal en caso de que las demandas superen la capacidad de las columnas. Por su parte, los arriostramientos se modelan mediante elementos no lineales

tipo “link multilinear plastic”, capaces de representar de manera explícita la respuesta histerética del acero bajo tracción y compresión alternada, concentrando en ellos los principales mecanismos de disipación de energía del sistema estructural.

Durante el análisis dinámico no lineal se obtienen las historias temporales de respuesta de la estructura, a partir de las cuales se extraen las variables de interés para la evaluación del desempeño sísmico. Entre estas variables se consideran desplazamientos globales, derivas entre niveles y demandas de deformación en los elementos que disipan energía, las cuales permiten caracterizar tanto el comportamiento global del sistema como la respuesta local de los arriostramientos. Estas magnitudes constituyen la base para la posterior evaluación del desempeño estructural, la cual se desarrolla utilizando criterios de aceptación definidos en estándares internacionales.

4.5.1 Ley de Comportamiento Histerético para los Arriostramientos.

Según el CSI Analysis Reference Manual (CSI, 2024), la curva fuerza-deformación o momento-rotación define el comportamiento no lineal de un elemento bajo cargas monotónicas. Para capturar el comportamiento cíclico, el software incorpora distintos modelos de histéresis, cada uno desarrollado para reproducir características particulares de diversos materiales y mecanismos de disipación.

En este estudio, los arriostramientos verticales fueron modelados como elementos no lineales del tipo “*Link Multilinear Plastic*”, cuya respuesta se define mediante una curva envolvente fuerza-deformación y una ley histerética que considera la degradación progresiva de la rigidez. La selección de esta ley histerética se realizó en función del fenómeno que se buscaba representar. En el caso de los arriostramientos, es fundamental reproducir el efecto de estrechamiento “pinching” característico de la respuesta cíclica de elementos que experimentan pandeo en compresión y recuperación parcial de rigidez en tracción (Tremblay, 2002).

De acuerdo con Ibarra, Medina y Krawinkler (2005), estos efectos son esenciales para representar la degradación cíclica y el cierre de los lazos de histéresis en sistemas que disipan energía a través de deformaciones inelásticas alternadas. Entre los modelos disponibles en SAP2000 (Kinematic, Takeda y Pivot), se optó por el último, debido a su capacidad para controlar de forma precisa la forma de la curva y la posición de los puntos pivotes que gobiernan la apertura y cierre de las curvas de histéresis. Aunque este modelo fue originalmente desarrollado para representar el comportamiento de elementos de hormigón armado, en este trabajo se emplea por su versatilidad y amplio rango de parámetros de ajuste y control, que permiten adaptar la respuesta a la observada en los ensayos experimentales de arriostramientos. En la **Figura 6** se presenta la curva histerética característica del modelo de PIVOT.

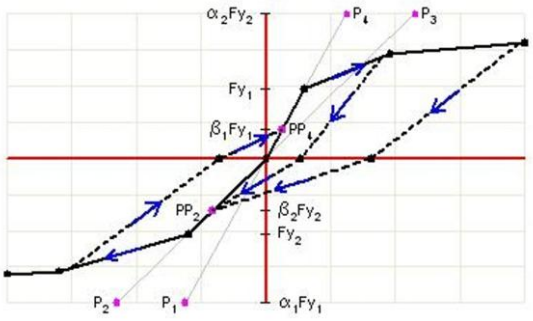


Figura 6: Parámetros del Modelo de Histéresis Pivot - CSI, 2024 –

Obtenido de Dowell, Seible & Wilson (1998)

4.5.2 Calibración No Lineal de perfil XL

La calibración del modelo no lineal para las secciones XL se basó en los resultados experimentales obtenidos por Guerrero (2017), quien ensayó perfiles XL100x4 conformados por dos ángulos L50x4, es decir, XL 50x50x4x4 unidos mediante planchas intermedias de 60x90x6 [mm], dispuestas cada L/3 de

la longitud del elemento. Estos especímenes presentaron una relación de esbeltez KL/r cercano a 80 y fueron fabricados con acero A270ES en los ángulos y A36 en las planchas intermedias. Los ensayos mostraron un comportamiento estable a tracción hasta la fluencia, junto con una degradación gradual en compresión producto del pandeo y la pérdida de rigidez en los ciclos sucesivos.

En la **Figura 7** se presenta el esquema de ensayo utilizado en la investigación, el espécimen a estudiar presentó una longitud entre apoyos igual a 1.78 [m], con condición de apoyo articulado-articulado para simular las condiciones de borde habituales en estructuras industriales.

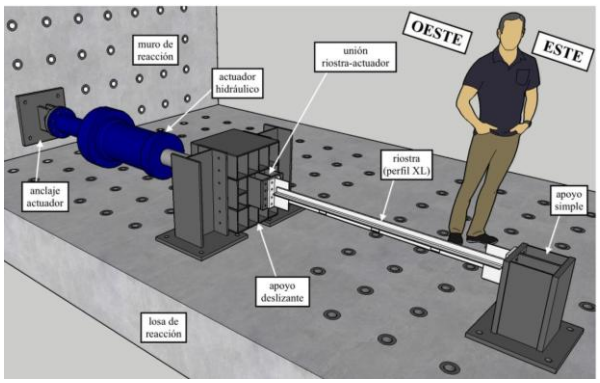


Figura 7: Esquema ensayo a tracción, Guerrero (2017)

Todos los especímenes fueron sometidos al protocolo de desplazamiento y carga cuasi-estática mostrado en la **Figura 8,** el cual fue replicado en Excel para posteriormente ser ingresado a SAP2000 como parámetro de entrada.

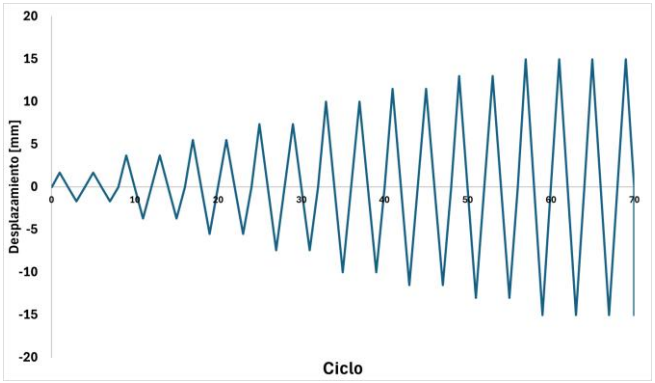


Figura 8: Protocolo de desplazamiento, adaptado de Guerrero (2017)

La **Figura 9** muestra la curva de histéresis fuerza-desplazamiento (F-Δ) obtenida a partir del ensayo experimental del elemento arriostrado. En la gráfica se presentan dos registros de la respuesta: la curva original registrada durante el ensayo (curva azul) y una curva corregida o modificada (curva roja), obtenida mediante un procesamiento posterior de los datos experimentales.

En los registros originales del ensayo se observa la presencia de un tramo inicial con pendiente reducida en las proximidades del origen. Este comportamiento se asocia a holguras mecánicas en el sistema de ensayo, particularmente en la conexión entre el actuador hidráulico y el espécimen. De acuerdo con lo reportado por Guerrero, esta condición produce un pequeño desplazamiento inicial del actuador sin que se genere inmediatamente un incremento de fuerza en el elemento ensayado, lo que introduce un desplazamiento aparente que no corresponde al comportamiento mecánico real del arriostramiento. Con el objetivo de representar de manera más fiel la respuesta estructural del elemento, los datos experimentales fueron posteriormente procesados eliminando dicho tramo inicial asociado al juego mecánico del sistema de ensayo. El resultado corresponde a la curva roja modificada, la cual permite alinear el inicio de la respuesta con el comienzo efectivo de la transmisión de carga al espécimen.

En consecuencia, mientras la curva original refleja el comportamiento global del sistema de ensayo (incluyendo imperfecciones del montaje experimental), la curva modificada permite aislar el comportamiento mecánico del elemento estructural, siendo por ello la utilizada como base para la calibración del modelo histerético empleado en este trabajo.

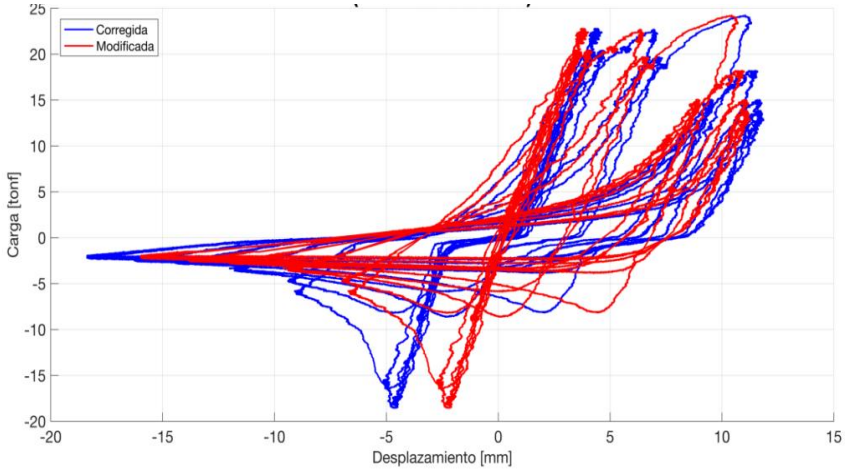


Figura 9: Curva de histéresis $F - \Delta$ registrada en ensayo experimental (curva roja-modificada)

A partir de la curva histerética modificada obtenida del ensayo experimental (**Figura 9**), se definieron los parámetros del modelo histerético PIVOT utilizado en SAP2000. Posteriormente, se replicó numéricamente el protocolo de desplazamiento cíclico aplicado en el ensayo (**Figura 8**), de modo que el modelo reprodujera la respuesta fuerza-desplazamiento observada experimentalmente. La respuesta histerética obtenida del modelo no lineal calibrado se presenta a continuación en la **Figura 10.**

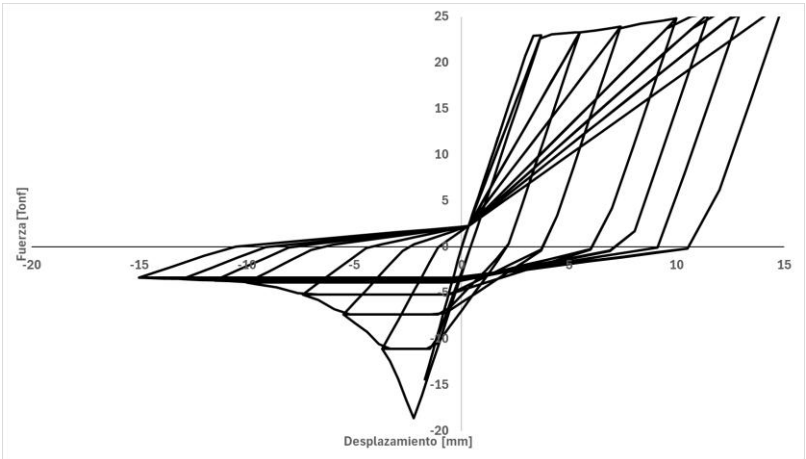


Figura 10: Respuesta histerética obtenida del modelo no lineal del perfil XL 100x4

En la **Figura 11** se presenta la superposición entre la respuesta histerética obtenida a partir del ensayo experimental reportado por Guerrero (2017) y la respuesta generada mediante el modelo numérico implementado en el presente estudio utilizando el modelo de histéresis Pivot. La comparación permite verificar que el modelo adoptado es capaz de reproducir adecuadamente las principales características observadas experimentalmente, tales como el comportamiento estable en tracción, la degradación progresiva de rigidez en compresión asociada al pandeo y el efecto de pinching característico de la respuesta cíclica de arriostramientos de acero. En base a esta verificación, los parámetros del modelo no lineal se consideran representativos del comportamiento histerético de los arriostramientos analizados y se adoptan como entrada para los análisis dinámicos no lineales de la presente estructura.

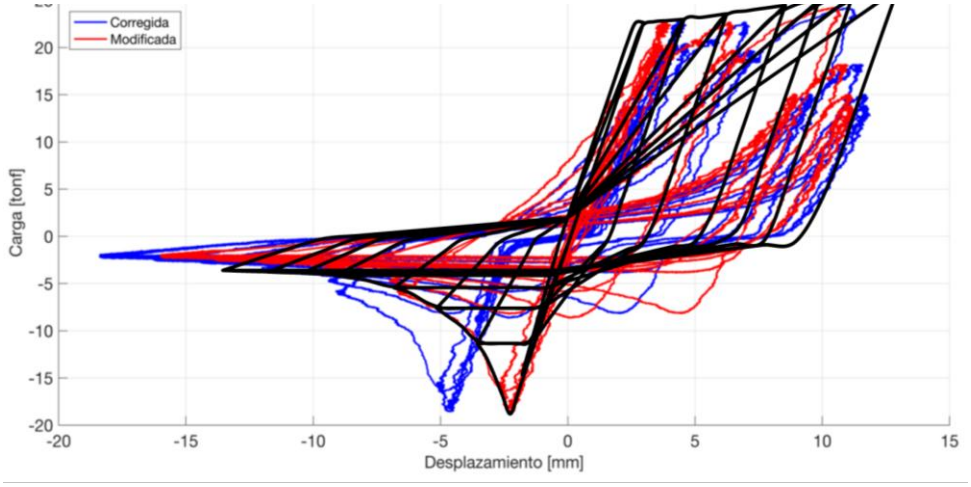


Figura 11: Respuesta histerética superpuesta entre ensayo experimental (curva roja) y elaboración propia usando Modelo de Pívot (curva negra)

4.5.3 Adaptación del modelo histerético de Tremblay (2002) al comportamiento experimental reportado por Guerrero (2017)

Los perfiles ensayados por Guerrero (2017) presentan una esbeltez local relativamente elevada (no compactos), mientras que la práctica nacional restringe tanto la esbeltez global como la local de los arriostramientos con el fin de evitar mecanismos de falla frágiles, conforme a las disposiciones del Capítulo E del AISC360-16. Debido a esta diferencia, la curva experimental reportada por Guerrero (2017) se complementó con las formulaciones empíricas propuestas por Tremblay (2002), quien desarrolló expresiones que permiten parametrizar la respuesta axial de arriostramientos en función de su esbeltez adimensional. En este contexto, el procedimiento adoptado en esta investigación tomó como referencia el perfil XL 100x4 ensayado por Guerrero (2017), con el objetivo de establecer y validar la metodología de parametrización y discretización de la curva backbone. Una vez verificada la consistencia entre la formulación de Tremblay (2002) y los resultados experimentales reportados por Guerrero (2017), la metodología se aplicó de manera sistemática al resto de los perfiles analizados, empleando en cada caso la esbeltez adimensional correspondiente y manteniendo los mismos criterios de ajuste y discretización previamente definidos.

Para comenzar y obtener el símil a la backbone experimental de la **Figura 9,** la rama de compresión fue calibrada mediante la formulación empírica propuesta por Tremblay (2002), en donde la resistencia a pandeo C_u de la backbone se calculó de la siguiente manera:

$$C_u = A_g F_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n} \quad \textbf{(14)}$$

Donde n toma el valor publicado por Tremblay para la familia de curvas seleccionada ($n = 1.34$). La resistencia postpandeo C_u' se obtiene de la ecuación de regresión no lineal propuesta por el autor (**Figura 1**) y la tracción máxima en promedio para perfiles laminados en caliente se aproxima a:

$$T_{max} \approx 1.1\, A_g F_y \quad \textbf{(15)}$$

Con C_u, C_u' y T_{max} fijados, se construye la backbone monotónica asociado al perfil XL 100x4 de Guerrero (2017).

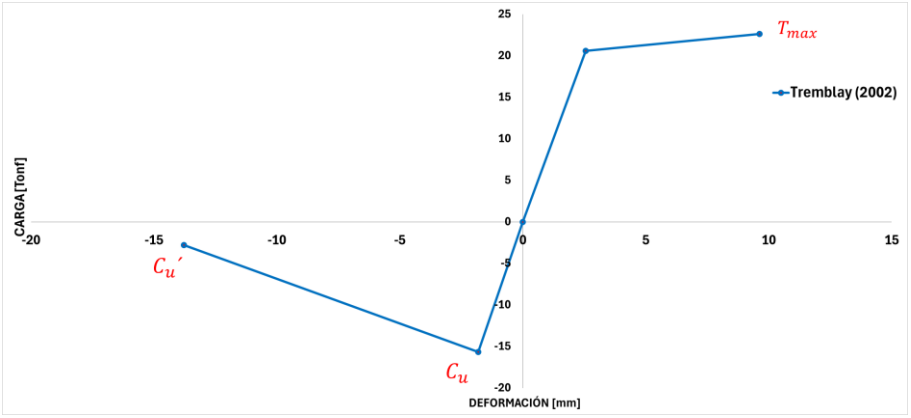


Figura 12: backbone obtenida con puntos de Tremblay (2002) - XL 100x4

Para evaluar la consistencia entre ambas referencias, se comparó la curva experimental reportada por Guerrero (2017) con la respuesta obtenida mediante la formulación de Tremblay (2002) para el perfil XL 100x4. Esta comparación se presenta en la **Figura 13**, donde se observa que la formulación propuesta por Tremblay reproduce adecuadamente la tendencia general del comportamiento experimental reportado por Guerrero (2017), aunque se observan pequeñas diferencias en algunos puntos característicos de la curva.

Con el objetivo de verificar la aplicabilidad del procedimiento a otros perfiles, se realizaron comparaciones adicionales utilizando distintas esbelteces representativas. Algunos ejemplos complementarios se presentan en los **Anexos**, donde se observa que la formulación de Tremblay mantiene una adecuada capacidad de representar la tendencia general del comportamiento experimental.

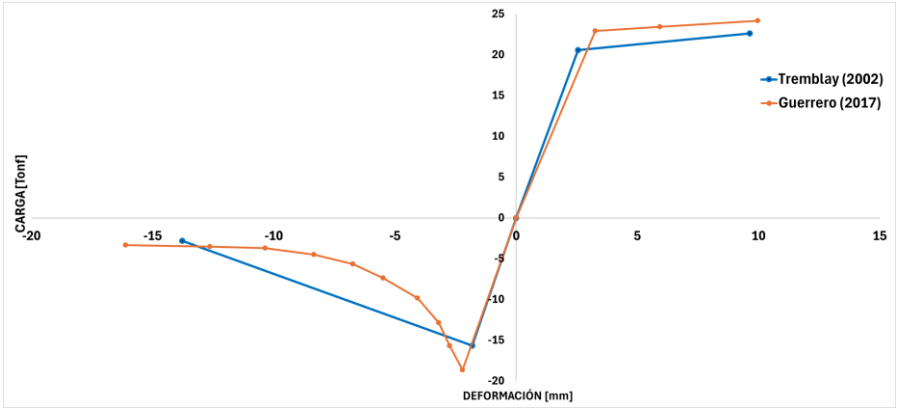


Figura 13: Comparación curva experimental de Guerrero (2017) vs Tremblay (2002) - XL 100x4

Con el fin de reducir dicha diferencia y aproximar el modelo numérico a la respuesta experimental, se adoptó un pequeño factor de ajuste en los parámetros de Tremblay, manteniendo inalterada la forma funcional de la expresión original. De manera paralela, la rama postpandeo en compresión fue interpolada entre los puntos $(-\boldsymbol{\delta_p}, -\boldsymbol{C_u})$ y $(-\boldsymbol{\delta_{pp}}, -\boldsymbol{C_u}')$**.** Dado que SAP2000 requiere una discretización explícita del diagrama fuerza-deformación, se interpoló entre ambos puntos mediante una ley de potencia generalizada, cuyo exponente se determinó imponiendo que la curva pase exactamente por dichos valores. Este procedimiento garantiza que no se modifiquen los parámetros originales de Tremblay y que la degradación postpandeo sea representada de forma parabólica y continua. El tramo no lineal se discretizó en diez puntos y la curva resultante, ya discretizada e implementada en el modelo, se presenta en la **Figura 14.**

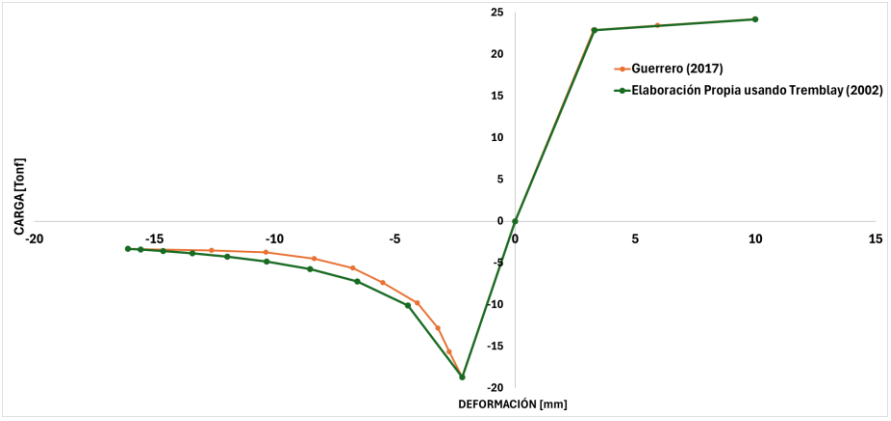


Figura 14: Comparación curva backbone experimental de Guerrero (2017) y elaboración propia basada en Tremblay (2002) - XL100x4

4.5.4 Calibración de Rótulas Plásticas para Columnas según ASCE/SEI 41-17

En el modelo estructural se consideraron rótulas plásticas únicamente en las columnas del sistema, con el objetivo de monitorear una eventual incursión no lineal y verificar el cumplimiento del objetivo de desempeño exigido por la normativa vigente. Dado que la estructura corresponde a marcos arriostrados concéntricos en ambas direcciones, las vigas se encuentran conectadas mediante uniones de corte y no participan del mecanismo resistente a momento, por lo que no se modelan rótulas plásticas en vigas.

Las rótulas plásticas de las columnas se definieron conforme a los lineamientos del capítulo 9 del ASCE/SEI 41-17, considerando un comportamiento axial-flexional en eje débil y eje fuerte (P-M2-M3). La relación momento-rotación (M2-M3-θ) asociada a cada rótula se obtuvo a partir de la formulación normativa dependiente de la carga axial solicitante, los puntos característicos se definieron de manera automática con los parámetros a, b y c de las tablas 9-7.1 y 9-7.2, según el tipo de elemento y la relación axial correspondiente.

La pendiente post-fluencia incluye un endurecimiento por deformación del 3% de la pendiente elástica inicial según lo permitido por el estándar.

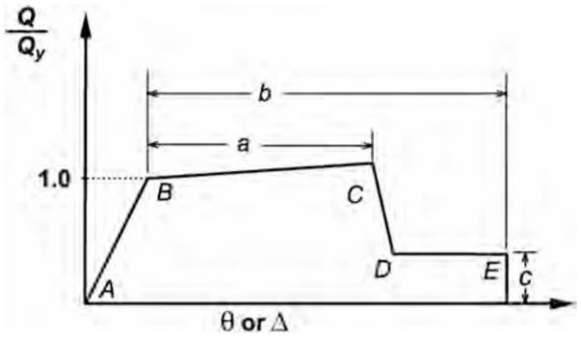


Figura 15: Relación Fuerza-Deformación Generalizada para Elementos de Acero (ASCE/SEI, 2017)

4.5.5 Selección de Registros Sísmicos Nacionales

Se implementó en MATLAB un script automatizado para construir un conjunto de registros compatibles con la NCh2369:2025. La base inicial proviene de RENADIC (Red Nacional de Acelerógrafos del Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales), se filtraron registros coherentes con las condiciones de sitio del proyecto, la cual contiene una gran cantidad de registros sísmicos registrados en distintas estaciones del país. A partir de esta fuente, se realizó una filtración específica por registros asociados a suelos tipo A y B, de modo de asegurar la coherencia con las condiciones de sitio del proyecto estudiado, dando como resultado un total de 1637 registros.

El procedimiento comenzó con el cálculo de los espectros de pseudoaceleración (PSa) para cada registro, empleando el método de Newmark lineal, con una masa unitaria, 5% de amortiguamiento y un barrido de periodos entre 0.01 y 3 segundos. Este rango de periodos se seleccionó debido a que las estructuras industriales típicamente presentan elevada rigidez global, lo que se traduce en periodos fundamentales relativamente bajos. Las dos componentes horizontales se combinan por SRSS como se muestra a continuación:

$$S_H^{SRSS}(T) = \sqrt{S_{Ax}^2(T) + S_{Ay}^2(T)} \quad \textbf{(16)}$$

Cada registro se escaló en forma espectral, mediante un factor λ_i obtenido por mínimos cuadrados respecto al espectro objetivo (Sismo de Diseño y Sismo Máximo Posible) en el intervalo $[0.2T_1, 1.5T_1]$, siendo T_1 el período fundamental de la estructura por dirección de análisis. Sólo se consideran válidos aquellos registros cuyo factor de escala (SF) se mantuviera dentro del rango permitido por la ASCE 7-16, específicamente entre 0.25 y 4.00 según lo indicado en la Tabla 6.8-2 de dicha norma, con el fin de evitar sesgos que pudieran sobreestimar la respuesta (ASCE/SEI, 2016). En aquellos casos en que el registro contara con tres componentes ortogonales, se incorporan explícitamente las dos componentes horizontales y la componente vertical en el análisis dinámico no lineal. El factor de escala obtenido a partir del ajuste espectral de las componentes horizontales se aplica igualmente a la componente vertical correspondiente, con el fin de mantener consistencia dinámica entre las tres direcciones del movimiento sísmico. Sin embargo, no todos los registros disponibles en la base de datos incluyen componente vertical. En aquellos casos en que esta componente no se encuentra disponible en la red instrumental, el análisis se realiza únicamente con las dos componentes horizontales disponibles. Esta condición responde a la información proporcionada por la base de datos de registros y no a una decisión metodológica adoptada en el presente estudio.

Una vez escalados, se compararon todos los registros con el espectro normativo a lo largo de todos los periodos, seleccionando finalmente los 11 que mejor se ajustaban según criterio de mínimos cuadrados. Esta cantidad se justifica conforme a la recomendación de la ASCE/SEI 7-16, la cual establece que el uso de 11 registros representa un equilibrio razonable entre la confiabilidad estadística de la respuesta media estructural y el esfuerzo computacional requerido (ASCE, 2016, C16.2.2).

La verificación normativa del conjunto de registros depende de cada norma, para este caso se tiene que el promedio de los espectros escalados debe ser mayor o igual que 1.17 veces el espectro objetivo que, para efectos de este proyecto, como no se tiene espectro de sitio, se puede utilizar el espectro de referencia en su lugar según *Art 5.4.3.1* ya que representa un nivel aceptable de amenaza sísmica acorde al tipo de suelo (INN, 2025).

$$\bar{S}(T) = \frac{1}{N_R}\sum_{i=1}^{N_R}\left(\lambda_i S_{H,i}^{SRSS}(T)\right) \geq 1.17 S_{objetivo} \quad \textbf{(17)}$$

Dado que el estudio considera dos niveles de intensidad sísmica, correspondientes al Sismo de Diseño (SD) y al Sismo Máximo Posible (SMP), el procedimiento de selección y escalamiento de registros se realizó de manera independiente para cada caso, manteniendo criterios consistentes en términos de cálculo espectral, intervalo de escalamiento y verificación normativa.

A continuación, se presentan los registros sísmicos seleccionados para la conformación de la suite de análisis dinámicos tiempo-historia para ambas ambos niveles de intensidad sísmica. Para cada acelerograma se reporta el evento, la estación, la magnitud de momento M_w, las aceleraciones máximas de las componentes horizontales y verticales, además del factor de escala final λ_i. El procedimiento de escalamiento es verificado comprobando que todos los factores de escala se mantuvieran dentro del

rango recomendado y el espectro promedio de la suite cumple estrictamente el requisito normativo de superar el espectro objetivo $1.17S_{objetivo}$ en el intervalo [0.2T₁, 1.5T₁].

A continuación, se presenta la **Tabla 3** y **Gráfico 1** correspondiente al Sismo de Diseño.

Tabla 3: Registros sísmicos seleccionados y factores de escala utilizados para SD

ID	Evento	Estación	Mw	PGA_1[g]	PGA_2[g]	PGA_3[g]	SF = λ_i
305	1404012346	PB01	8.2	0.10579	0.10457	0.06809	3.6213
1319	1404030243	T05A	7.7	0.18685	0.17605	0.11991	1.9512
301	1404012346	TA01	8.2	0.17343	0.19351	0.06874	2.1382
365	1404030158	PB11	6.5	0.091521	0.12233	-	3.3965
371	1404030243	TA01	7.7	0.13596	0.11268	0.07935	3.1572
515	1404012346	T09A	8.2	0.39746	0.53299	0.25123	1.5033
98	1002270634	ANTU	8.8	0.33864	0.28293	-	1.3498
1020	1509162254	CO03	8.3	0.34674	0.29164	0.14211	1.4743
1026	1509162254	VA03	8.3	0.13786	0.094664	0.04684	3.3619
993	200911073554	PB03	6.0	0.14069	0.092798	0.09929	3.9091
94	0712160809	PB05	6.7	0.2921	0.2738	-	1.8124

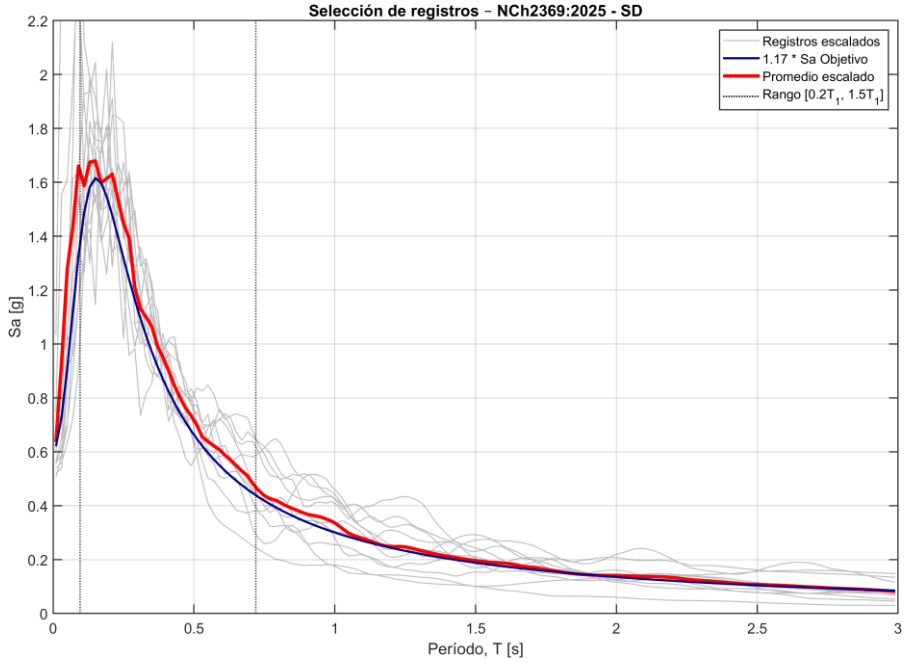


Gráfico 1: Selección de Registros para Sismo de Diseño, NCh2369:2025

A continuación, se presenta la **Tabla 4** y **Gráfico 2** correspondiente al Sismo Máximo Posible.

Tabla 4: Registros sísmicos seleccionados y factores de escala utilizados para SMP

ID	Evento	Estación	Mw	PGA_1 [g]	PGA_2 [g]	PGA_3 [g]	SF = λ_i
1319	1404030243	T05A	7.7	0.18685	0.17605	0.11991	2.7491
301	1404012346	TA01	8.2	0.17343	0.19351	0.06842	3.0128
515	1404012346	T09A	8.2	0.39746	0.53299	0.25002	2.1182
98	1002270634	ANTU	8.8	0.33864	0.28293	-	1.9021
1020	1509162254	CO03	8.3	0.34674	0.29164	0.14143	2.0773
94	0712160809	PB05	6.7	0.2921	0.2738	-	2.5538
303	1404012346	MNMCX	8.2	0.31414	0.47628	0.21495	1.8587
88	0711141540	PB05	7.7	0.3449	0.56209	-	1.3781
87	0711141540	PB04	7.7	0.37287	0.47527	-	1.6717
314	1404012346	PB11	8.2	0.49217	0.63682	0.27432	1.3572
93	0712160809	PB04	6.7	0.23427	0.22813	-	2.5825

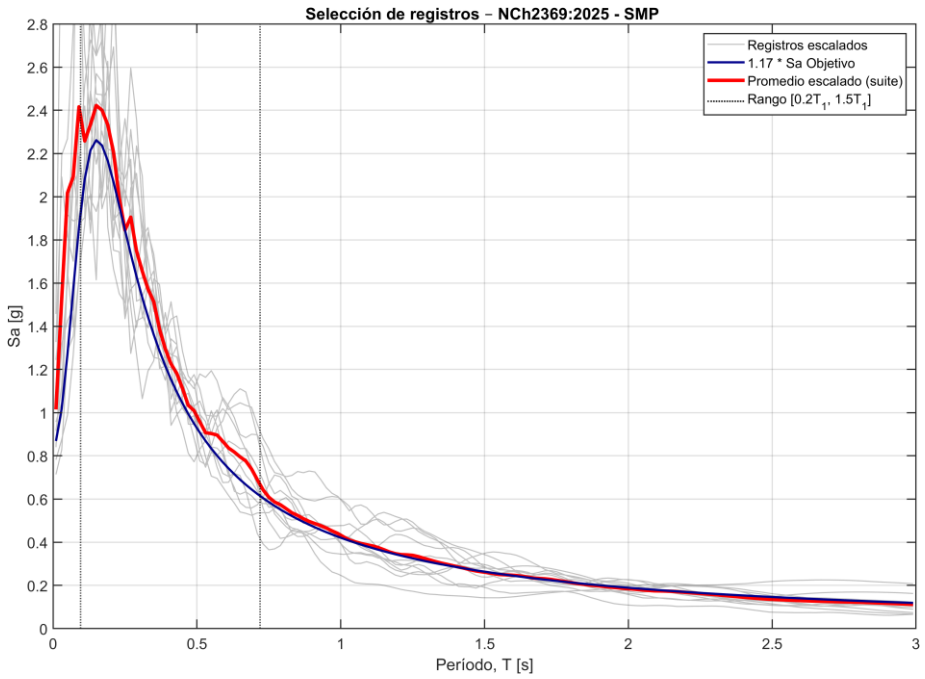


Gráfico 2: Selección de Registros para Sismo máximo Posible, NCh2369:2025

Cabe señalar que para la componente vertical del sismo no se elaboró un gráfico específico, ya que se utilizó el mismo factor de escala determinado a partir del ajuste espectral de las componentes horizontales. Además, la base de datos utilizada no disponía de manera consistente de registros de aceleración vertical para todos los eventos seleccionados. No obstante, para efectos del análisis de resultados, se verificó que el registro sísmico que generó las mayores demandas en la estructura contara con sus tres componentes ortogonales (dos horizontales y una vertical).

4.5.6 Amortiguamiento

El amortiguamiento del sistema estructural se modeló mediante un modelo de amortiguamiento viscoso equivalente, implementado a través de un esquema de amortiguamiento proporcional de Rayleigh, definido como una combinación lineal de la matriz de masa y la matriz de rigidez inicial del sistema, de acuerdo con la expresión $C = \alpha M + \beta K_0$. Los coeficiente α y β se determinan de manera automática a partir de las propiedades dinámicas iniciales de la estructura y se mantienen constantes durante el análisis.

De acuerdo con el CSI Analysis Reference Manual (CSI, 2024), en los análisis dinámicos no lineales por integración directa el término de amortiguamiento proporcional a la rigidez se basa en la rigidez inicial de los elementos, independientemente de su estado no lineal instantáneo. En este contexto, la disipación de energía asociada al comportamiento inelástico del sistema se representa de manera explícita mediante los modelos histeréticos definidos para los arriostramientos y eventualmente, para las rótulas plásticas asignadas a columnas. Esta formulación corresponde al Método 1 de amortiguamiento de Rayleigh, según la clasificación propuesta por Charney (2008).

Este autor señala que, en análisis dinámicos no lineales, el uso de amortiguamiento de Rayleigh formulado con la rigidez inicial puede generar un amortiguamiento artificial una vez que la estructura fluye, debido a que el término proporcional a la rigidez no refleja la degradación efectiva del sistema. Charney demuestra que la magnitud de este efecto depende, entre otros factores, del nivel de amortiguamiento adoptado y del grado de no linealidad desarrollado durante la respuesta. En el presente estudio se adopta una razón de amortiguamiento equivalente al 2%, como lo establece el *Art. 5.10.4.3* de la NCh2369:2025 para evaluaciones no lineales donde la disipación de energía es modelada explícitamente mediante comportamiento histerético. Si bien Charney (2008) no recomienda un valor

específico de amortiguamiento, el uso de un nivel bajo de amortiguamiento induce a limitar la contribución relativa del término viscoso respecto de la disipación inelástica explícitamente representada en el modelo, evitando que esta última sea artificialmente amplificada por efectos asociados a la formulación del amortiguamiento proporcional a la rigidez inicial.

De esta manera, la disipación de energía durante la respuesta sísmica se encuentra gobernada principalmente por los mecanismos histeréticos definidos en los arriostramientos y rótulas plásticas del modelo, manteniéndose el amortiguamiento viscoso como un componente complementario de baja magnitud.

5 Análisis y Desarrollo de Resultados

En este capítulo se desarrolla el análisis estructural del modelo propuesto, dividido en dos etapas principales: por una parte, Análisis Lineal que permite verificar el cumplimiento prescriptivo y las condiciones de diseño bajo el supuesto de comportamiento elástico contrastando ambas versiones, y, por otro lado, un Análisis Dinámico No Lineal orientado a estudiar una respuesta más realista de la estructura ante solicitaciones sísmicas. Los resultados obtenidos en ambos casos se presentan y comparan con el fin de identificar las diferencias en la respuesta global y el desempeño estructural.

5.1 Análisis Lineal

En este apartado se presentan los resultados del análisis prescriptivo de la estructura, considerando como base el diseño desarrollado conforme a la NCh2369.Of2003. Posteriormente se aplican los criterios establecidos en la NCh2369:2025 con fines de verificación y comparación, de modo de evaluar el efecto de los cambios normativos sobre la respuesta estructural. El análisis se realizó bajo el supuesto de comportamiento lineal-elástico utilizando el software SAP2000 (CSI, 2024), manteniéndose constantes las propiedades de los materiales, la distribución de masas y los estados de carga, de manera que las diferencias observadas puedan atribuirse exclusivamente a las modificaciones introducidas por la normativa vigente.

5.1.1 Modelo Lineal-Elástico en SAP2000

A continuación, se presenta el modelo lineal-elástico del edificio de chancado primario, desarrollado en el software de elementos finitos SAP2000 (CSI, 2024) y diseñado al límite normativo conforme a los criterios establecidos de la NCh2369.Of2003.

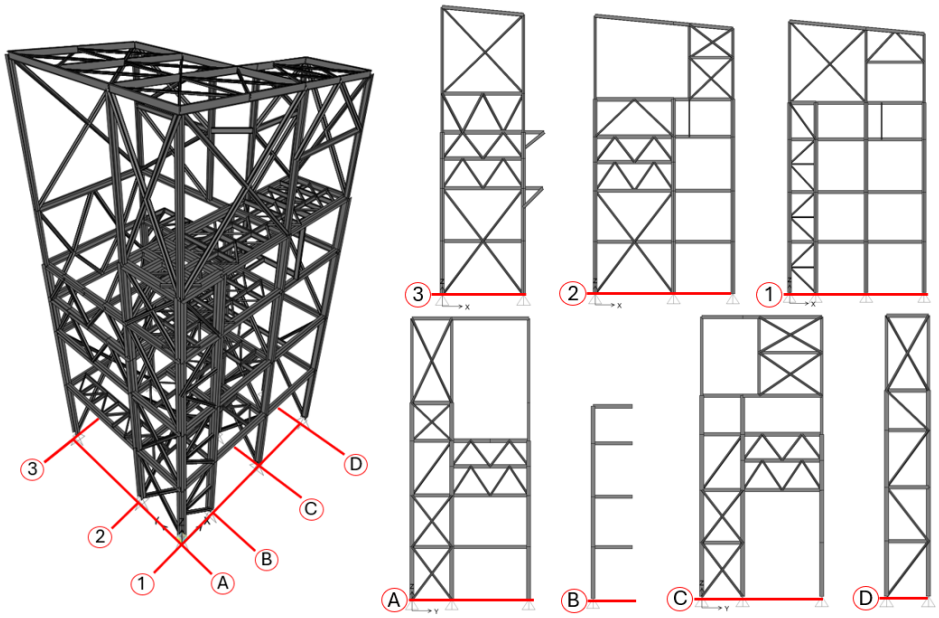


Figura 16: Extrude del Edificio de Chancado, NCh2369.Of2003

5.1.2 Combinaciones de Carga aplicadas al Modelo

Las combinaciones de carga para la norma 2003 se describen específicamente el *Art. 4.5.* El método de cargas últimas (LRFD) se presenta a continuación:

Tabla 5: Combinaciones de carga, LRFD

Combinación	NCh2369.Of2003
LRFD	$1.2CP + \boldsymbol{a}SC + SO + SA \pm \boldsymbol{b} \cdot Sismo\ Horizontal \pm \boldsymbol{b} \cdot sismo\ Vertical$
LRFD	$0.9CP + SA \pm \boldsymbol{b} \cdot Sismo\ Horizontal \pm 0.3 \cdot sismo\ Vertical$

En donde la nomencaltura utilizada es la siguiente: CP corresponde a la carga permanente, SC a la sobrecarga de uso, SO a la sobrecarga de operación, SA a la sobrecarga accidental, Sismo Horizontal/Vertical corresponde a la carga sísmica direccionalmente combinada.

El valor de "$\boldsymbol{a}$" es un factor que afecta a la sobrecarga de uso, basándose en la probabilidad de la ocurrencia simultánea de la sobrecarga y la solicitación sísmica. Este coeficiente toma valores distintos según el tipo de recinto que se tenga. Se toma el valor de 0.25 para este caso (zona de uso normal).

El factor "$\boldsymbol{b}$" amplifica las cargás sísmicas y según la normativa NCh3171 (INN, 2017) para el diseño de estructuras de acero se debe considerar igual a 1.4, factor que en la versión 2003 difiere, pero al ser una norma actualizada se debe de considerar.

Para esta normativa las fuerzas sísmicas combinadas se consideran según *Art. 5.1.2* en donde explica el concepto de ley de simultaneidad, es decir, los esfuerzos obtenidos de considerar el 100% de la solicitación sísmica que actúa en una dirección más los esfuerzos obtenidos de considerar el 30% de la solicitación sísmica actuando en la dirección ortogonal a la anterior, y viceversa. Se deben considerar los mayores esfuerzos resultantes de las dos combinaciones anteriores. (INN, 2003).

"E_x" e "E_y" hacen referencia a las direcciones principales horizontales de la estructura, y "E_z" hace referencia a la dirección vertical. La masa sísmica horizontal y vertical se considera igual al 100% de la carga permanente (peso propio de equipos y estructuras) más 100% de la carga útil en la tolva, más 100% del material retenido por la parrilla. En plataformas, el porcentaje de sobrecarga a considerar como parte del peso sísmico será de un 25% según norma (INN, 2003). En **Tabla 22** se presentan el detalle de las combinaciones de cargas LRFD a considerar en el diseño.

- Sismo según eje x: $E = \pm 1.0E_x \pm 0.3E_y \pm 1.0E_z$
- Sismo según eje y: $E = \pm 0.3E_x \pm 1.0E_y \pm 1.0E_z$

Por otra parte, las combinaciones de carga para la norma vigente fueron descrita en el apartado **3.5** del presente documento, utilizándose la misma nomenclatura para las cargas estáticas, pero cambiando la regla de simultaneidad y las combinaciones de cargas con la amplificación del estado de carga horizontal por $0.7R_1 \geq 1.0$ para los elementos no fusibles. El detalle se presenta en **Anexos**, **Tabla 25.**

5.1.3 Espectros de Diseño.

En el caso del sismo vertical para la norma 2003 se considera el máximo coeficiente sísmico aplicable según *Art. 5.5.1b:*

$$C_v = \frac{2}{3} \cdot \frac{A_0}{g} \cdot I = 0.32 \qquad (18)$$

Para la norma 2025 se utiliza máximo coeficiente sísmico aplicable según *Art. 5.7***,** el cual para suelo A corresponde a:

$$C_v = 1.2 \cdot I \cdot A_r \cdot \frac{S}{g} = 0.73 \quad \textbf{(19)}$$

El espectro sísmico horizontal utilizado para los cálculos basados en la versión 2003 de la norma NCh2369 (INN, 2003) corresponde al definido por la ecuación (5-5) de dicho documento. Considerando los parámetros antes mencionados en **Tabla 2 ,** se obtiene el siguiente espectro de diseño:

$$S_a = \frac{2.75 A_0 I}{R}\left(\frac{T'}{T}\right)^n \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4} \leq I \cdot C_{max} \quad \textbf{(20)}$$

En que:

T = período de vibración fundamental del modo considerado por dirección.

T´= período característico del suelo.

El esfuerzo de corte basal mínimo para la versión 2003 es el siguiente;

$$Q_{min} = 0.25 I \frac{A_0}{g} P = 0.12 g \quad \textbf{(21)}$$

El esfuerzo de corte basal mínimo para la versión 2025 es el siguiente;

$$Q_{min} = 0.25 \frac{I A_r S}{g} P = 0.15 g \quad \textbf{(22)}$$

5.1.4 Resultados según NCh2369.Of2003

5.1.4.1 Participación Modal

El *Art. 5.4.3* de la norma NCh2369.Of2003 establece que el análisis modal espectral debe incluir suficientes modos de vibrar para que la suma de las masas equivalentes, en cada dirección de análisis, sea igual o superior al 90% de la masa total.

En el modelo estructural desarrollado se verificó el cumplimiento de este requisito, alcanzándose una participación modal acumulada superior al 90% en las tres direcciones ortogonales del análisis. El modo 1, correspondiente a una traslación predominante en la dirección Y, presenta el mayor nivel de participación modal con un período de 0.479 [s] y aproximadamente 92.7% de participación modal en dicha dirección. Por su parte, el modo 2, asociado principalmente a la traslación en la dirección X, presenta un período de 0.454 [s] y una participación modal cercana a 86.7%.

El detalle completo de los porcentajes de participación modal acumulada por dirección, así como la distribución de la participación modal por modo de vibración obtenida en el análisis, se presenta en la **Tabla 24,** donde se incluyen las tablas correspondientes a la participación modal acumulada del modelo y a las razones de participación modal de masa por modo de vibración.

5.1.4.2 Corte basal

Del análisis estructural se obtiene el peso sísmico del edificio y cortes basales por dirección.

Tabla 6: Verificación del corte basal mínimo.

$P_{sismico}$ [tonf]	Q_{min} [tonf]	Q_{max} [tonf]	Q_{Ex} [tonf]	Q_{Ey} [tonf]	Estado -
294.41	35.33	81.26	36.43	36.72	OK

5.1.4.3 Verificación de Esbeltez Global y Local

Esbeltez Global:

Se verifica la esbeltez global de los elementos sismorresistentes que pueden desarrollar esfuerzos de compresión, principalmente columnas y diagonales del sistema de arriostramiento, de acuerdo con lo indicado en la norma NCh2369.Of2003, *Art. 8.3.3*. El sistema estructural cuenta con plataformas de piso tipo grating apoyadas sobre vigas, las cuales transmiten las cargas gravitacionales, pero no generan un diafragma rígido en el plano del piso. En consecuencia, la estabilidad lateral del marco es proporcionada fundamentalmente por el sistema de arriostramientos.

Se adoptó el coeficiente de longitud efectiva K = 1.0 tanto para columnas como para diagonales en las verificaciones de pandeo. Esta elección se sustenta en que el sistema estructural cuenta con arriostramientos que restringen la traslación lateral global del marco (condición no-sway). Por otra parte, las uniones reales (viga-columna y placas tipo gusset en diagonales) no garantizan empotramientos perfectos, permitiendo rotación en los extremos. En consecuencia, se modela un comportamiento aproximado articulado-articulado, coherente con los valores recomendados de diseño para miembros comprimidos (AISC 360-16).

En la **Tabla 21,** se presentan un resumen del cálculo de cada elemento sobre la esbeltez global.

Esbeltez Local:

La verificación de esbeltez local se aplica a todos los elementos sismorresistentes que trabajan a compresión o flexión y que cumplan un rol principal en la disipación de energía del sistema, diferenciando el requisito:

1. **Marcos Rígidos Dúctiles (vigas/columnas):** se verifica la compacidad $(\lambda < \lambda_p)$ para asegurar la plastificación completa de las sección.
2. **Elementos Axiales Comprimidos (diagonales/puntales):** se verifica el límite de pandeo local $(\lambda < \lambda_r)$ para mantener la estabilidad local.

En los siguientes subapartados para la compacidad de los elementos se usa la siguiente simbología:

- **Flexión (F):** elementos sometidos principalmente a momento.
- **Flexo-Compresión (FC):** elementos sometidos simultáneamente a carga axial y momento.
- **Compresión Axial (C)**: elementos sometidos predominantemente a cargas axiales de compresión, como las diagonales o puntales del sistema arriostrado.

En Anexos, La **Figura 23** presenta un esquema general del modelo estructural utilizado en el análisis, en el cual se identifican los principales perfiles estructurales empleados en el edificio, incluyendo columnas, vigas y diagonales del sistema de arriostramiento. Esta figura permite ubicar los perfiles considerados en la verificación de esbeltez local presentada a continuación en la **Tabla 7.**

Tabla 7: Esbeltez local de los elementos - Edificio Chancado Primario (NCh2369.Of2003)

Tipo de Perfil	d	b_f	t_f	t_w	λ_{ALA}	λ_{ALMA}	λ_r(COMP)		$\lambda_p(FC)$		Cumple	Caso
-	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	ala	alma	ala	alma	-	-
HN	300	300	22	10	6.8	25.6	-	-	10.7	105.7	OK	FC
HN	200	200	12	6	8.3	29.3	-	-	10.7	105.7	OK	FC
HN	250	250	16	10	7.8	21.8	-	-	10.7	105.7	OK	FC
IN	300	250	32	8	3.9	29.5	-	-	10.7	105.7	OK	F
IN	200	100	6	5	8.3	37.6	-	-	10.7	105.7	OK	F
IN	200	150	8	5	9.4	36.8	-	-	10.7	105.7	OK	F
IN	250	100	10	5	7.1	54.4	-	-	10.7	105.7	OK	F
XL	50	50	4	4	12.5	12.5	12.8	12.8	-	-	OK	C
XL	100	100	8	8	12.5	12.5	12.8	12.8	-	-	OK	C
XL	100	100	10	10	10.0	10.0	12.8	12.8	-	-	OK	C
XL	125	125	10	10	12.5	12.5	12.8	12.8	-	-	OK	C
L	80	80	8	8	10	10	12.8	12.8	-	-	OK	C
L	60	60	6	6	10	10	12.8	12.8	-	-	OK	C

5.1.4.4 Verificación Deformaciones (deformación totales y drifts de entrepiso)

De acuerdo con la norma NCh2369.Of2003, las deformaciones sísmicas se obtienen amplificando los desplazamientos horizontales calculados mediante el análisis lineal-elástico por el factor de reducción de respuesta R, con el fin de aproximar las deformaciones inelásticas esperadas del sistema estructural.

La verificación normativa se realiza mediante las derivas de entrepiso, las cuales se comparan con el límite máximo admisible establecido por la norma. Para el caso analizado, el límite corresponde a 0.015h, donde h es la altura del entrepiso. La **Tabla 8** presenta la verificación de las derivas de piso para ambas direcciones principales de análisis.

Adicionalmente, la **Tabla 9** muestra los desplazamientos horizontales totales amplificados por el factor R, los cuales se comparan con el límite global $0.015H$, en donde H corresponde a la altura acumulada desde la base hasta el nivel analizado.

Cabe señalar que los resultados presentados en las tablas siguientes corresponden al análisis lineal-elástico del modelo estructural. En el capítulo de **Resultados**, estos valores serán representados gráficamente y comparados con los resultados obtenidos mediante análisis dinámico no lineal tiempo-historia (THNL), con el fin de evaluar las diferencias entre la respuesta elástica de diseño y el comportamiento inelástico esperado de la estructura.

Tabla 8: Verificación deriva de entrepiso (drift) - Edificio Chancado Primario (NCh2369.Of2003)

Caso	R	Nivel	h	Δ	$R \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i)$	$0.015 \cdot h$	Estado
-	-	-	[mm]	Horizontal [mm]	[mm]	[mm]	-
SISMO X	5	techo	6330	9.83	4.95	95.0	OK
		picarocas	2840	8.84	15.40	43.0	OK
		parrilla receptora	1915	11.92	22.45	28.7	OK
		tolva	6035	7.43	27.95	91.0	OK
		chancador	4800	1.84	9.20	72.0	OK
SISMO Y	5	techo	5330	11.12	7.15	95.0	OK
		picarocas	2840	9.69	5.25	43.0	OK
		parrilla receptora	1915	8.64	12.45	28.7	OK
		tolva	6035	11.13	38.4	91.0	OK
		chancador	4800	3.45	17.25	72.0	OK

Tabla 9: Verificación deformaciones horizontales totales - Edificio Chancado Primario (NCh2369.Of2003)

Caso	R	Nivel	H	Δ	$R \cdot \Delta$	$0.015 \cdot H$	Estado
-	-	-	[mm]	Horizontal [mm]	[mm]	[mm]	-
SISMO X	5	techo	21920	10.85	54.26	328.80	OK
		picarocas	15590	9.89	49.44	233.85	OK
		parrilla receptora	12750	11.65	58.26	191.25	OK
		tolva	8650	4.83	24.15	162.53	OK
		chancador	4800	1.97	9.85	72.00	OK
SISMO Y	5	techo	21920	11.37	56.87	328.80	OK
		picarocas	15590	9.21	46.08	233.85	OK
		parrilla receptora	12750	7.99	39.96	191.25	OK
		tolva	8650	6.98	34.88	162.53	OK
		chancador	4800	3.51	17.55	72.00	OK

5.1.4.5 Verificación del Diseño Estructural

Con el fin de mantener un criterio consistente para la comparación entre ambas versiones normativas, el diseño estructural del modelo se realizó utilizando combinaciones de carga del tipo LRFD. Esta elección se fundamentada en que la filosofía de diseño por capacidad adoptada por las disposiciones sísmicas modernas se desarrolla dentro del marco de diseño LRFD. El diseño de los elementos estructurales se evaluó mediante el cálculo de los factores de utilización (FU) conforme a lo establecido en AISC 360-16, utilizando para ello el módulo de diseño de estructuras de acero del software SAP2000 aplicado a las combinaciones de carga LRFD.

Los resultados del diseño estructural obtenidos se presentan en los **Anexos**, donde se muestran los factores de utilización correspondientes a los distintos elementos estructurales del modelo.

5.1.5 Verificación del Modelo Conforme a NCh2369:2025 y Comparación de Resultados

En el presente apartado se verifica el impacto directo de los nuevos criterios normativos sobre las demandas sísmicas y los estados límite, considerando la actualización del espectro de diseño, coeficiente vertical y los criterios de combinación de cargas.

5.1.5.1 Actualización del Espectro Sísmico Horizontal

En el **Gráfico 3** se observa que la versión NCh2369:2025 genera mayores aceleraciones espectrales que la NCh2369.Of2003 en el rango de períodos cortos. Sin embargo, a medida que el período aumenta, las diferencias entre ambos espectros tienden a reducirse, manteniéndose una tendencia general similar en períodos medios y largos. A continuación, se obtienen los siguientes espectros de diseño a partir de la **Tabla 2**, según los parámetros antes mencionados se obtiene el siguiente gráfico comparativo:

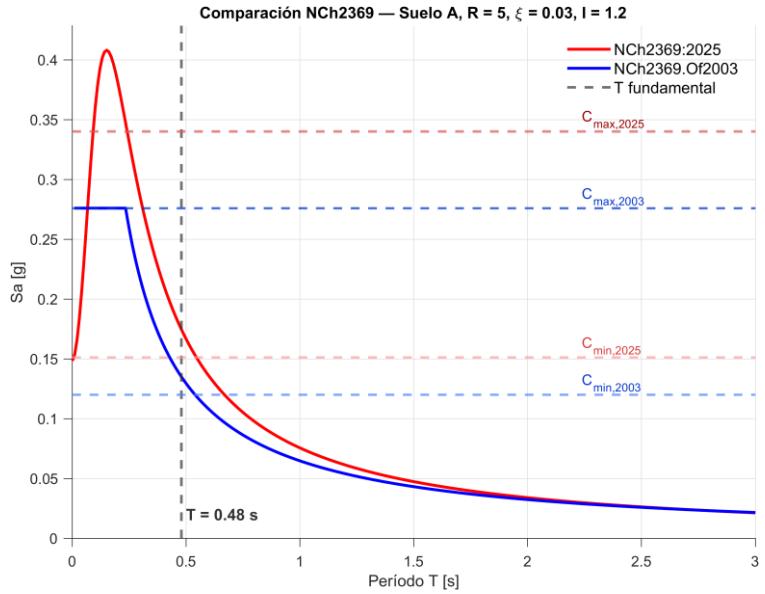


Gráfico 3: Comparación de espectros de diseño según ambas versiones de la NCh2369

Esta comparación debe interpretarse considerando que ambas formulaciones utilizan distintos parámetros de entrada para representar las fuerzas elásticas de diseño. En la versión 2003 el espectro se define a partir de la aceleración efectiva máxima $\boldsymbol{A_0}$, mientras que la versión 2025 emplea la aceleración máxima de referencia $\boldsymbol{A_r}$, definida como $\boldsymbol{A_r} = 1.4\boldsymbol{A_0}$. Este factor produce inicialmente mayores ordenadas espectrales en la formulación vigente; sin embargo, su efecto se ve parcialmente compensado en las combinaciones de carga utilizadas en el diseño estructural. En consecuencia, al comparar las aceleraciones reducidas que gobiernan el diseño, las diferencias entre ambas versiones no resultan tan significativas para el caso analizado. Considerando además que la estructura presenta un período fundamental cercano a 0.48 [s] ubicado en la zona descendente del espectro, se observa que las

ordenadas espectrales correspondientes a dicho período no difieren de manera sustancial entre ambas formulaciones. Cabe señalar que esta observación es válida únicamente para las condiciones específicas del caso estudiado, es decir, para suelo tipo A, zona sísmica 3, $\xi = 3\%$, I = 1.2 y R = 5, por lo que no debe extrapolarse de manera general a otros tipos de suelo o configuraciones estructurales.

5.1.5.2 Corte Basal

De acuerdo con la formulación de la normativa vigente, el corte basal mínimo se define como una fracción del peso sísmico efectivo de la estructura, función de los parámetros sísmicos característicos |del sitio y del factor de importancia. Para efectos comparativos, se contrastaron los valores de corte basal obtenidos del análisis espectral del modelo con los valores mínimos exigidos tanto por la versión NCh2369.Of2003 como por la NCh2369:2025. Se presentan a continuación los valores respectivos.

Tabla 10: Comparativa Cortes Basales

NORMA -	$P_{sismico}$ [tonf]	Q_{min} [tonf]	Q_{Ex} [tonf]	Q_{Ey} [tonf]	Estado -
2003	294.41	34.80	34.80	35.21	OK
2025	294.41	44.51	47.37	47.36	OK

Al actualizar el espectro de diseño horizontal conforme a la NCh2369:2025 y mantener inalterada la geometría, masa y rigidez del modelo estructural originalmente diseñado según la NCh2369.Of2003, se observa un incremento en el corte basal reducido obtenido mediante análisis modal espectral. Como resultado, el corte basal calculado supera el valor mínimo exigido por la normativa vigente, cumpliéndose el requisito sin necesidad de aplicar factores adicionales de amplificación.

5.1.5.3 Coeficiente Sísmico Vertical

De acuerdo con las disposiciones de la NCh2369:2025, se actualizó la acción sísmica vertical del modelo estructural originalmente diseñado conforme a la NCh2369.Of2003. En particular, el coeficiente sísmico vertical fue modificado desde el valor Ez = 0.32 utilizado en la versión anterior, a Ez = 0.73, conforme a los nuevos criterios normativos aplicables a estructuras industriales críticas. Si bien ambos valores difieren de manera significativa a nivel de definición individual del coeficiente, al incorporarse dentro de las combinaciones de carga establecidas por cada versión normativa, los efectos resultantes tienden a compensarse parcialmente.

Este nuevo coeficiente se implementó en SAP2000 para el rediseño prescriptivo mediante la definición del nuevo caso de carga sísmica vertical como una acción estática equivalente, aplicada sobre los mismos patrones de carga permanente considerados en el modelo base. No se realizaron modificaciones adicionales en la geometría, secciones estructurales ni condiciones de apoyo, con el objetivo de aislar el efecto directo del cambio normativo.

5.1.5.4 Nuevas Combinaciones de Carga Sísmicas

De acuerdo con las disposiciones introducidas por la NCh2369:2025, se incorporó al modelo estructural el concepto de combinaciones de carga sísmica diferenciadas según el tipo de elemento estructural, distinguiendo entre elementos no fusibles (vigas y columnas) y elementos fusibles (diagonales). En particular, la normativa vigente establece que, para el diseño de vigas y columnas, las acciones sísmicas deben considerarse amplificadas mediante el factor $0.7R_1 \geq 1.0$, con el objetivo de asegurar que estos elementos permanezcan esencialmente elásticos durante un evento sísmico severo. En contraste, para el diseño de las diagonales pertenecientes a los marcos arriostrados, concebidas como elementos fusibles del sistema, se utilizaron combinaciones con demandas sísmicas reducidas, de modo de concentrar la disipación de energía en dichos elementos. En la **Tabla 25** se encuentra el detalle.

5.1.5.5 Factor de Utilización

En este apartado se presentan los factores de utilización obtenidos para las diagonales y columnas del edificio de chancado primario, debido a que son los elementos que más se ven influenciados por la actualización normativa. Para la versión 2003, los factores de utilización se evalúan directamente a partir de un diseño elástico basado en fuerzas sísmicas reducidas mediante el factor de modificación de

respuesta R. En cambio, en la versión 2025, la verificación de estos elementos requiere analizar distintos grupos estructurales, considerando tanto las solicitaciones sísmicas amplificadas asociadas a los elementos no fusibles como las solicitaciones reducidas correspondientes a los elementos fusibles.

El impacto de los cambios normativos se cuantificó mediante la variación del factor de utilización (FU). Para ello se comparó FU_{max} obtenido conforme NCh2369.Of2003 y el FU_{max} resultante de evaluar el mismo diseño utilizando las demandas asociadas a la NCh2369:2025. El incremento relativo se calculó de las siguiente manera:

$$\%\ aumento = \frac{FU_{2025} - FU_{2003}}{FU_{2003}} \cdot 100 \qquad (23)$$

En la **Figura 17** se presenta la comparación de los factores de utilización de las diagonales obtenidos bajo ambas versiones normativas. Se observa que las diferencias son despreciables, aun cuando los espectros de diseño presentan variaciones entre ellas.

Esta situación puede explicarse considerando dos aspectos. En primer lugar, el período fundamental de la estructura, cercano a 0.5 [s], se ubica en una zona del espectro donde ambas formulaciones presentan ordenadas relativamente cercanas, tal como se observa en la comparación de espectros de diseño. En consecuencia, para el período que gobierna la respuesta global de la estructura, las aceleraciones espectrales reducidas no difieren de manera significativa.

En segundo lugar, si bien la formulación de la NCh2369:2025 incorpora una aceleración de referencia del suelo mayor, definida como $\boldsymbol{A_r} = 1.4\boldsymbol{A_0}$, esta diferencia no se traduce directamente en un aumento equivalente de las demandas de diseño en los arriostramientos. Esto se debe a que, tal como se explicó previamente, el efecto del factor 1.4 se encuentra integrado de manera distinta dentro de la formulación espectral y luego se compensa parcialmente en las combinaciones de carga sísmica utilizadas en el diseño. Por ello, aunque en el gráfico espectral se observan diferencias entre ambas curvas, dichas diferencias se atenúan al evaluar finalmente las solicitaciones de diseño de los arriostramientos.

Como resultado, las demandas sísmicas reducidas que gobiernan el diseño de las diagonales resultan prácticamente equivalentes en ambas versiones normativas, lo que se refleja en valores de factor de utilización muy similares.

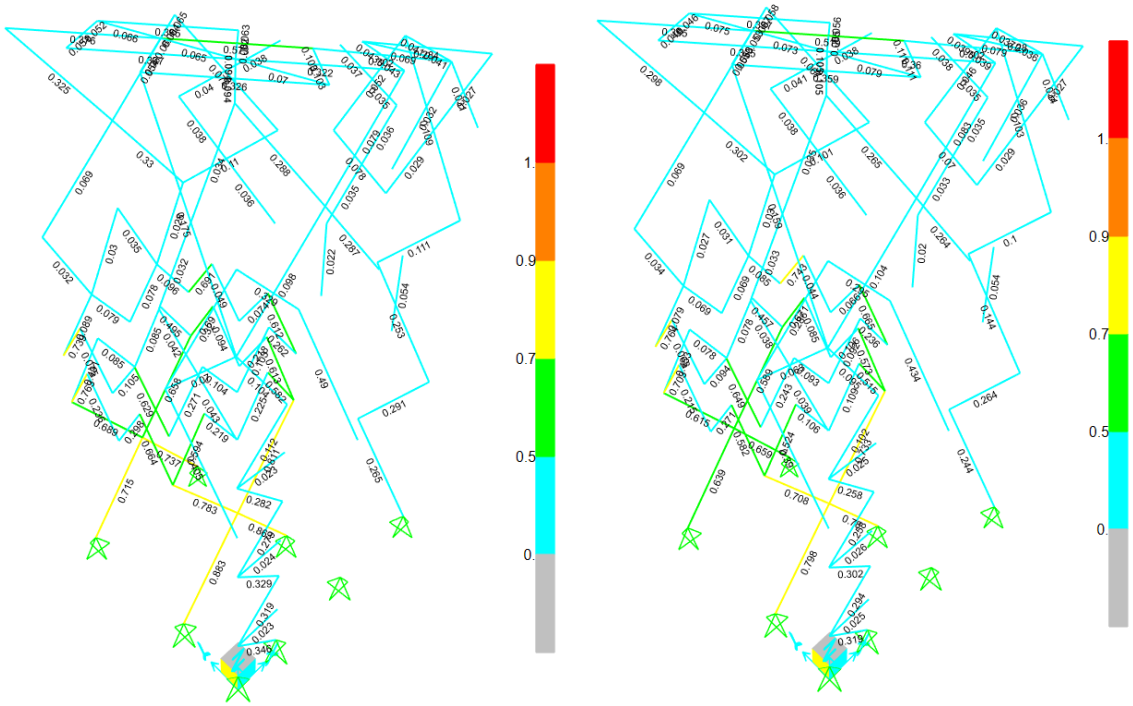


Figura 17: Comparación de FU en diagonales según verificación lineal-elástica NCh2369.Of2003 y NCh2369:2025 respectivamente

En contraste, en la **Figura 18** se presentan los factores de utilización obtenidos para las columnas del sistema estructural al aplicar los criterios de la NCh2369:2025, se observa un incremento generalizado en los factores de utilización, producto de la aplicación de cargas sísmicas amplificadas para elementos no fusibles.

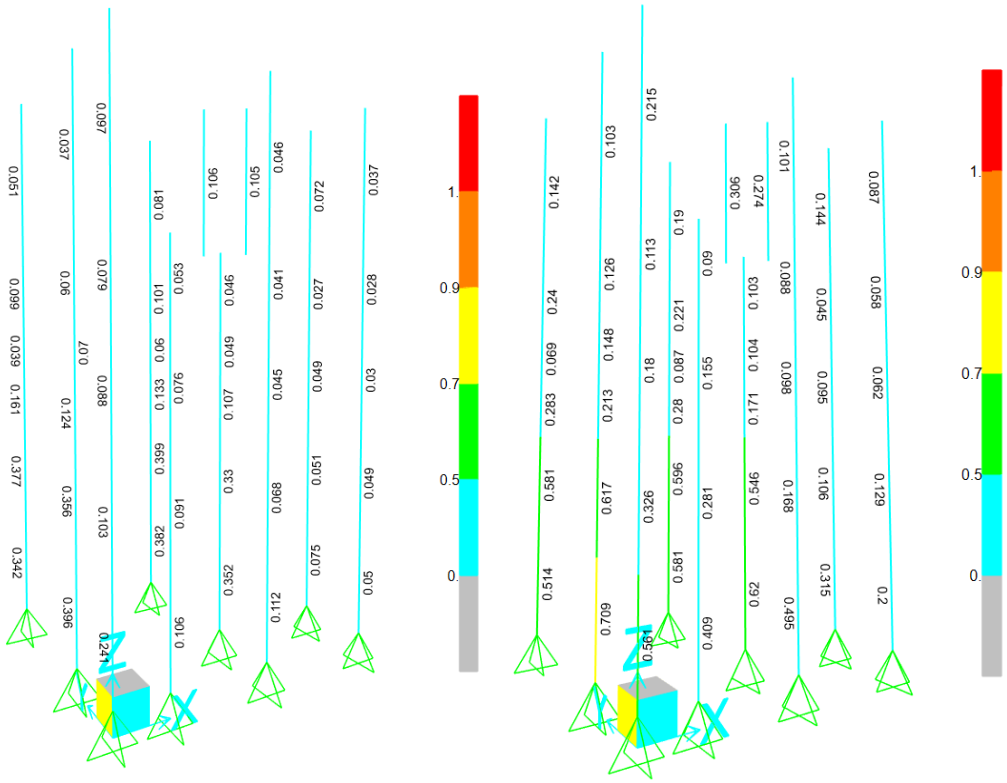


Figura 18: Comparación de FU en columnas según verificación lineal-elástica NCh2369.Of2003 (cargas reducidas) y NCh2369:2025 (cargas amplificadas) respectivamente

En términos de demanda máxima, el FU de la columna más exigida aumenta desde 0.40 (NCh2369.Of2003) a 0.71 (NCh2369:2025), lo que corresponde a un incremento cercano al 79 % para dicha columna. Este aumento se explica principalmente por el cambio en el criterio de verificación de los elementos no fusibles introducido en la versión 2025 de la norma, donde las columnas deben evaluarse considerando solicitaciones sísmicas amplificadas, del orden de 0.7R veces las fuerzas sísmicas reducidas empleadas en la verificación elástica tradicional. Para el sistema estructural analizado, con R = 5, esto implica que las columnas se verifican aproximadamente con solicitaciones 3.5 veces mayores que aquellas utilizadas en la evaluación bajo la versión NCh2369.Of2003.

Respecto a las columnas, los resultados muestran que estas no quedaron gobernadas por resistencia sísmica, sino por criterios asociados a estabilidad y esbeltez global del elemento (**Tabla 21**), lo que impidió seguir reduciendo su sección aun cuando los factores de utilización elásticos resultan menores que la unidad.

5.2 Análisis No Lineal

En este capítulo se evalúa el comportamiento sísmico no lineal de la estructura mediante análisis dinámico tiempo-historia, con el objetivo de caracterizar su respuesta inelástica y verificar su desempeño bajo solicitaciones sísmicas severas. El análisis se realizó utilizando el modelo no lineal definido en el Capítulo 4, incorporando explícitamente la disipación de energía a través de los elementos fusibles y considerando los criterios de aceptación establecidos por la normativa vigente, estos se realizaron de acuerdo con los requisitos definidos el *Art. 5.10.2*, el cual está dentro de la categoría de análisis especiales.

5.2.1 Alcances y Supuestos de la Modelación No Lineal

El análisis dinámico no lineal desarrollado en esta investigación se formuló con el propósito de evaluar el desempeño sísmico de una estructura industrial originalmente diseñada conforme a la NCh2369.Of2003, aplicando los criterios de desempeño establecidos en la NCh2369:2025, bajo un conjunto explícito de supuestos e idealizaciones propias del modelo adoptado. En este contexto, el modelo numérico fue formulado para capturar los mecanismos inelásticos predominantes del sistema estructural, manteniendo un nivel de complejidad compatible con el alcance del estudio. En consecuencia, existen ciertos modos de falla locales que no fueron simulados explícitamente, los cuales se describen a continuación.

5.2.1.1 Conexiones de las Diagonales

En el modelo no lineal, las conexiones entre las diagonales y los elementos del marco se idealizan como cachos rígidos sin incorporar de forma explícita la no linealidad local asociada a la conexión, soldadura o pernos. Por lo tanto, no se simulan posibles mecanismos de falla local en las conexiones, tales como rotura de soldaduras, falla de pernos o plastificación localizada de placas.

Esta simplificación se adopta considerando que el análisis no lineal se orienta a evaluar el comportamiento global del sistema sismorresistente, asumiendo que las conexiones han sido adecuadamente diseñadas y detalladas para no constituir el mecanismo gobernante de la respuesta estructural. Bajo esta hipótesis, la disipación de energía se concentra en el comportamiento inelástico axial de las diagonales, mientras que las conexiones actúan como elementos de transmisión de esfuerzos. Cabe destacar que, si bien la NCh2369.Of2003 no establece explícitamente un enfoque de diseño por capacidad, la verificación del desempeño estructural bajo los criterios de la NCh2369:2025 supone que las conexiones no limitan el desarrollo del mecanismo inelástico esperado. En consecuencia, los resultados del análisis deben interpretarse bajo la condición de conexiones con capacidad suficiente para acompañar la respuesta inelástica de las diagonales sin fallas prematuras.

5.2.1.2 Modelación de la Placa Base y Pernos de Anclaje

El modelo estructural no incorpora de forma explícita la no linealidad asociada al sistema de placa base y pernos de anclaje en la conexión columna-fundación. En particular, no se consideran mecanismos tales como el levantamiento de la placa base, la plastificación o rotura de los pernos de anclaje, el deslizamiento por fricción ni la degradación cíclica de la rigidez rotacional en la base de las columnas. En su lugar, la conexión columna-fundación se idealiza mediante condiciones de apoyo convencionales, adoptándose en el modelo un apoyo simplemente apoyado en la base de las columnas. Este tipo de idealización es habitual en los modelos globales de análisis estructural, particularmente en evaluaciones donde el interés principal se centra en la respuesta global del sistema resistente y en el comportamiento inelástico de los elementos fusibles, en este caso los arriostramientos.

Esta simplificación se adopta además considerando que la estructura analizada corresponde a un diseño original desarrollado conforme a la NCh2369.Of2003, normativa que promueve un comportamiento dúctil del sistema de anclaje. En la práctica, los pernos de anclaje sometidos a tracción pueden desarrollar fluencia antes de alcanzar su resistencia última, permitiendo la aparición de deformaciones inelásticas visibles y reparables en el sistema de anclaje. Este comportamiento dúctil contribuye a evitar modos de falla frágiles en la conexión columna-fundación.

No obstante, desde el punto de vista de la simulación del comportamiento sísmico, la incorporación explícita de la no linealidad del sistema de placa base y pernos de anclaje podría permitir una representación más detallada de la interacción entre la columna y la fundación, particularmente bajo solicitaciones cíclicas severas. Por esta razón, la modelación no lineal del sistema de anclaje se identifica como un aspecto relevante que podría ser abordado en estudios futuros.

5.2.2 Definición y Localización de los Elementos No Lineales en el Modelo

En el modelo estructural no lineal se considera comportamiento inelástico en los elementos fusibles del sistema, correspondientes a los arriostramientos, los cuales se modelan mediante elementos no lineales formulados a partir de curvas fuerza-deformación calibradas mediante la extrapolación de resultados experimentales capaces de reproducir su respuesta cíclica bajo tracción y compresión. Por su parte, las columnas se modelan incorporando rótulas plásticas en los extremos únicamente como mecanismo de control en caso de incursión en el rango no lineal, como se puede observar en la **Figura 19.**

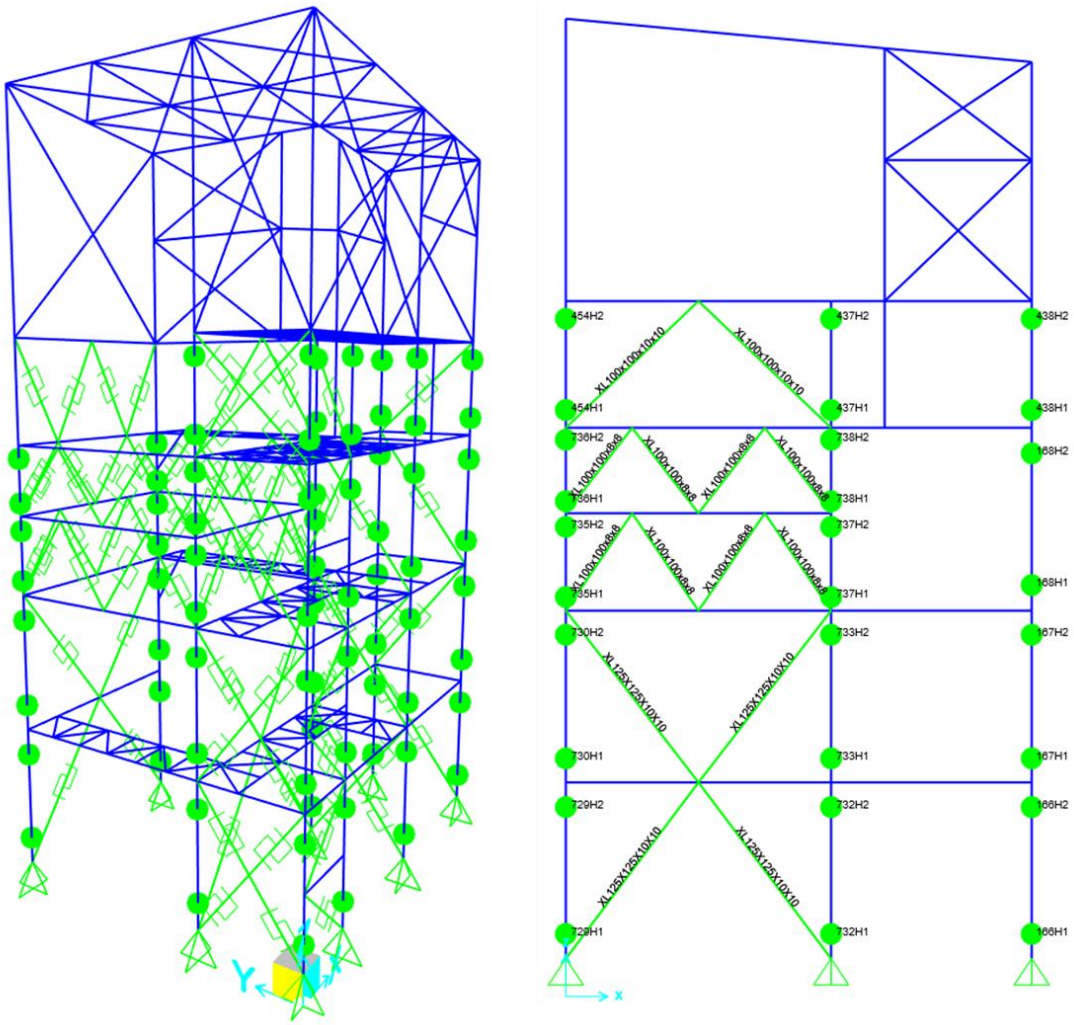


Figura 19: Identificación de elementos modelados no linealmente

Esta definición permite concentrar la disipación de energía en los elementos previstos para dicho fin, manteniendo la estabilidad global del sistema estructural. En contraste, los puntales y elementos secundarios asociados al sistema de arriostramiento horizontal se consideran elásticos en este trabajo. De este modo, la modelación adoptada concentra la respuesta inelástica en los elementos destinados a disipar energía (arriostramientos verticales) y mantiene un comportamiento esencialmente elástico en los componentes gravitacionales, resultando consistente con el mecanismo de falla esperado del sistema y con los objetivos del análisis comparativo desarrollado en este estudio.

5.2.3 Análisis Dinámico No Lineal Tiempo-Historia (THNL)

El análisis dinámico no lineal tiempo-historia se determina mediante integración directa paso a paso de las ecuaciones de movimiento, utilizando el esquema de integración numérica Hilber-Hughes-Taylor (HHT) implementado en SAP2000. Este método permite capturar de manera estable la respuesta no lineal del sistema estructural bajo registros sísmicos reales, incorporando adecuadamente los efectos de amortiguamiento numérico y la evolución de las no linealidades del modelo.

Los parámetros del algoritmo HHT adoptados en el análisis corresponden a los valores por defecto del programa, los cuales garantizan estabilidad independiente del tamaño del paso de integración y son adecuados para análisis dinámicos no lineales de estructuras de acero bajo solicitaciones sísmicas de gran magnitud.

5.2.4 Criterios de Aceptación

De acuerdo con la normativa vigente, la evaluación sísmica mediante análisis no lineal tiempo-historia (THNL) requiere verificar que la respuesta estructural sea compatible con los objetivos de desempeño definidos por la norma para los dos niveles de intensidad sísmica que presenta (Sismo de Diseño y Sismo Máximo Posible). Para ello, la norma distingue implícitamente entre criterios de aceptación globales, asociados al comportamiento del sistema estructural como un todo, y criterios de aceptación locales, asociados al comportamiento de elementos y componentes individuales. Sin embargo, la presente norma no establece valores cuantitativos para dichos criterios en análisis no lineales avanzados, sino que exige que estos sean definidos y justificados a nivel de proyecto, pudiendo apoyarse en modelos numéricos calibrados, evidencia experimental o documentación técnica reconocida internacionalmente. En este contexto, el presente trabajo al no tener criterios de desempeño del proyecto adopta un enfoque consistente con la norma chilena, complementando su marco conceptual con criterios cuantitativos provenientes de estándares internacionales reconocidos, particularmente ASCE/SEI 41-17, tal como lo permite y recomienda explícitamente la normativa en sus comentarios.

5.2.4.1 Criterios de Aceptación Globales

Los criterios de aceptación globales evalúan el comportamiento del sistema estructural como un conjunto, en relación con el objetivo de desempeño exigido por la norma para cada nivel sísmico considerado:

- **Nivel de Diseño**: Se asocia al objetivo de Continuidad Operacional (CO) asociado a deformaciones globales moderadas y ausencia de daño que impida el uso funcional de la estructura posterior a un sismo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.
- **Nivel Máximo Posible**: Se asocia al objetivo de Protección de Vida (PV), orientado a la prevención del colapso estructural, aun cuando se admitan daños significativos, asociado a un sismo con una probabilidad de excedencia del 10% en 100 años.

En este estudio, la aceptación global se verifica mediante los siguientes aspectos:

1. Derivas globales de entrepiso y deformaciones horizontales totales, considerando tanto sus valores máximos como su distribución en la altura, con el fin de identificar concentraciones excesivas de deformación incompatibles con el sistema estructural adoptado.
2. Cumplimiento del corte basal mínimo, verificando que el máximo valor absoluto del corte basal obtenido durante el análisis no lineal tiempo-historia sea superior al corte basal mínimo de diseño exigido por la norma, es decir, para cada registro sísmico se determina el valor máximo del corte basal THNL debe ser mayor que Q_0^{min}.

Estos criterios no se evalúan de forma aislada, sino a través de una interpretación conjunta de la respuesta estructural, coherente con el objetivo de desempeño definido para cada nivel sísmico.

5.2.4.2 Criterios de aceptación Locales

Los criterios de aceptación locales evalúan el comportamiento de elementos y componentes individuales, considerando el rol estructural que cada uno cumple dentro el sistema resistente. La norma NCh2369:2025 distingue entre:

- **Elementos fusibles o controlados por deformación**: Diseñados para disipar energía mediante comportamiento inelástico controlado.
- **Elementos no fusibles o controlados por fuerza**: En los cuales no se desea incursión significativa en el rango inelástico debido a que son elementos críticos del sistema.

Para los elementos fusibles, dado que la normativa chilena no establece límites cuantitativos explícitos para la aceptación local en análisis no lineales tiempo-historia (THNL), en este trabajo dichos límites se definen mediante referencia al estándar ASCE 41-17, reconocido por la NCh2369 como documentación técnica válida para este propósito. En particular, el comentario *C5.10.4.4* indica que, para estructuras industriales, los límites de aceptación para el nivel de Sismo de Diseño (SD) pueden aproximarse al 50% de los límites de Seguridad de Vida (LS) definidos en ASCE 41-17, mientras que para el nivel de Sismo Máximo Posible (SMP) resulta razonable utilizar directamente los límites LS establecidos por dicho estándar.

En consecuencia, la aceptación local de los elementos fusibles se evalúa comparando las deformaciones máximas obtenidas del análisis THNL, reducidas por el factor de importancia estructural I = 1.2 (considerado en este estudio), con los límites correspondientes definidos por ASCE 41-17. La determinación de los límites IO, LS y CP se realizó conforme a los criterios establecidos en la Tabla 9-8 del ASCE 41-17 para componentes estructurales de acero sometidos a cargas axiales, considerando tanto el comportamiento en tracción como en compresión, debido a la respuesta no lineal diferenciada que presentan estos elementos en cada caso. Detalle de estos cálculos en **Anexos.**

Inicialmente se definieron las propiedades geométricas de la sección analizada, incluyendo área bruta, módulo de elasticidad, límite de fluencia y longitud efectiva. Con estos datos se calculó la resistencia tracción $P_y = F_y A_g$ y la deformación axial asociada a la fluencia Δ_T, la cual sirve como parámetro base para los límites de aceptación en tracción. Para la compresión, se determinó la resistencia nominal considerando los efectos de pandeo mediante el cálculo del esfuerzo de pandeo elástico de Euler y el esfuerzo crítico de pandeo reducido. A partir de la resistencia a compresión P_c, se obtuvo la deformación axial correspondiente Δ_c, que constituye el parámetro de referencia para los límites en compresión. Una vez definidas Δ_T y Δ_c, se aplicaron los coeficientes indicados por ASCE 41-17 para obtener los valores de deformación asociados a los niveles IO, LS y CP.

Para la definición específica de los límites de Continuidad Operacional (CO) y Protección de Vida (LS), se utilizaron directamente los valores de deformación establecidos en ASCE 41-17 para el nivel Life Safety (LS), calculados previamente como múltiplos de la deformación de referencia del elemento (Δ_T en tracción y Δ_c en compresión). El límite efectivo de CO se determinó como:

$$CO = \frac{0.5\ LS}{I} \qquad (24)$$

Por su parte, para el nivel de Sismo Máximo Posible (SMP), el criterio de aceptación adoptado corresponde directamente al límite LS definido por ASCE 41-17. De este modo, los niveles de desempeño quedaron definidos de manera coherente con la normativa nacional y con los criterios internacionales de evaluación no lineal, manteniendo consistencia entre la demanda y los límites de aceptación empleados.

Para los elementos no fusibles o controlados por fuerza, la aceptación local se evaluó mediante la comparación directa entre las demandas máximas obtenidas del análisis tiempo-historia no lineal (THNL) y las capacidades resistentes del elemento, definidas en función del modo de falla esperado. En particular, para aquellos casos en que el modo de falla potencial se asocia a mecanismos no dúctiles, tales como inestabilidad global o local, se adoptan capacidades nominales, en concordancia con los criterios establecidos en el *Art. 5.10.4.4* de la NCh2369:2025.

En el caso de las columnas, estas fueron consideradas como elementos controlados por fuerza, en los cuales no se busca el desarrollo de comportamiento inelástico significativo. Si bien la clasificación normativa depende del modo de falla esperado y no exclusivamente del tipo de elemento, se adoptó un enfoque conservador, considerando capacidades nominales, dado que los mecanismos de falla relevantes en columnas pueden estar asociados a fenómenos de inestabilidad que no garantizan un comportamiento dúctil. El FU se evaluó considerando la interacción entre carga axial y momento desarrollados durante el análisis dinámico no lineal, en cada instante del registro sísmico se obtuvieron las historias de tiempo de la carga axial P(t) y del momento flector en ambos ejes M2(t) y M3(t) de la sección analizada.

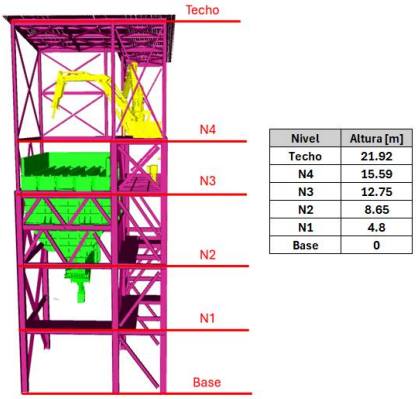
La capacidad resistente del elemento se definió previamente mediante la resistencia nominal a compresión P_n y las resistencias nominales a flexión de la sección, determinadas a partir de las propiedades geométricas del perfil. A partir de estas capacidades, el nivel de solicitación del elemento se evaluó mediante la relación entre las demandas instantáneas y las capacidades resistentes correspondientes.

5.2.5 Resultados

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a partir del análisis dinámico no lineal tiempo-historia, considerando los 11 registros sísmicos seleccionados y escalados conforme a la NCh2369:2025. Los resultados se analizaron para los niveles de Sismo de Diseño (SD) y Sismo Máximo Posible (SMP), utilizando como parámetros de evaluación los valores máximos y, cuando corresponda, los valores promedio de respuesta, de acuerdo con lo permitido por la normativa vigente.

5.2.5.1 Respuesta Global de la Estructura

Con el fin de evaluar la respuesta global de la estructura, se definieron previamente los niveles de referencia a partir de los cuales se analizaron las deformaciones laterales y derivas de entrepiso. En la **Figura 20** se presenta un esquema de elevación del edificio, donde se identifican los niveles considerados en el análisis, junto con sus respectivas alturas medidas respecto al nivel basal.



Nivel	Altura [m]
Techo	21.92
N4	15.59
N3	12.75
N2	8.65
N1	4.8
Base	0

Figura 20: Esquema de elevación del edificio y definición de niveles de control para la evaluación de la respuesta estructural

A partir de los niveles de referencia se determinaron las derivas máximas de entrepiso de los 11 registros sísmicos utilizados y los desplazamientos horizontales totales, obtenidos del análisis dinámico no lineal tiempo-historia (THNL). Dichos resultados se calcularon a partir de la envolvente máxima de respuesta

y se compararon posteriormente con los resultados del análisis lineal-elástico y con el límite normativo de deriva global. A continuación, se muestran los resultados obtenidos.

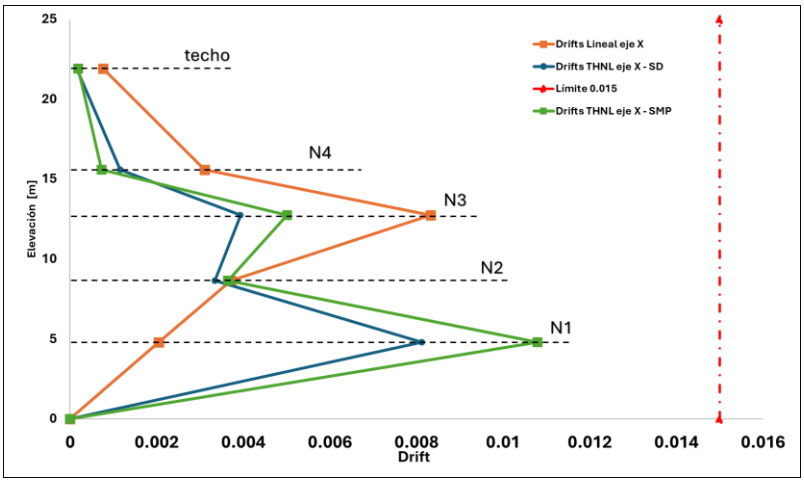


Gráfico 4: Comparación de derivas de entrepiso en dirección X

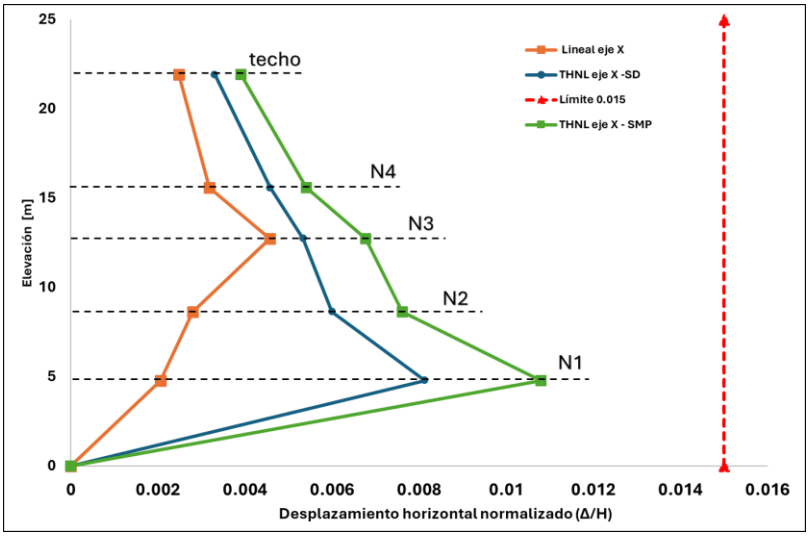


Gráfico 5: Perfil de desplazamientos horizontales normalizados respecto al nivel basal en dirección X

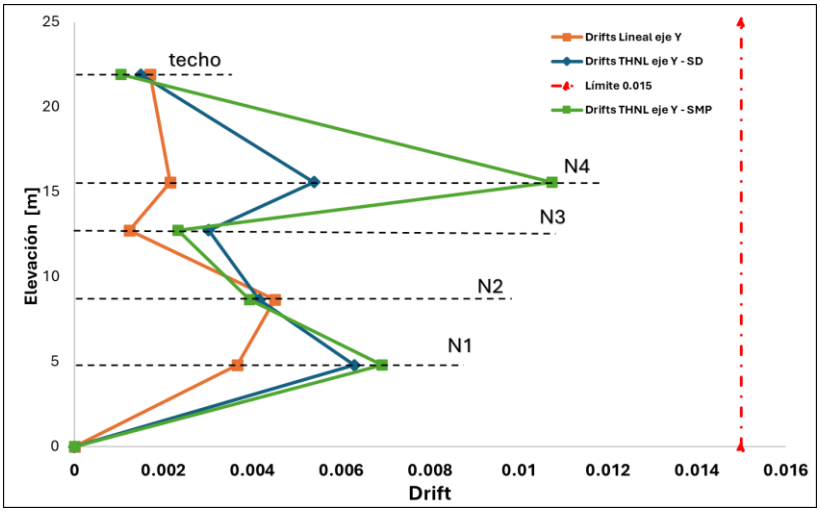


Gráfico 6: Comparación de derivas de entrepiso en dirección Y

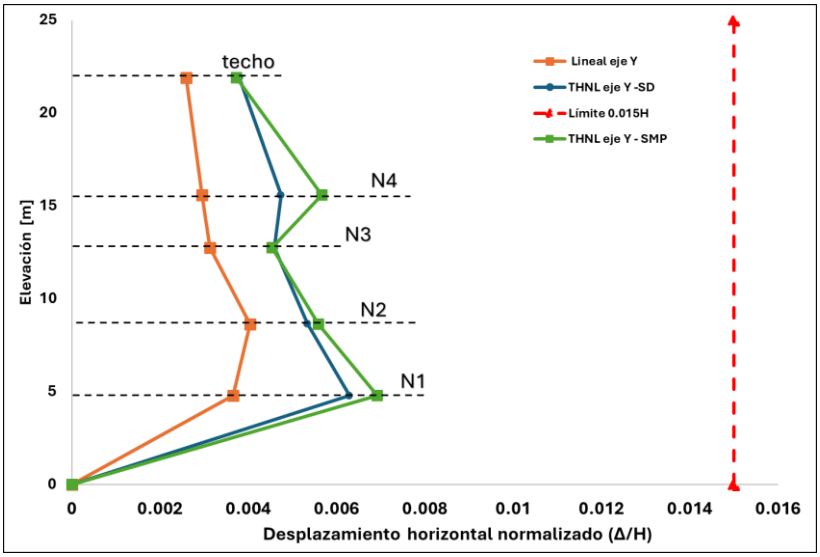


Gráfico 7: Perfil de desplazamientos horizontales normalizado respecto al nivel basal en dirección Y

En el **Gráfico 4** y **Gráfico 6** se presentan el perfil de deriva máxima de entrepiso en las direcciones X e Y, respectivamente, obtenido a partir de la envolvente de respuesta de los 11 registros sísmicos utilizados en el análisis dinámico no lineal (THNL). A partir de los perfiles mostrados en los gráficos, se observa que las derivas obtenidas mediante análisis dinámico no lineal son, en general, mayores que aquellas derivadas del análisis lineal-elástico. Este comportamiento es consistente con la reducción de rigidez efectiva del sistema estructural producto del desarrollo de comportamiento inelástico en los elementos fusibles, particularmente en los arriostramientos, lo que conduce a un incremento de las deformaciones laterales del sistema.

Como referencia se incorpora el límite de deriva de 0.015h, representado mediante la línea roja punteada, valor que corresponde al límite adoptado para estructuras industriales de acero en Chile y que se utiliza como criterio de verificación para asegurar que las deformaciones globales del sistema estructural se mantengan dentro de rangos compatibles con un comportamiento estructural estable.

De acuerdo con los resultados obtenidos, las derivas máximas de entrepiso se mantienen por debajo de dicho límite en ambas direcciones analizadas, lo que indicaría que la respuesta estructural cumpliría teóricamente con el criterio de control global de deformaciones establecido por la normativa.

En el **Gráfico 5** y **Gráfico 7** se presentan el perfil de desplazamientos horizontales normalizados respecto al nivel basal para las direcciones X e Y, respectivamente. En ambos casos se observa que los desplazamientos aumentan progresivamente con la altura, alcanzando su valor máximo en el nivel de techo, lo que resulta consistente con una respuesta estructural dominada por el primer modo de vibración. Asimismo, se aprecia que los desplazamientos obtenidos mediante el análisis dinámico no lineal son mayores que aquellos derivados del análisis lineal-elástico, lo cual se explica por la reducción de rigidez efectiva del sistema producto del desarrollo de comportamiento inelástico en los elementos fusibles. Finalmente, los desplazamientos correspondientes al nivel de Sismo Máximo Posible (SMP) resultan superiores a los obtenidos para el Sismo de Diseño (SD), en concordancia con el mayor nivel de demanda sísmica considerado.

Continuando con la respuesta global, en la **Tabla 11** presenta la verificación del corte basal mínimo para cada uno de los registros sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal. Se observó que, tanto para el nivel de Sismo de Diseño como para el Sismo Máximo Posible, los valores máximos de corte basal obtenidos en el análisis tiempo-historia superaron el valor mínimo exigido por la normativa. Este criterio se evalúa considerando el valor máximo del corte basal desarrollado durante cada registro sísmico, ya que en un análisis tiempo-historia la respuesta estructural varía continuamente en el tiempo. De esta manera, se verifica que los registros sísmicos utilizados generan niveles de demanda estructural iguales o superiores al umbral mínimo establecido por la normativa.

Tabla 11: Verificación del corte basal mínimo mediante análisis no lineal (NLTH) para SD y SMP

-	NIVEL	ID	Qx_max [Tonf]	Qy_max [Tonf]	Qmax [Tonf]	Qmax/Qmin	Estado
1	SD	94	-127.4	-140.0	140.0	3.2	OK
2	SD	98	153.7	146.6	153.7	3.5	OK
3	SD	305	126.2	-166.8	166.8	3.8	OK
4	SD	301	-136.5	151.8	151.8	3.5	OK
5	SD	365	123.6	-164.2	164.2	3.7	OK
6	SD	371	162.4	-145.3	162.4	3.7	OK
7	SD	515	-171.2	-114.1	171.2	3.9	OK
8	SD	993	-133.0	132.4	133.0	3.0	OK
9	SD	1020	142.1	139.0	142.1	3.2	OK
10	SD	1026	-148.2	-130.3	148.2	3.4	OK
11	SD	1319	168.0	147.8	168.0	3.8	OK
1	SMP	87	173.9	147.7	173.9	4.0	OK
2	SMP	88	154.2	-151.0	154.2	3.5	OK
3	SMP	93	154.0	-163.6	163.6	3.7	OK
4	SMP	94	-127.0	-162.1	162.1	3.7	OK
5	SMP	98	-162.7	150.4	162.7	3.7	OK
6	SMP	301	-182.0	-165.5	182.0	4.2	OK
7	SMP	303	-163.4	-126.4	163.4	3.7	OK
8	SMP	314	179.3	-153.8	179.3	4.1	OK
9	SMP	515	-188.0	-138.9	188.0	4.3	OK
10	SMP	1020	-160.1	150.8	160.1	3.7	OK
11	SMP	1319	-180.7	-150.5	180.7	4.1	OK

En el **Gráfico 8 y Gráfico 9** se presenta el corte basal correspondiente al registro ID515, el cual genera la mayor demanda entre los 11 registros sísmicos considerados (el resto de los gráficos se presentan en **Anexos**). En este caso, el corte basal máximo alcanza valores del orden de 171 [Tonf] para SD y 188 [Tonf] para SMP en la dirección X, ampliamente superiores al valor mínimo exigido por la norma. La diferencia relativamente pequeña entre los cortes basales máximos obtenidos para SD y SMP estaría indicando que el sistema estructural comenzó a desarrollar comportamiento inelástico para niveles cercanos al sismo de diseño. En consecuencia, el incremento de intensidad sísmica entre SD y SMP se traduce principalmente en mayores deformaciones laterales, es decir, en una mayor demanda de ductilidad, mientras que las fuerzas globales del sistema no aumentan considerablemente producto de la incursión en el rango plástico.

En base a estos resultados, se puede concluir que la estructura posee una resistencia lateral suficiente y que el criterio normativo de corte basal mínimo se cumple holgadamente para el nivel de Sismo de Diseño y Máximo Posible, en concordancia con el carácter rígido del sistema arriostrado adoptado. El total de gráficos de corte basal para todos los registros analizados se presenta en los **Anexos.**

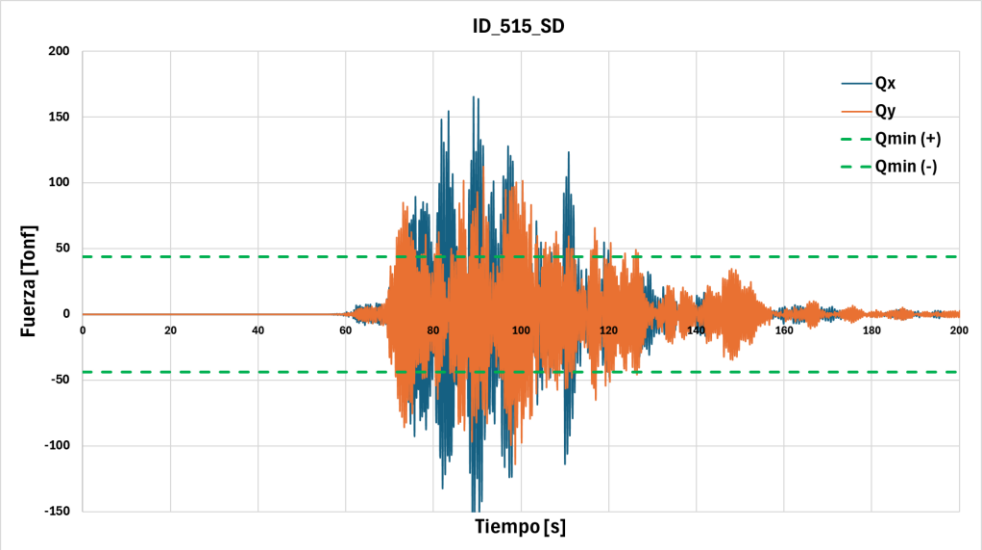


Gráfico 8: Corte basal en direcciones X e Y correspondiente al registro ID_515, caso más exigente entre los registros analizados para SD

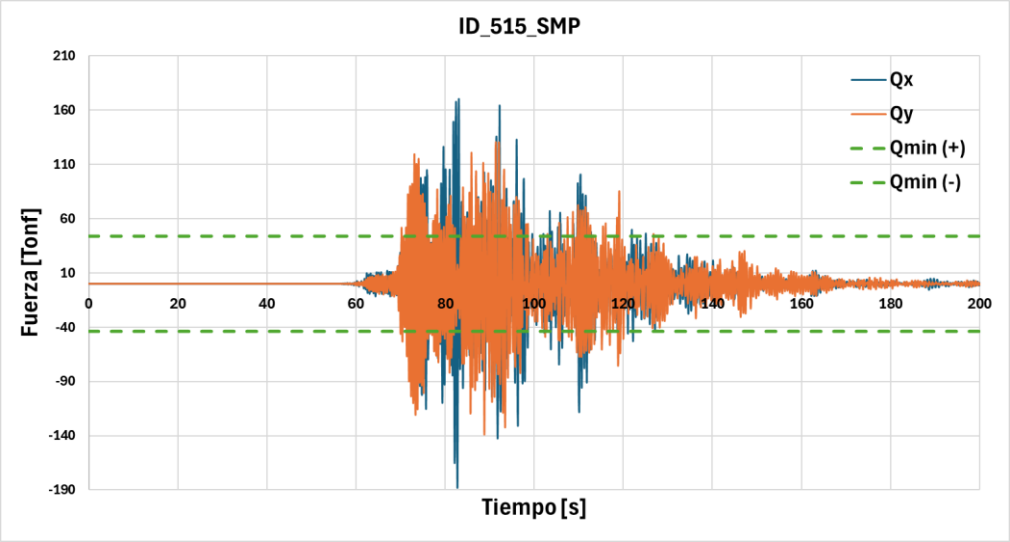


Gráfico 9: Corte basal en direcciones X e Y correspondiente al registro ID_515, caso más exigente entre los registros analizados para SMP

5.2.5.2 Niveles de Aceptación y Respuestas de los Elementos Fusibles (Arriostramientos)

La verificación del desempeño de los elementos fusibles se realizó considerando la respuesta obtenida en todos los arriostramientos del modelo estructural para los 11 registros sísmicos analizados, tanto para el nivel de Sismo de Diseño (SD) como para el Sismo Máximo Posible (SMP). En la **Figura 21** se presenta los ejes globales, columna y marcos con mayor demanda por dirección de análisis, seleccionados para la evaluación detallada de su desempeño.

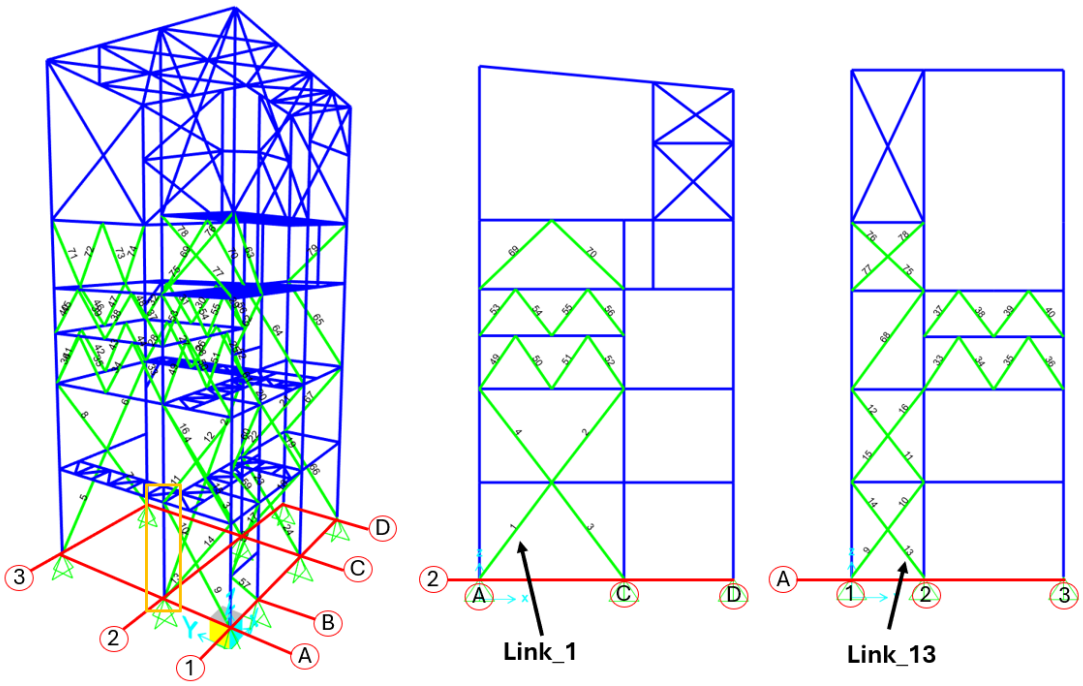


Figura 21: Marcos y columna crítica identificados para la evaluación los elementos fusibles y no fusibles

Con el fin de sintetizar los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal, para cada registro sísmico se determinó el valor máximo del parámetro de respuesta de interés a lo largo de la historia de respuesta. Posteriormente, a partir de estos valores máximos individuales, se calculó el valor promedio considerando el conjunto de los 11 registros sísmicos analizados. De acuerdo con lo establecido en la

NCh2369:2025, *Art 5.10.2.2*, cuando se dispone de siete o más análisis de respuesta en el tiempo, se permite utilizar para el diseño y/o verificación el valor promedio de la respuesta del parámetro de interés. En concordancia con este criterio, los resultados se presentan considerando el promedio y los valores máximos obtenidos para cada registro.

A partir de los resultados obtenidos, se identificó que, en la dirección X en el EJE 2, el Link_1 (XL 125x125x10x10) corresponde al elemento que desarrolló la mayor deformación axial en compresión para ambos niveles de intensidad sísmica, por lo que se adoptó como elemento representativo para el análisis detallado en dicha dirección. Para la dirección Y, las mayores demandas se identificaron en el EJE A, específicamente en el Link_13 (XL 100x100x8x8), el cual presenta la mayor deformación axial en compresión bajo dicha dirección.

Cabe señalar que, para los elementos fusibles, las deformaciones obtenidas en tracción durante los análisis dinámicos no lineales resultaron significativamente inferiores a estos valores límite. Por esta razón, dichas verificaciones no se incluyen en los gráficos de resultados, concentrándose la discusión en el caso de compresión, que corresponde al estado más demandante para los elementos analizados. Los cálculos y detalles completos se presentan de manera complementaria en los **Anexos.**

Para efectos de referencia, el caso de tracción, los límites de aceptación obtenidos para el Link_1 (XL 125x125x10x10) a partir de los criterios de ASCE/SEI 41-17 corresponden a:

- IO = 3.13 [mm] ; IO = Immediate Occupancy
- CO = 23.44 [mm] ; CO = Continuidad Operacional - (Chile)
- LS = 56.25 [mm] ; LS = Life Safety
- CP = 75.00 [mm] ; CP = Collapse Prevention

Y para el Link_13 (XL 100x100x8x8), los límites de aceptación a tracción corresponden a:

- IO = 1.56 [mm]
- CO = 11.72 [mm]
- LS = 28.13 [mm]
- CP = 37.50 [mm]

A continuación, se presentan las máximas deformaciones axiales en compresión obtenidas para los 11 registros sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal, correspondientes al Link_1 bajo el nivel de Sismo de Diseño (SD). Los valores reportados corresponden a las deformaciones máximas alcanzadas durante cada historia de tiempo, permitiendo identificar los casos más demandantes dentro del conjunto de registros analizados.

Tabla 12: Máximas deformaciones axiales a compresión para Link_1 - SD

Link_1	Máxima deformación	
	-	mm
1	ID 301	-10.9
2	ID 94	-3.1
3	ID 98	-13.1
4	ID 305	-13.4
5	ID 365	-10.6
6	ID 371	-15.2
7	ID 515	-18.4
8	ID 993	-13.6
9	ID 1020	-12.3
10	ID 1026	-14.9
11	ID 1319	-16.0
PROMEDIO		-12.9
limite CO (I=1.2)		-12.2

Con el fin de ilustrar el comportamiento no lineal de los arriostramientos, se presentan únicamente tres historias de respuesta correspondientes a los casos que desarrollaron las mayores deformaciones axiales dentro del conjunto de registros analizados tanto para SD como SMP. Estos casos fueron seleccionados a partir de la envolvente de deformaciones obtenida en el análisis dinámico no lineal, identificándose como representativos de las condiciones más demandantes del sistema estructural.

La presentación de tres respuestas permite visualizar con claridad el desarrollo del comportamiento inelástico del elemento, evitando sobrecargar la interpretación gráfica con un número elevado de curvas. Los registros restantes presentan patrones de respuesta similares y niveles de deformación menores. A continuación, se muestran los resultados correspondientes a la dirección X.

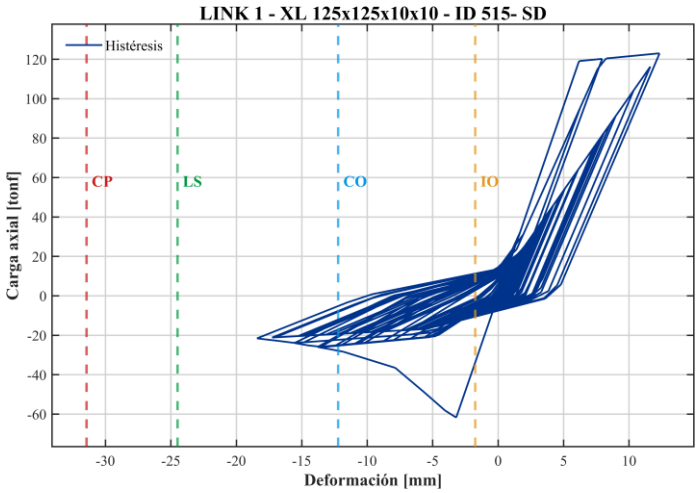


Gráfico 10: Curva fuerza-deformación del arriostre Link_1 (ID515) - Sismo de Diseño

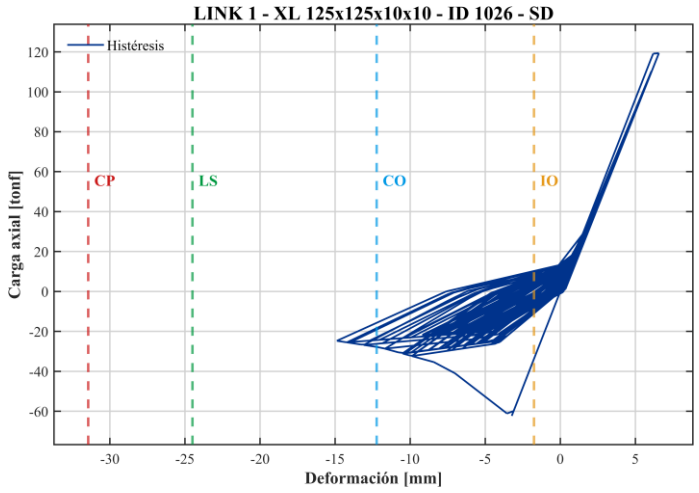


Gráfico 11: Curva fuerza-deformación del arriostre Link_1 (ID1026) - Sismo de Diseño

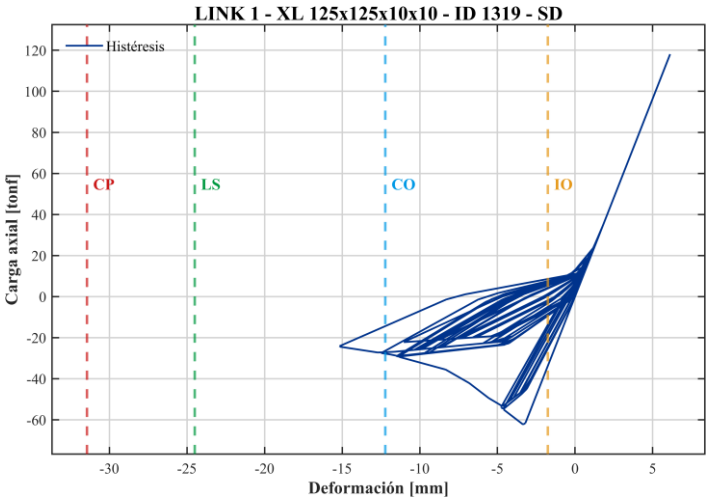


Gráfico 12: Curva fuerza-deformación del arriostre Link_1 (ID1319) - Sismo de Diseño

A continuación, se presentan las máximas deformaciones axiales en compresión obtenidas para los 11 registros sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal, correspondientes al Link_1 bajo el nivel de Sismo Máximo Posible (SMP).

Tabla 13: Máximas deformaciones axiales a compresión para Link_1 - SMP

Link_1	Máxima deformación	
	-	mm
1	ID 301	-18.9
2	ID 87	-21.5
3	ID 88	-18.9
4	ID 93	-17.2
5	ID 94	-9.6
6	ID 98	-19.9
7	ID 303	-17.4
8	ID 314	-22.5
9	ID 515	-30.1
10	ID 1020	-14.8
11	ID 1319	-17.6
PROMEDIO		-18.9
limite LS (I=1.2)		-24.5

A continuación, se presentan los resultados correspondientes a los tres registros con mayor deformación.

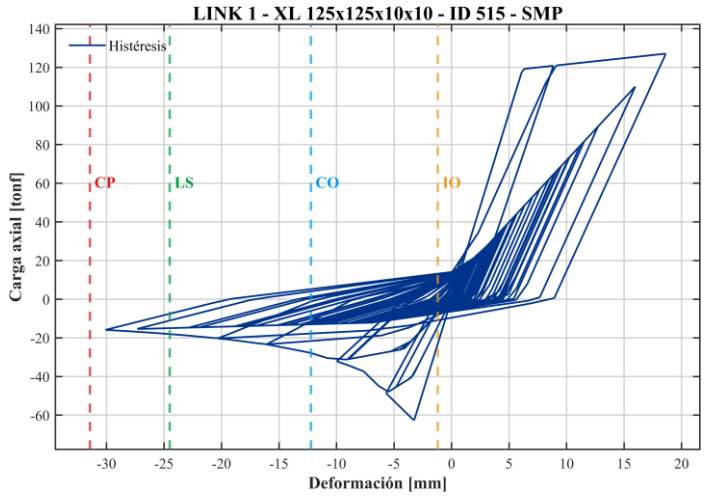


Gráfico 13: Curva fuerza-deformación del arriostre Link_1 (ID515) - Sismo Máximo Posible

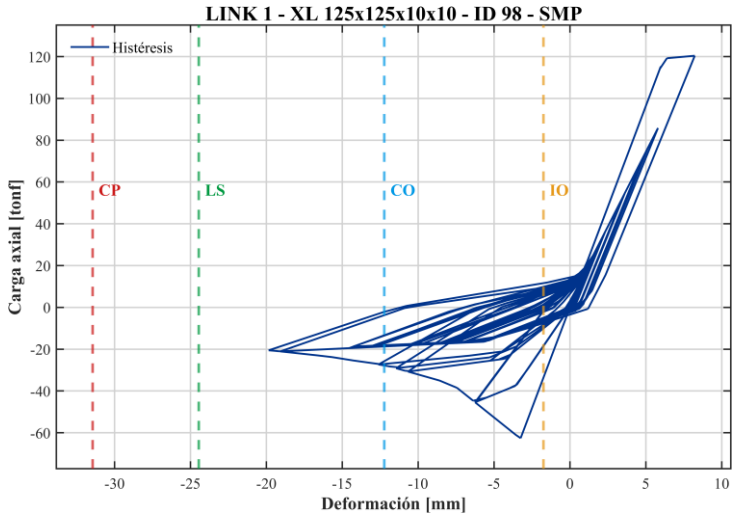


Gráfico 14: Curva fuerza-deformación del arriostre Link_1 (ID98) - Sismo Máximo Posible

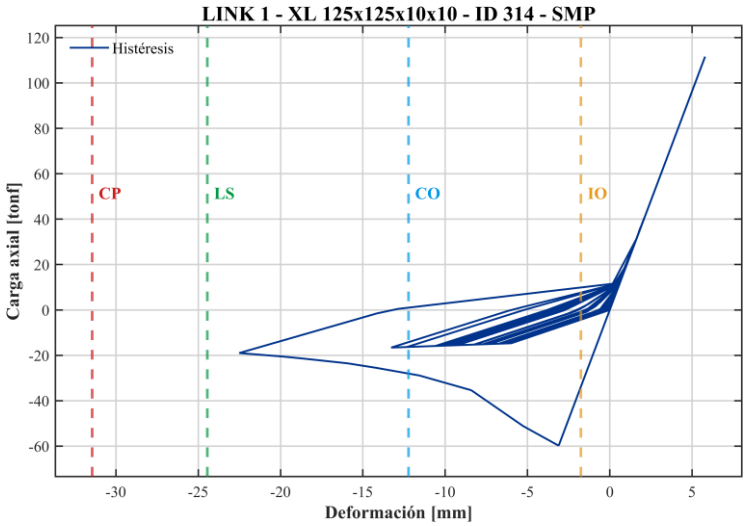


Gráfico 15: Curva fuerza-deformación del arriostre Link_1 (ID314) - Sismo Máximo Posible

De manera análoga al análisis realizado para el Link_1, a continuación, se presentan los resultados correspondientes al elemento más demandado en la dirección Y, identificado como Link_13 en la **Figura 21**. Para este caso se evalúan igualmente las máximas deformaciones axiales obtenidas a partir del análisis dinámico no lineal para el conjunto de registros sísmicos considerados, con el objetivo de verificar el cumplimiento de los límites de aceptación establecidos para los niveles de Sismo de Diseño (SD) y Sismo Máximo Posible (SMP).

En la **Tabla 14**, se presentan los resultados de los 11 registros sísmicos utilizados bajo el nivel de Sismo de Diseño (SD).

Tabla 14: Máximas deformaciones axiales a compresión para Link_13 - SD

Link_13	Máxima deformación	
	-	mm
1	ID 301	-5.9
2	ID 94	-3.1
3	ID 98	-4.1
4	ID 305	-10.4
5	ID 365	-5.2
6	ID 371	-3.4
7	ID 515	-6.7
8	ID 993	-2.0
9	ID 1020	-8.0
10	ID 1026	-12.3
11	ID 1319	-4.8
PROMEDIO		-6.0
limite CO (I=1.2)		-8.5

A continuación, se presentan los gráficos asociados al Sismo de Diseño para el perfil XL 100x100x8x8:

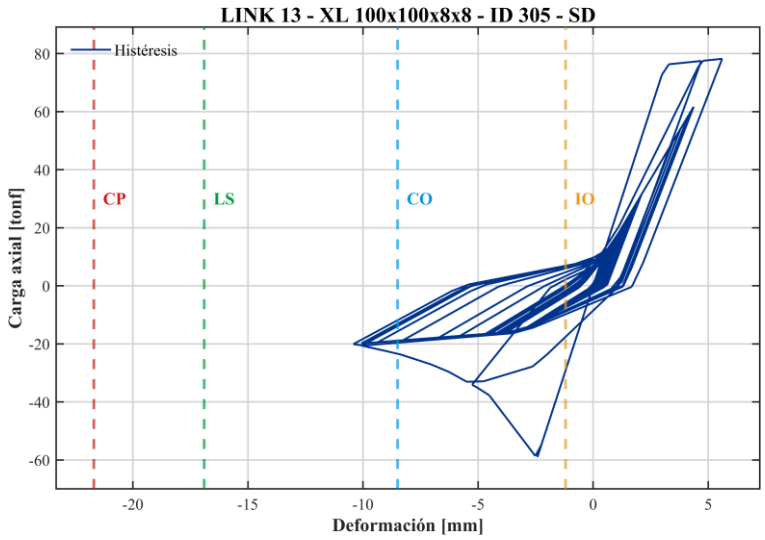


Gráfico 16: Curva fuerza-deformación del arriostre Link_13 (ID305) - Sismo de Diseño

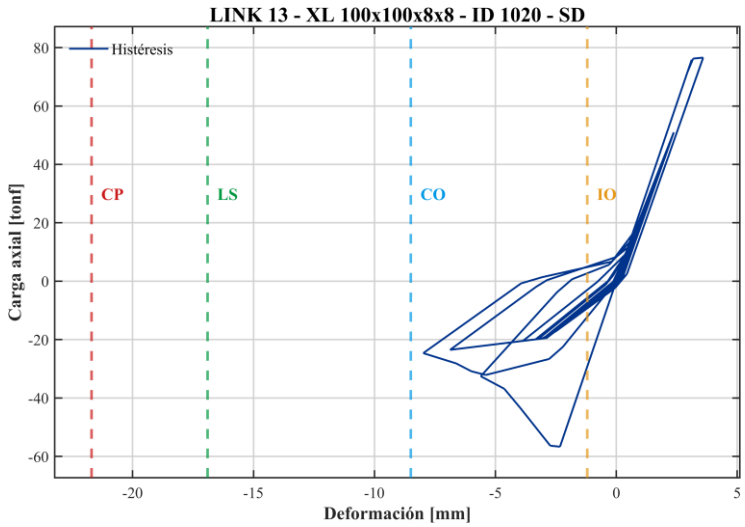


Gráfico 17: Curva fuerza-deformación del arriostre Link_13 (ID1020) - Sismo de Diseño

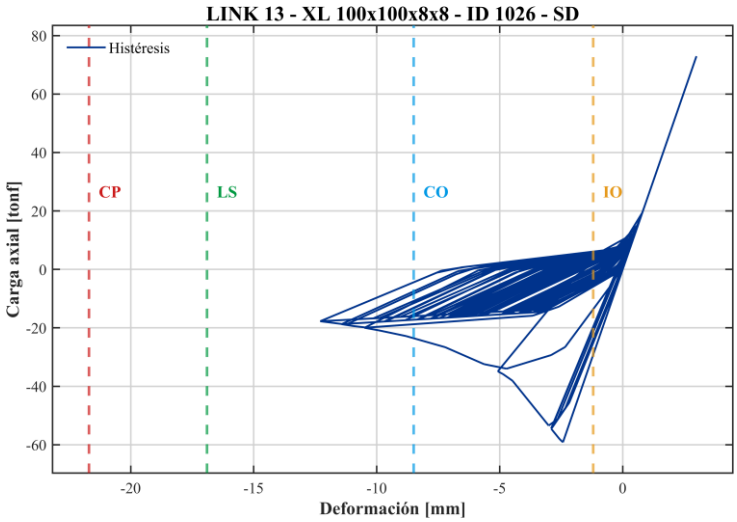


Gráfico 18: Curva fuerza-deformación del arriostre Link_13 (ID1026) - Sismo de Diseño

Para continuar, en la **Tabla 15** se presentan los resultados de los 11 registros sísmicos utilizados bajo el nivel de Sismo Máximo Posible (SMP).

Tabla 15: Máximas deformaciones por registro, Link_13 - SMP

Link_13	Máxima deformación	
	-	mm
1	ID 301	-9.3
2	ID 87	-7.5
3	ID 88	-11.8
4	ID 93	-10.8
5	ID 94	-3.9
6	ID 98	-11.8
7	ID 303	-7.7
8	ID 314	-5.8
9	ID 515	-6.5
10	ID 1020	-7.0
11	ID 1319	-15.2
PROMEDIO		-8.9
limite LS (I=1.2)		-16.9

A continuación, se presentan los tres gráficos asociados al Sismo Máximo Posible.

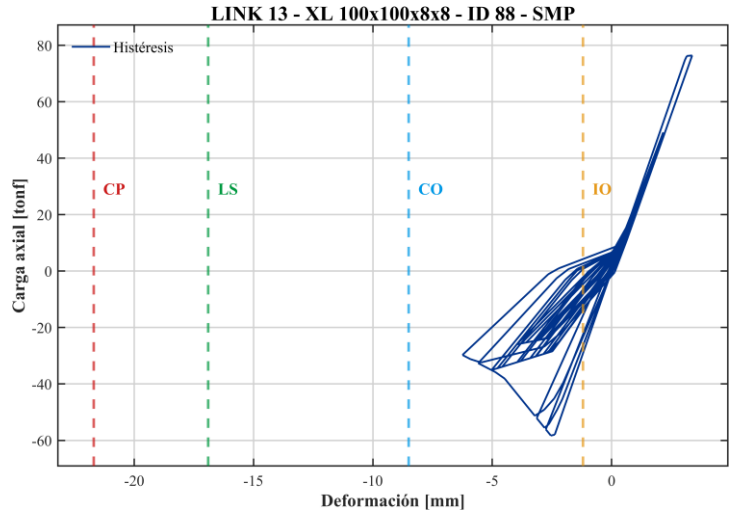


Gráfico 19: Curva fuerza-deformación del arriostre Link_13 (ID88) - Sismo Máximo Posible

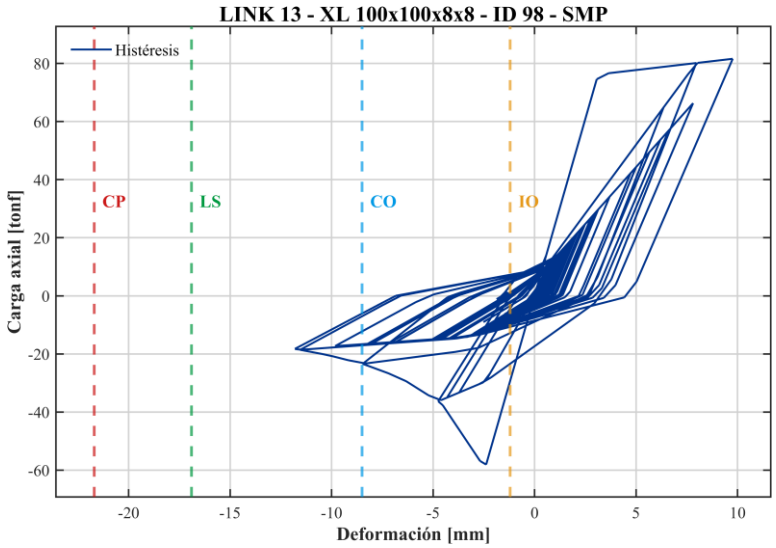


Gráfico 20: Curva fuerza-deformación del arriostre Link_13 (ID98) - Sismo Máximo Posible

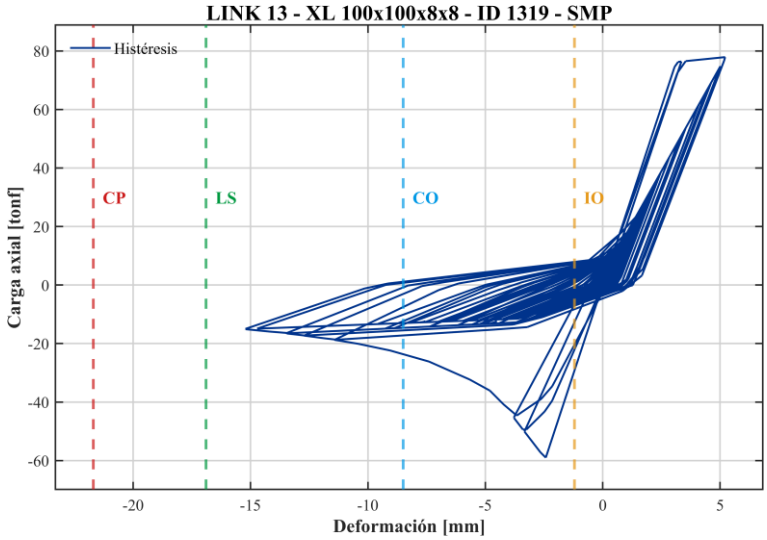


Gráfico 21: Curva fuerza-deformación del arriostre Link_13 (ID1319) - Sismo Máximo Posible

De los resultados, se puede concluir que para el nivel de Sismo de Diseño (SD), el elemento Link_1 presenta un valor promedio de deformación de -12.9 [mm], cercano al límite de desempeño continuidad operacional CO (-12.2 [mm]), mientras que el elemento Link_13 alcanza un promedio de -6.0 [mm], manteniéndose dentro del límite correspondiente (-8.5 [mm]).

Para el nivel de Sismo Máximo Posible (SMP), las demandas aumentan, alcanzando en el caso del Link_1 un promedio de -18.9 [mm], inferior al límite LS (-24.5 [mm]), aunque algunos registros individuales superan dicho valor. De forma similar, el Link_13 presenta un promedio de -8.9 [mm], también inferior al límite LS (-16.9 [mm]).

En términos generales, los resultados indican que las demandas promedio permanecen dentro o muy cerca de los límites de desempeño establecidos para ambos niveles de intensidad sísmica.

5.2.5.3 Respuestas de los Elementos No Fusibles (columnas)

En este apartado se presentan los valores del factor de utilización (FU) obtenidos para las columnas del sistema estructural, con el objetivo de verificar que los elementos no fusibles mantengan un comportamiento esencialmente elástico frente a las demandas sísmicas consideradas.

En la **Tabla 16** y **Tabla 17** se presentan los valores del factor de utilización máximo y del factor de utilización promedio correspondientes a la columna crítica del sistema estructural, para los niveles de Sismo de Diseño (SD) y Sismo Máximo Posible (SMP), respectivamente. La columna más demandada del sistema se localiza en el Eje 2A de la estructura, correspondiente al marco intermedio mostrado en **Figura 21.**

Para el caso del Sismo de Diseño (SD), los valores máximos individuales de FU obtenidos para la columna crítica HN 300x300x22x10 presentaron una variación comprendida entre 0.60 y 1.23, según los registros sísmicos considerados. El valor promedio de los factores de utilización máximo, calculado a partir de los 11 registros, es FU = 0.90 como se muestra a continuación.

Tabla 16: Resultados Columna Eje 2A, para SD

MÁXIMO FU - COLUMNA CRÍTICA - HN 300x300x22x10 - SD		
1	ID 301	0.75
2	ID 94	0.60
3	ID 98	0.85
4	ID 305	0.73
5	ID 365	1.22
6	ID 371	0.81
7	ID 515	1.02
8	ID 993	0.85
9	ID 1020	0.96
10	ID 1026	1.23
11	ID 1319	0.89
PROMEDIO		0.90

A continuación, se presentan los 3 gráficos de los registros con los FU que superan la unidad, es decir, que superan la capacidad nominal de la columna para el Sismo de Diseño. Cabe destacar que los valores de FU se presentan diferenciando los estados de compresión y tracción, donde los valores positivos corresponden a compresión y los negativos a tracción, evaluados considerando la interacción a flexo-compresión de la sección.

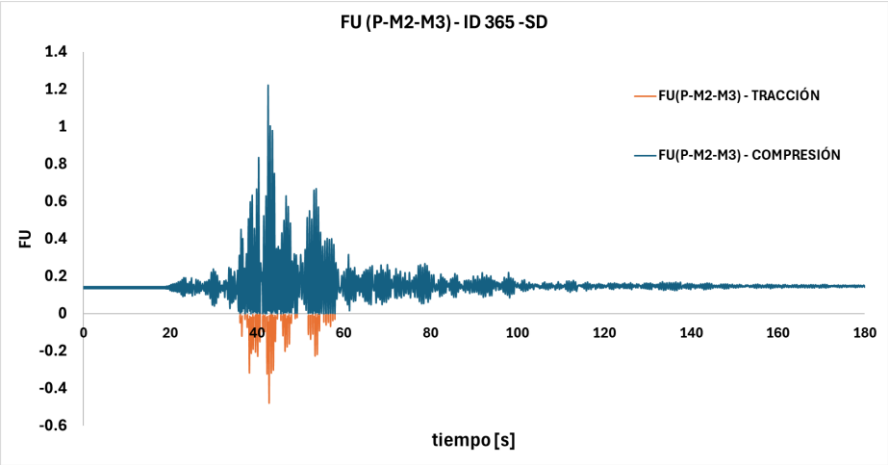


Gráfico 22: Factor de utilización Columna Eje 2A, Registro ID365 - SD

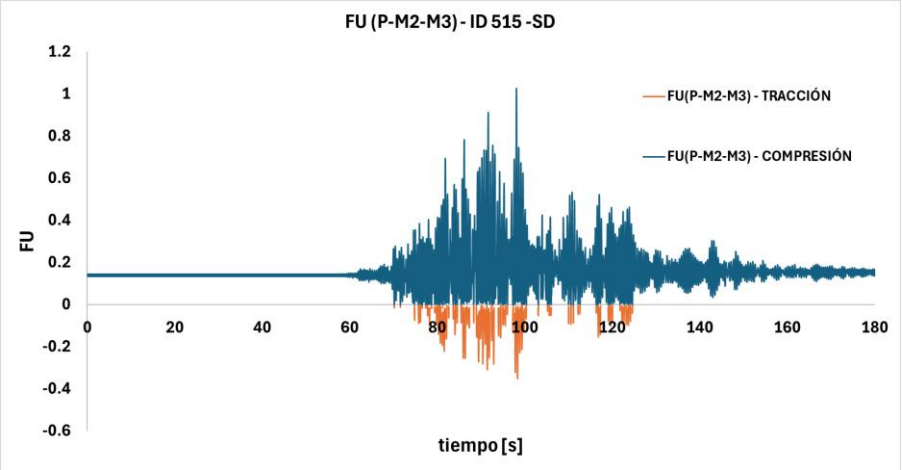


Gráfico 23: Factor de utilización Columna Eje 2A, Registro ID515 - SD

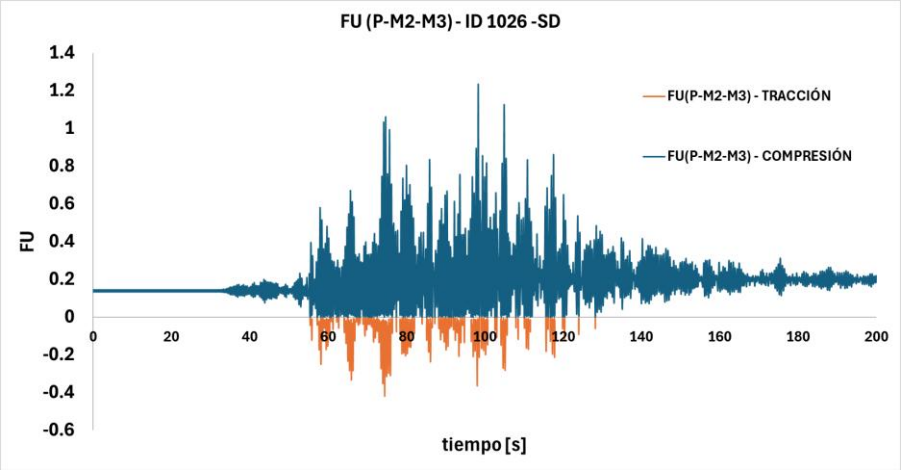


Gráfico 24: Factor de utilización Columna Eje 2A, Registro ID1026 - SD

De manera Análoga, para el caso del Sismo Máximo Posible (SMP) los valores máximos individuales de FU obtenidos para la columna crítica HN 300x300x22x10 presentaron una variación comprendida entre 0.61 y 1.61 según los registros sísmicos considerados. El valor promedio de los factores de utilización máximos, calculados a partir de los 11 registros, es FU = 1.1 como se muestra a continuación:

Tabla 17: Resultados Columna Eje 2A, para SMP

MÁXIMO FU (P-M2-M3) - COLUMNA CRÍTICA - HN 300x300x22x10 - SMP		
1	ID 515	1.29
2	ID 1319	1.14
3	ID 1020	1.15
4	ID 314	0.87
5	ID 303	1.61
6	ID 301	0.92
7	ID 88	1.20
8	ID 93	1.22
9	ID 87	0.98
10	ID 94	0.61
11	ID 98	1.12
PROMEDIO FU		1.10

A continuación, se presentan los 7 gráficos de los registros que presentan valores de FU que superan la unidad en al menos un instante de la historia de tiempo, es decir, que superan la capacidad nominal de la columna para el Sismo Máximo Posible. Cabe destacar que los valores de FU se presentan diferenciando los estados de compresión y tracción, donde los valores positivos corresponden a compresión y los negativos a tracción.

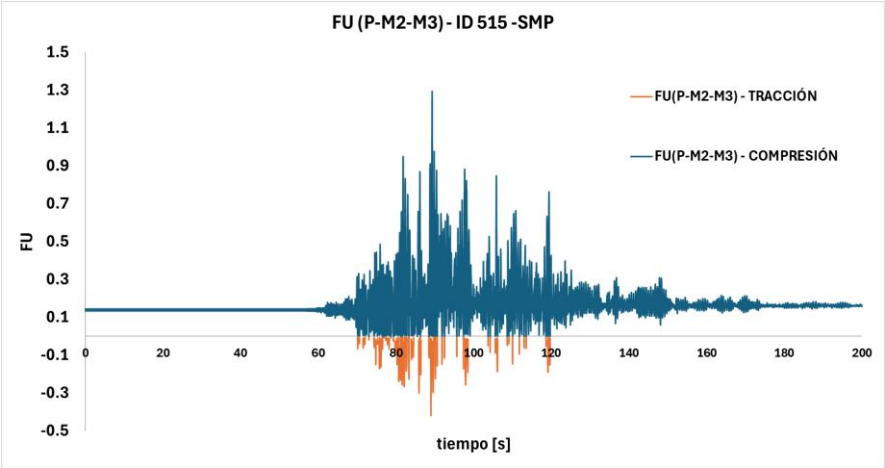


Gráfico 25: Factor de utilización Columna Eje 2A, Registro ID515 - SMP

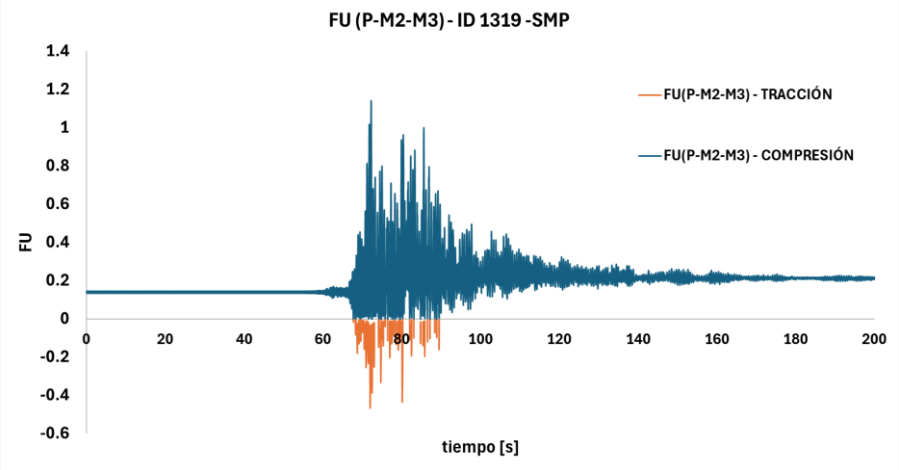


Gráfico 26: Factor de utilización Columna Eje 2A, Registro ID1319 - SMP

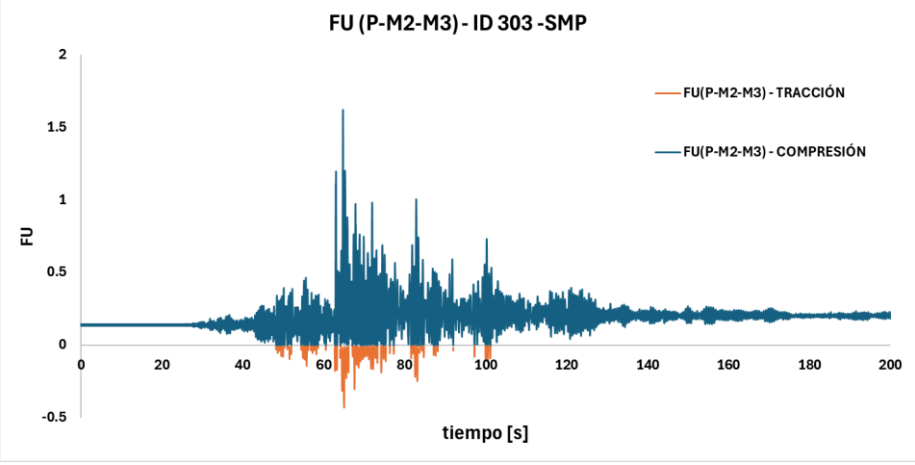


Gráfico 27: Factor de utilización Columna Eje 2A, Registro ID303 - SMP

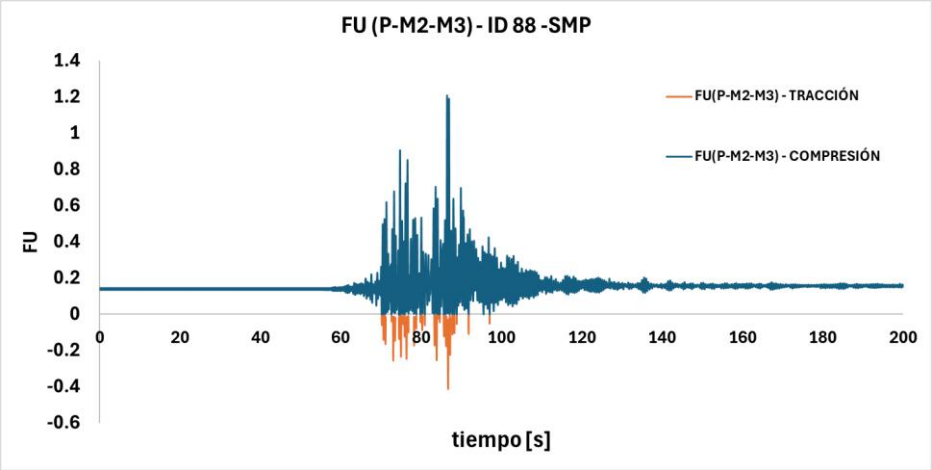


Gráfico 28: Factor de utilización Columna Eje 2A, Registro ID88 - SMP

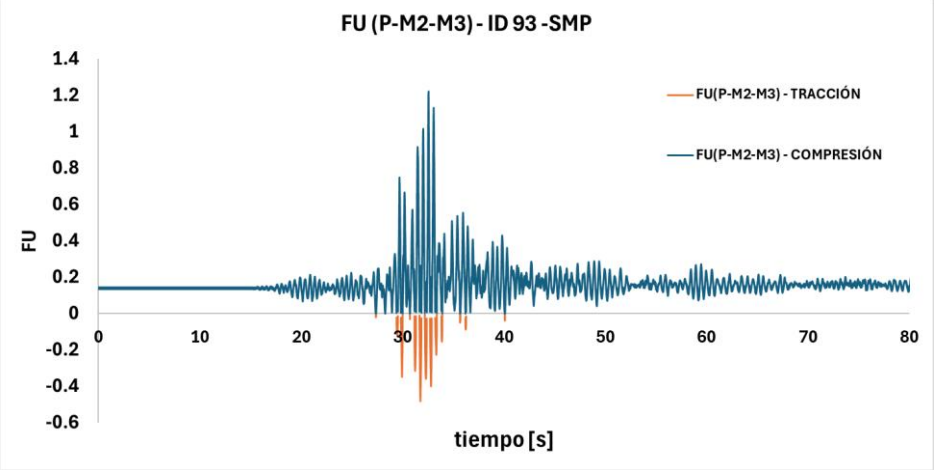


Gráfico 29: Factor de utilización Columna Eje 2A, Registro ID93 - SMP

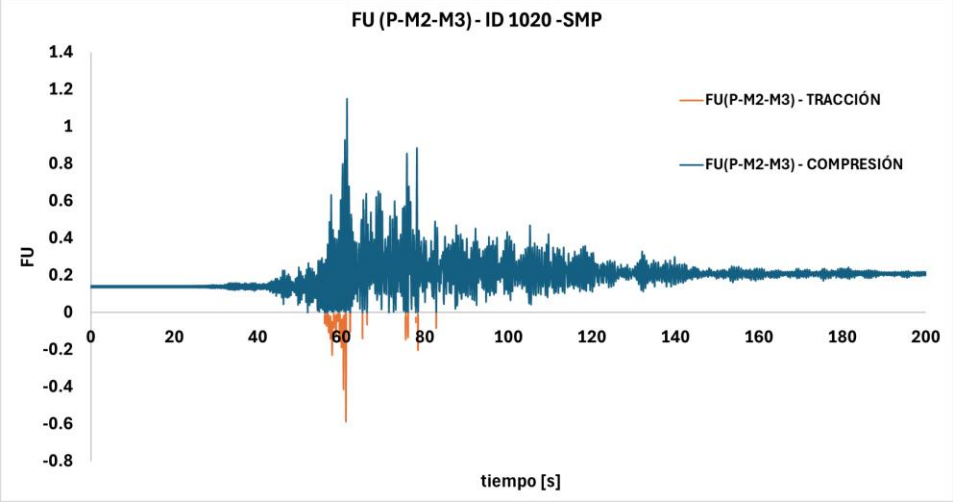


Gráfico 30: Factor de utilización Columna Eje 2A, Registro ID1020 - SMP

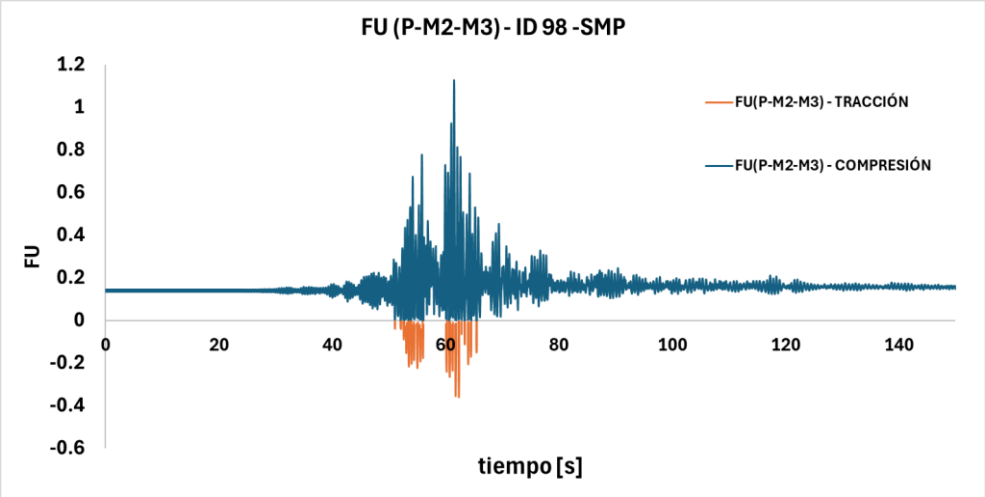


Gráfico 31: Factor de utilización Columna Eje 2A, Registro ID98 - SMP

En términos generales, los resultados obtenidos muestran que, si bien algunos registros sísmicos generan valores de FU superiores a la unidad, estas excedencias corresponden a picos transitorios de demanda asociados a los instantes de mayor intensidad del registro, y no a una condición sostenida en el tiempo. Dado que la verificación se realiza respecto de capacidades nominales, un FU > 1 indica la superación de la resistencia de diseño y la incursión en el rango inelástico de la sección, lo que es consistente con un posible inicio de plastificación en condiciones de flexo-compresión. No obstante, estas excedencias no implican necesariamente la formación de rótulas plásticas plenamente desarrolladas ni la falla de la sección o del sistema estructural. En este contexto, la respuesta observada se interpreta como un comportamiento inelástico localizado y de carácter transitorio, sin evidencia de degradación significativa de rigidez ni pérdida de estabilidad del elemento.

Asimismo, el hecho de que el valor promedio de FU para el nivel de Sismo Máximo Posible (FU ≈ 1.1) sea ligeramente superior a la unidad sugiere que, bajo un enfoque estricto basado en resistencias nominales, la columna crítica alcanza e incluso supera marginalmente su capacidad resistente, lo que podría interpretarse como un incumplimiento desde el punto de vista conservador de verificación. No obstante, este resultado debe analizarse en conjunto con la naturaleza dinámica de la respuesta y con la dispersión de los registros, donde las excedencias no son generalizadas ni persistentes.

Por otra parte, el comportamiento global de la estructura evidencia que no se desarrollan mecanismos de inestabilidad, tales como piso blando, lo cual se corrobora mediante la distribución uniforme de deformaciones en altura y el cumplimiento de los límites de deriva. Esto indica que, a pesar de las excedencias locales observadas, la respuesta estructural se mantiene controlada y la disipación de energía continúa concentrándose en los elementos fusibles del sistema.

Finalmente, es importante señalar que, de haberse considerado capacidades esperadas en lugar de nominales, los factores de utilización se habrían reducido, probablemente situándose por debajo de la unidad en la mayoría de los casos. Esto refuerza la interpretación de que las excedencias observadas responden principalmente al carácter conservador de la verificación adoptada, más que a una deficiencia real en el desempeño estructural frente al objetivo de protección de vida.

6 Discusión de Resultados

6.1 Impacto de la Actualización Normativa en la Demanda Elástica

La comparación entre la NCh2369.Of2003 y la NCh2369:2025 muestra diferencias relevantes en las demandas elásticas utilizadas para el diseño estructural. En particular, la normativa vigente introduce un espectro de diseño más exigente en el rango de periodos cortos y establece criterios más conservadores para el diseño de los elementos no fusibles del sistema estructural.

Desde el punto de vista del análisis modal espectral, estas modificaciones se traducen en un incremento de las fuerzas sísmicas asociadas a los elementos que deben permanecer esencialmente elásticos, como es el caso de las columnas. En la versión vigente, estas deben verificarse considerando fuerzas sísmicas amplificadas mediante el factor 0.7R, lo que produce un aumento significativo de las demandas respecto de aquellas consideradas bajo la formulación de la norma de 2003. Como consecuencia, los factores de utilización obtenidos para las columnas aumentan de manera considerable en comparación con los resultados obtenidos utilizando la normativa anterior. En contraste, los arriostramientos, que constituyen los elementos fusibles del sistema, presentan variaciones mucho menores en sus factores de utilización. Esto se debe a que estos elementos continúan siendo evaluados utilizando fuerzas sísmicas reducidas mediante el factor de modificación de respuesta R, manteniéndose en esencia la misma filosofía de diseño empleada en la versión anterior de la norma.

Adicionalmente, el análisis de los espectros de diseño muestra que, si bien la formulación de NCh2369:2025 incorpora una aceleración de referencia mayor definida como $\boldsymbol{A_r} = 1.4\boldsymbol{A_0}$, esta diferencia no se traduce necesariamente en un incremento equivalente de las demandas de diseño. Tal como se discutió previamente, parte de este efecto se compensa en las combinaciones de carga sísmica, lo que atenúa las diferencias entre ambas formulaciones al momento de evaluar las solicitaciones estructurales finales. Asimismo, para el caso particular de la estructura analizada, el período fundamental ($T_1 \approx 0.5\ [s]$) se ubica en una zona del espectro donde las ordenadas espectrales de ambas normas presentan valores relativamente cercanos, lo que contribuye a reducir las diferencias en las demandas sísmicas reducidas asociadas a los elementos fusibles. En conjunto, estos resultados muestran que el impacto más significativo de la actualización normativa se concentra en los elementos no fusibles del sistema estructural, particularmente en las columnas, mientras que las demandas asociadas a los elementos fusibles se mantienen en un rango similar al considerado en la normativa anterior. Esto sugiere que la actualización normativa no busca necesariamente incrementar de manera uniforme las demandas sísmicas, sino controlar de forma más estricta el comportamiento de los elementos no fusibles, asegurando que el mecanismo de disipación de energía permanezca concentrado en los arriostramientos.

6.2 Comportamiento del Sistema Resistente

El análisis dinámico no lineal permite observar directamente cómo responde la estructura durante solicitación sísmica y, en particular, verificar si el mecanismo resistente del sistema es consistente con lo esperado para un MAC.

En este tipo de sistemas, el diseño busca que los arriostramientos actúen como elementos fusibles, concentrando la mayor parte de las deformaciones inelásticas del sistema. De esta manera, la energía sísmica se disipa principalmente en estos elementos, mientras que las vigas y columnas deberían permanecer mayormente en el rango elástico. Los resultados obtenidos muestran que la estructura sigue este comportamiento general ya que las mayores deformaciones se concentran en los arriostramientos, mientras que las columnas del marco presentan demandas considerablemente menores.

Los ciclos histeréticos fuerza-deformación de los arriostramientos presentaron un comportamiento distinto entre tracción y compresión. Este tipo de respuesta está asociado al modelo histerético adoptado para los elementos tipo Link, el cual reprodujo los comportamientos observados experimentalmente en arriostramientos XL. En tracción, los elementos desarrollaron su resistencia axial sin pérdidas significativas de resistencia y rigidez, mientras que en compresión se observó una degradación de rigidez

asociada al pandeo del arriostramiento, lo que redujo su rigidez axial y generó degradación de resistencia en los ciclos posteriores. Asimismo, los ciclos mostraron el fenómeno conocido como pinching, caracterizado por el estrechamiento de la respuesta histerética cerca del origen. Este comportamiento ocurre porque, tras producirse el pandeo en compresión, el arriostramiento debe recuperar su alineación antes de volver a desarrollar resistencia en tracción durante el siguiente ciclo de carga. En este sentido, el modelo constitutivo adoptado permitió representar de manera razonable la respuesta cíclica esperada de este tipo de elementos.

Por otra parte, la demanda no se distribuye de manera uniforme entre todos los arriostramientos del sistema. Algunos elementos concentraron mayores deformaciones que otros, lo cual es habitual en marcos arriostrados debido a la configuración estructural del sistema y a la redistribución de rigideces entre los distintos marcos que componen la estructura.

En términos globales, los resultados indicaron que el mecanismo resistente desarrollado durante los análisis es coherente con el comportamiento esperado para este tipo de sistemas estructurales, donde la disipación de energía se concentra en los arriostramientos mientras que columnas mantienen un comportamiento predominantemente elástico durante la mayor parte de la respuesta sísmica.

6.3 Comportamiento de los Elementos Fusibles (Arriostramientos)

A partir de los resultados presentados en el capítulo anterior, se observó que la respuesta inelástica del sistema se concentró principalmente en los arriostramientos, lo cual es consistente con el comportamiento esperado para MAC.

Los resultados muestran que la demanda no se distribuye uniformemente entre todos los arriostramientos del sistema, sino que ciertos elementos concentran mayores deformaciones que otros. Este comportamiento es habitual en marcos arriostrados, ya que la configuración estructural y la redistribución de rigideces entre los distintos marcos generan que algunos arriostramientos participen más que otros en la disipación de energía.

Para el caso del Sismo de Diseño (SD), las deformaciones obtenidas en los arriostramientos críticos se mantienen muy cercanas al límite asociado al nivel de desempeño CO. Los resultados obtenidos muestran que los arriostramientos comienzan a desarrollar comportamiento inelástico ya para el nivel de Sismo de Diseño (SD). Sin embargo, las deformaciones promedio se mantienen muy cercanas al límite asociado al nivel CO, lo cual es consistente con el objetivo de desempeño establecido por la normativa vigente para este nivel de intensidad sísmica, que corresponde a mantener la continuidad de operacional de la industria ante sismos de diseño.

Para el caso del Sismo Máximo Posible (SMP), las deformaciones aumentan como consecuencia de la mayor intensidad sísmica, aunque en promedio permanecen dentro del rango asociado al nivel LS. Este resultado es coherente con el objetivo normativo de protección de vida (PV), permitiendo la ocurrencia de deformaciones inelásticas significativas sin comprometer la estabilidad global del sistema estructural.

En términos generales, estos resultados confirman que los arriostramientos participan activamente en el mecanismo de disipación de energía del sistema estructural, concentrando altas deformaciones inelásticas durante la respuesta sísmica. En consecuencia, los resultados del análisis dinámico no lineal indican que el sistema estructural evaluado desarrolla un mecanismo de disipación de energía consistente con los objetivos de desempeño definidos por la normativa vigente.

6.4 Comportamiento de los Elementos No Fusibles (Columnas)

El comportamiento de las columnas se evaluó a partir del factor de utilización (FU) obtenido durante los análisis dinámicos no lineales, considerando la interacción de flexo-compresión de la sección.

Para el caso del Sismo de Diseño (SD), los valores máximos de FU obtenidos para la columna crítica presentan un rango entre 0.60 y 1.23, con un valor promedio de 0.90 considerando los 11 registros sísmicos analizados. Si bien algunos registros generan valores superiores a la unidad, el análisis de los historiales de tiempo muestra que estas excedencias corresponden a picos transitorios asociados a los instantes de mayor intensidad del registro, sin mantenerse durante intervalos prolongados. Dado que la verificación se realiza respecto de capacidades nominales, valores de FU > 1 indican la superación de la resistencia de diseño y, por tanto, la incursión en el rango inelástico de la sección, lo que es consistente con un posible inicio de plastificación en condiciones de flexo-compresión. No obstante, estas excedencias no implican necesariamente el desarrollo de plastificación completa ni la formación de rótulas plásticas, sino un comportamiento inelástico localizado y de carácter transitorio.

De manera similar, para el caso del Sismo Máximo Posible (SMP), los valores máximos de FU presentan un rango entre 0.61 y 1.61, con un valor promedio de 1.016. Nuevamente, los valores más altos corresponden a picos transitorios asociados a ciertos registros sísmicos, mientras que durante la mayor parte del tiempo de análisis las demandas se mantienen en niveles considerablemente menores. Destaca el caso del registro ID303 (**Gráfico 27**) el cual presenta el mayor valor de factor de utilización (FU = 1.61). El análisis del historial de respuesta evidencia que este valor corresponde a un peak puntual durante el intervalo de mayor intensidad del movimiento, seguido de una rápida reducción de las demandas. En este contexto, dichas excedencias deben interpretarse como manifestaciones de la variabilidad inherente de la demanda sísmica y del comportamiento no lineal, sin constituir evidencia de inestabilidad ni de falla de la sección.

En conjunto con los resultados de derivas de entrepiso y desplazamientos globales, los cuales no evidencian concentraciones significativas de deformación en altura, se observa que la respuesta estructural se distribuye de manera uniforme, sin formación de mecanismos de piso blando. Esto confirma que, a pesar de las excedencias locales observadas en las columnas, el sistema mantiene su jerarquía resistente, concentrando la disipación de energía en los elementos fusibles, y preservando un comportamiento global estable.

Finalmente, cabe señalar que el uso de resistencias nominales en la verificación introduce un nivel de conservadurismo que tiende a amplificar las excedencias observadas en términos de FU. En este sentido, al considerar capacidades esperadas de la sección mediante la aplicación de un factor de sobrerresistencia Ry = 1.1 para acero A36, consistente con los lineamientos de ASCE 41-17 es posible estimar, mediante una extrapolación directa de la capacidad resistente, que los factores de utilización se reducirían aproximadamente en un rango del orden de un 10% a 20%. Esta reducción situaría la mayoría de las respuestas bajo la unidad, sin modificar la interpretación global del desempeño estructural, el cual continúa siendo consistente con el objetivo de protección de vida.

6.5 Implicancias de los Anclajes Dúctiles en la Interpretación de Resultados

Como ya se ha mencionado, la estructura analizada corresponde a un diseño originalmente desarrollado conforme a NCh2369.Of2003. En dicha normativa, el sistema de anclaje se concibe como un elemento capaz de desarrollar deformaciones inelásticas visibles y reparables. En particular, la norma establece que los pernos de anclaje sometidos a tracción deben disponer de condiciones que permitan su inspección, reapriete y eventual reparación, y en ciertos casos se recomienda el uso de pernos con gran capacidad de deformación dúctil, concebidos para fluir durante un evento sísmico severo y eventualmente ser reemplazados una vez ocurrido el sismo, manteniendo la integridad del sistema estructural principal. Sin embargo, la versión vigente NCh2369:2025 introduce una diferenciación explícita en la definición de las demandas sísmicas en función de si el sistema de anclaje participa o no

del mecanismo de disipación de energía del sistema estructural. En particular, se distinguen sistemas con anclajes dúctiles, capaces de desarrollar deformaciones inelásticas como parte del mecanismo resistente, de aquellos en los cuales dicha ductilidad no forma parte del comportamiento previsto del sistema.

En los análisis no lineales desarrollados en este estudio, la conexión columna-fundación fue idealizada mediante condiciones de apoyo simples, lo cual constituye una simplificación común en modelos globales de estructuras arriostradas cuando el interés principal se centra en la respuesta global del sistema estructural y en el comportamiento inelástico de los elementos fusibles. Esta idealización no implica que el sistema de anclaje sea no dúctil, sino que responde a una simplificación de modelación que evita incorporar explícitamente los mecanismos locales asociados al comportamiento no lineal del sistema de placa base y pernos de anclaje.

A partir de los resultados obtenidos mediante los análisis dinámicos no lineales, se observa que la disipación de energía del sistema se concentra principalmente en los arriostramientos, mientras que las columnas mantienen un comportamiento mayoritariamente cercano al rango elástico durante gran parte de la respuesta sísmica. En este contexto, la idealización adoptada para el sistema de anclaje no parece modificar de manera significativa la interpretación global del mecanismo resistente del sistema estructural. No obstante, la incorporación explícita de la no linealidad del sistema de anclaje podría influir en la distribución local de deformaciones y rotaciones en la base de las columnas, particularmente bajo niveles de intensidad sísmica elevados, donde podrían activarse mecanismos como el levantamiento de la placa base o la plastificación de los pernos de anclaje. Por esta razón, la consideración detallada de estos mecanismos podría resultar relevante en estudios futuros orientados a evaluar con mayor precisión el comportamiento local de las conexiones columna-fundación y su interacción con la respuesta global del sistema estructural.

7 Conclusiones

7.1 Conclusiones Generales

El presente estudio tuvo como objetivo evaluar el comportamiento sísmico de un sistema estructural industrial de acero diseñado originalmente conforme a NCh2369.Of2003, verificando su respuesta mediante análisis dinámicos no lineales (THNL) y comparando los resultados con los criterios establecidos en la versión vigente NCh2369:2025.

A partir de los resultados obtenidos, es posible establecer las siguientes conclusiones principales:

1. Funcionamiento del Mecanismo Resistente del Sistema

Los resultados del análisis dinámico no lineal muestran que el comportamiento global del sistema estructural se mantiene coherente con la filosofía de diseño de los marcos arriostrados concéntricos, donde la disipación de energía se concentra principalmente en los arriostramientos, mientras que los elementos críticos del marco permanecen mayormente dentro del rango elástico.

Los ciclos histeréticos obtenidos para los arriostramientos presentaron el comportamiento característico de este tipo de sistemas, evidenciando plastificación en tracción y pandeo en compresión, así como la presencia del fenómeno de pinching, asociado a la pérdida de rigidez en compresión.

2. Cumplimiento de los Criterios de Aceptación del Análisis No Lineal

La evaluación de las deformaciones axiales en compresión de los arriostramientos muestra que, para el Sismo de Diseño (SD), las demandas obtenidas se ubican en torno al límite de desempeño de Continuidad Operacional (CO), lo que indica el inicio del comportamiento inelástico del sistema sin alcanzar niveles de daño severo, es decir, daño controlado y reparable.

Para el caso del Sismo Máximo Posible (SMP), las deformaciones aumentan como es esperable para un nivel de intensidad sísmica mayor, pero en promedio se mantienen dentro del rango asociado al nivel de desempeño LS, lo que se concluye que opera a nivel de Protección de Vida (PV). Esto indica que el

sistema conserva una capacidad de deformación adecuada, manteniendo márgenes de seguridad frente a niveles de daño más severos.

En conjunto, estos resultados muestran que la estructura evaluada cumple adecuadamente los criterios de aceptación del análisis no lineal, confirmando que el sistema estructural desarrolla el comportamiento esperado frente a los niveles de intensidad sísmica considerados de la normativa vigente.

3. Interpretación del Comportamiento de las Columnas

Las columnas del sistema presentan un comportamiento globalmente estable durante los análisis realizados. Si bien algunos registros sísmicos generan valores de FU cercanos o superiores a la unidad, estos corresponden a picos transitorios de demanda que no se mantienen en el tiempo, por lo que no implican la formación de mecanismos de falla ni la pérdida de estabilidad del elemento. Durante la mayor parte de la respuesta sísmica, las columnas operan en rangos predominantemente elásticos, con incursiones inelásticas localizadas y de corta duración bajo estados de flexo-compresión, sin evidencia de degradación significativa de rigidez ni comportamiento inestable.

En este contexto, el sistema estructural conserva una adecuada jerarquía resistente, concentrando la disipación de energía en los elementos fusibles, mientras que las columnas mantienen su rol principalmente resistente-gravitacional con participación limitada en la disipación. Asimismo, la distribución uniforme de deformaciones en altura y la ausencia de concentraciones de daño confirman que no se desarrollan mecanismos frágiles, tales como piso blando.

Finalmente, aunque el valor promedio de FU para el nivel de Sismo Máximo Posible resulta ligeramente superior a la unidad al considerar resistencias nominales, este resultado se interpreta como una manifestación del carácter conservador de la verificación, más que como una deficiencia estructural. En términos físicos, los valores de FU > 1.0 indican la superación de la capacidad de diseño y la incursión en el rango inelástico, sin implicar necesariamente plastificación completa ni pérdida de capacidad. En consecuencia, el desempeño observado se puede concluir que es consistente con el objetivo de protección de vida, manteniéndose la estabilidad global y evitando mecanismos de colapso. Por lo tanto, los resultados sugieren que el diseño prescriptivo establecido por la normativa del 2003 resultó consistente con los niveles de desempeño establecidos por la normativa vigente, sin que aquello implique necesariamente que esta conclusión pueda generalizarse a otros sistemas industriales chilenos.

4. Relación entre las Demandas Lineal-Elásticas y el Comportamiento No Lineal del Sistema

Los resultados obtenidos muestran que el incremento de las demandas observadas en el análisis prescriptivo al aplicar los criterios de la normativa vigente no necesariamente se traduce en cambios relevantes en el comportamiento inelástico del sistema estructural.

En efecto, el análisis dinámico no lineal indica que, incluso bajo niveles elevados de intensidad sísmica, la disipación de energía continúa concentrándose principalmente en los arriostramientos, mientras que las columnas presentan un comportamiento predominantemente elástico, con incursiones inelásticas localizadas y de carácter transitorio. Esto sugiere que el aumento de las demandas observado en el diseño lineal-elástico se manifiesta principalmente en mayores solicitaciones de diseño en las columnas, reflejadas en incrementos del factor de utilización, sin implicar necesariamente cambios significativos en los mecanismos resistentes ni en la distribución de la disipación de energía del sistema.

5. Interpretación Global de Resultados

En términos generales, los resultados del estudio indicaron que el sistema estructural evaluado presentó un comportamiento sísmico consistente con los objetivos de desempeño, cumpliendo con los criterios de aceptación establecidos para los 2 niveles de intensidad sísmica considerados.

Si bien la normativa vigente puede conducir a diseños más exigentes desde el punto de vista del análisis prescriptivo, el análisis dinámico no lineal muestra que el mecanismo resistente del sistema permanece consistente con la filosofía de diseño de los marcos arriostrados concéntricos, manteniendo la disipación de energía en los elementos fusibles y evitando la formación de mecanismos de falla en los elementos principales del marco estructural.

En este contexto, se concluye que el aumento de material o peso estructural reportado en otras investigaciones podría interpretarse como un factor adicional de seguridad, más que como un sobredimensionamiento injustificado de la norma.

7.2 Oportunidades de Estudios Futuros

Los resultados obtenidos en el presente estudio abren diversas oportunidades para investigaciones futuras orientadas a profundizar en el comportamiento sísmico de estructuras industriales diseñadas conforme a distintas versiones de la norma NCh2369. En ingeniería sísmica, el conocimiento se encuentra en constante evolución, motivado tanto por la experiencia obtenida a partir de eventos sísmicos reales, como por el desarrollo de investigaciones experimentales y analíticas. Este proceso de aprendizaje continuo ha permitido mejorar progresivamente los criterios de diseño estructural y explica la actualización periódica de las normativas sísmicas, las cuales buscan incorporar nuevos antecedentes y mejorar el desempeño esperado de las estructuras frente a eventos sísmicos severos.

Una primera línea de investigación corresponde a la modelación explícita del sistema de placa base y pernos de anclaje, incorporando su comportamiento no lineal dentro del modelo estructural. Esto permitiría evaluar de manera más directa la participación del sistema de anclaje en la disipación de energía y su influencia en la respuesta sísmica global de la estructura.

Otra línea de investigación relevante corresponde a la evaluación de la respuesta estructural considerando estudios específicos de amenaza sísmica del sitio, en lugar de emplear únicamente los espectros de referencia establecidos por la normativa. La realización de un estudio probabilístico de amenaza sísmica (PSHA) permitiría definir espectros de peligro representativos de las condiciones particulares del emplazamiento analizado. La utilización de estos espectros en los análisis dinámicos no lineales podría aportar una caracterización más realista de las demandas sísmicas esperadas, permitiendo evaluar con mayor precisión la respuesta estructural y el desempeño sísmico del sistema en comparación con los resultados obtenidos mediante el uso de espectros normativos generalizados.

Finalmente, el presente trabajo considera una estructura industrial conformada por marcos arriostrados concéntricos en ambas direcciones principales. Futuras investigaciones podrían abordar configuraciones de marcos Chevron o estructuras mixtas, por ejemplo, sistemas donde una dirección esté resuelta mediante marcos arriostrados y la dirección ortogonal mediante marcos especiales resistentes a momento, con el fin de evaluar posibles diferencias en la distribución de demandas, mecanismos de disipación de energía y desempeño sísmico global del sistema.

8 Referencias

American Society of Civil Engineers. (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-16). *https://doi.org/10.1061/9780784414248*

Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica [ACHISINA]. (2017). Diseño sísmico basado en desempeño: Un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile.

ASCE/SEI 41-13 (2013), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers (ASCE).

ASCE/SEI 41-17 (2017), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers (ASCE).

Arze, E. (2010). El terremoto del 27 de febrero de 2010 y las estructuras industriales en Chile. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Bray, J. D., & Rodriguez-Marek, A. (2004). Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24(11), 815-828. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.05.001

Bruneau, M., Uang, C. M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures* (2nd ed.). New York, NY: McGraw-Hill.

Calvi, G. M., Priestley, M. J. N., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. In *New Zealand conference on earthquake engineering* (Vol. 2007). IUSS press.

Charney, F. A. (2008). Unintended consequences of modeling damping in structures. Journal of Structural Engineering, 134(4), 581–592. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:4(581)

Computers and Structures Inc. (CSI). (2024). SAP2000: Integrated software for structural analysis and design. https://www.csiamerica.com

Diaz, A (2015). *Análisis sísmico no lineal de marcos arriostrados concéntricos en un edificio industrial minero.*

FEMA. (2009). Quantification of building seismic performance factors (FEMA P-695). Federal Emergency Management Agency.

Gobierno de Chile. (s.f.). *Economía de Chile*. Ministerio de Relaciones Exteriores de Chile. https://www.chile.gob.cl/teheran/sobre-chile/economia-de-chile/economia-de-chile

Guerrero M. (2017). *Estudio experimental de los modos de falla predominantes en perfiles XL de acero estructural.*

Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). *Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 34(1489–1511). https://doi.org/10.1002/eqe.495*

INN, (2003). Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, NCh2369.Of2003. Instituto Nacional de Normalización.

INN, (2025). Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, NCh2369:2025. Instituto Nacional de Normalización.

Madariaga, R. (1998). Sismicidad de Chile. *Física de la Tierra 10.*

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2003). *Decreto 178: Declara norma chilena oficial la NCh2369.Of2003 sobre diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. Biblioteca del Congreso Nacional de Chile. https://www.bcn.cl/leychile/navegar?idNorma=215179

National Institute of Standards and Technology. (2017a). *Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design* (NIST GCR 17-917-45). https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-45

National Institute of Standards and Technology. (2017b). *Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings: Part I – General* (NIST GCR 17-917-46v1). https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1

Parra, E. (2024, abril 17). Simposio: Nueva versión NCh2369, su aplicabilidad y alcances [Video]. YouTube. https://www.youtube.com/watch?v=pKU-J9TNPxY

RENADIC. (2024). Red Nacional de Acelerógrafos – Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales (IDIEM), Universidad de Chile. Recuperado de https://www.odrive.com/s/01a11d1b-4d0b-4316-a0d5-8a7c1bbe2215-68128c3b

Riquelme, H (2022). *Efectos de las modificaciones a la demanda y requisitos de diseño de la norma Nch2369 sobre el dimensionamiento y desempeño sísmico de estructuras industriales de marco arriostrado.*

Sironvalle Navarrete, F. (2022). *Análisis comparativo de la aplicación de la norma sísmica chilena NCh2369 en estudio vs. la versión oficial publicada en el año 2003 aplicado a un edificio de chancado de pebbles.*

Tremblay, R. (2002). *Inelastic seismic response of steel bracing members. Journal of Constructional Steel Research, 58, 665–701.*

Zúñiga, L (2017). *Análisis del efecto de las modificaciones de la norma NCh2369 en el diseño y desempeño de estructuras industriales de acero.*

9 Anexos

En esta sección se presentan antecedentes complementarios utilizados en el desarrollo del estudio. Los anexos incluyen información relativa a geometría del modelo, cargas consideradas, propiedades mecánicas de los elementos estructurales, verificación de requisitos normativos y resultados detallados del análisis dinámico no lineal, los cuales respaldan y complementan los resultados discutidos en los capítulos anteriores.

Para el análisis estructural en SAP2000, las columnas, vigas y puntales se modelan mediante elementos tipo frame convencionales. En el caso de los arriostramientos, para el caso del diseño prescriptivo el perfil XL se define mediante la herramienta Section Designer, con el fin de representar explícitamente la geometría compuesta de la sección. A partir de esta definición, el programa calcula las propiedades geométricas equivalentes de la sección (área, momentos de inercia y propiedades de rigidez), las cuales son utilizadas posteriormente en el modelo estructural para la representación lineal-elástica de los elementos.

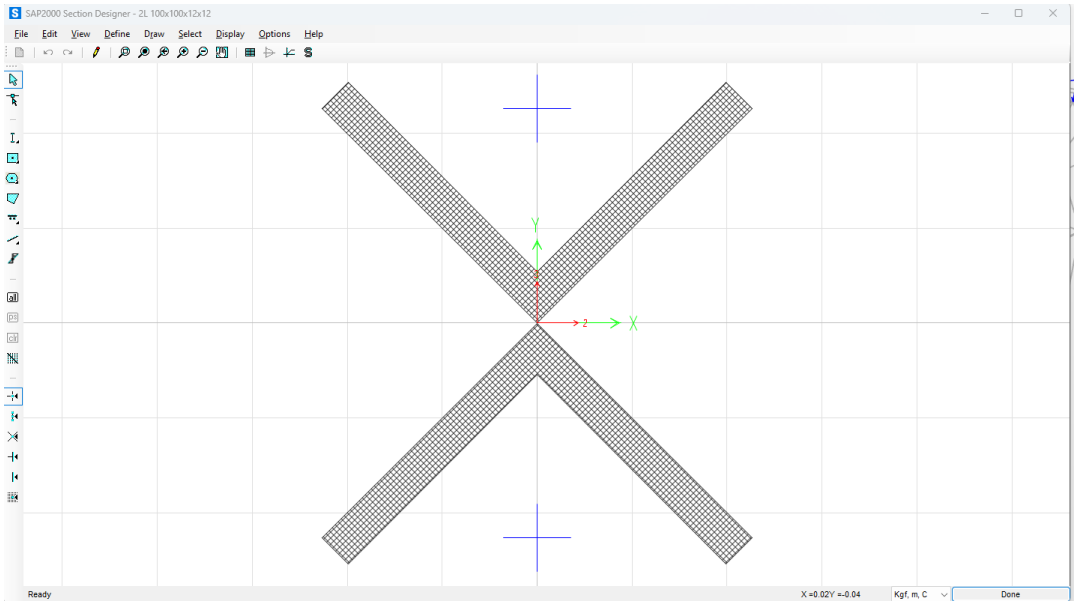
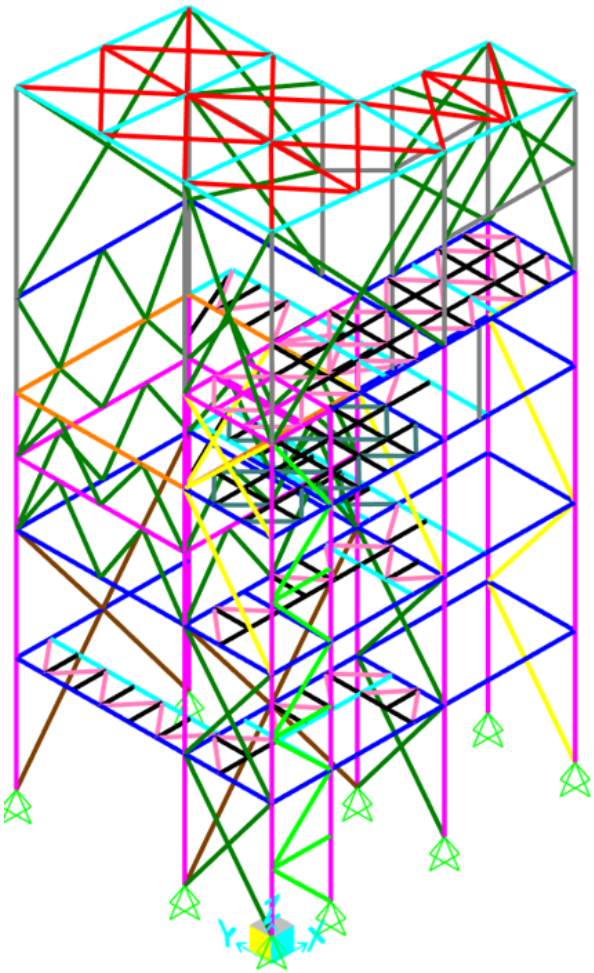


Figura 22: Definición de la sección del arriostramiento tipo XL en Section Designer (SAP2000).



Descripción	Perfil	Color
Columna principal	HN 300x300x22x10	Magenta
Columna Techo	HN 200x200x12x6	Gris
Vigas parrilla	IN 300x250x32x8	Naranjo
Vigas tolva	HN 300x300x22x10	Magenta
Diagonales-1	XL 100x100x12x12	Café
Diagonales-2	XL 100x100x10x10	Amarillo
Diagonales-3	XL 100x100x8x8	Verde oscuro
Diagonales-4	XL 80x80x8x8	Verde Claro
Vigas de piso	HN 250x250x16x10	Azul
Vigas de piso	IN 200x100x6x5	Negro
Vigas de piso	IN 250x100x14x6	Cian
Diagonales Techo	XL 50x50x4x4	Rojo
Diagonales piso	L 60x60x6x6	Verde Musgo
Diagonales piso	L 80x80x8x8	Rosado

Figura 23: Perfiles estructurales, Edificio Chancado Primario NCh2369.Of2003

Las cargas que se presentan a continuación fueron utilizadas para la definición de los estados de carga del modelo estructural, conforme a lo descrito en el **capítulo 4.1**, y corresponden a información de diseño del edificio de chancado primario y de sus elementos asociados.

Tabla 18: Peso propio de elementos secundarios

Carga	Descripción	Peso [kgf/m]	Peso [kgf/m^2]
D_grating	Parrilla de piso (grating)	-	50
D_barandas	Barandas	20	-
D_cubiertas	Pantalla perimetral techo	-	15

Tabla 19: Peso propio de elementos primarios

Carga	Descripción	Peso [kgf]
D_picarocas	Pica rocas	8.800
D_tolva	Tolva	40.000
D_parrilla	Parrilla receptora	28.000

La sobrecarga de techo (Lr) se determina a partir del valor base de carga de uso establecido en la NCh1537.Of2009 para cubiertas. Este valor se ajusta mediante factores de reducción que consideran las condiciones geométricas y de uso del elemento estructural, particularmente el área tributaria que soporta la estructura y la pendiente de la cubierta.

Tabla 20: Sobrecarga de uso

Carga	Descripción	Peso [kgf/m^2]
L	Sobrecarga de uso	500
Lr	Sobrecarga de techo	60

A continuación, se presentan la distribución de cargas en la estructura.

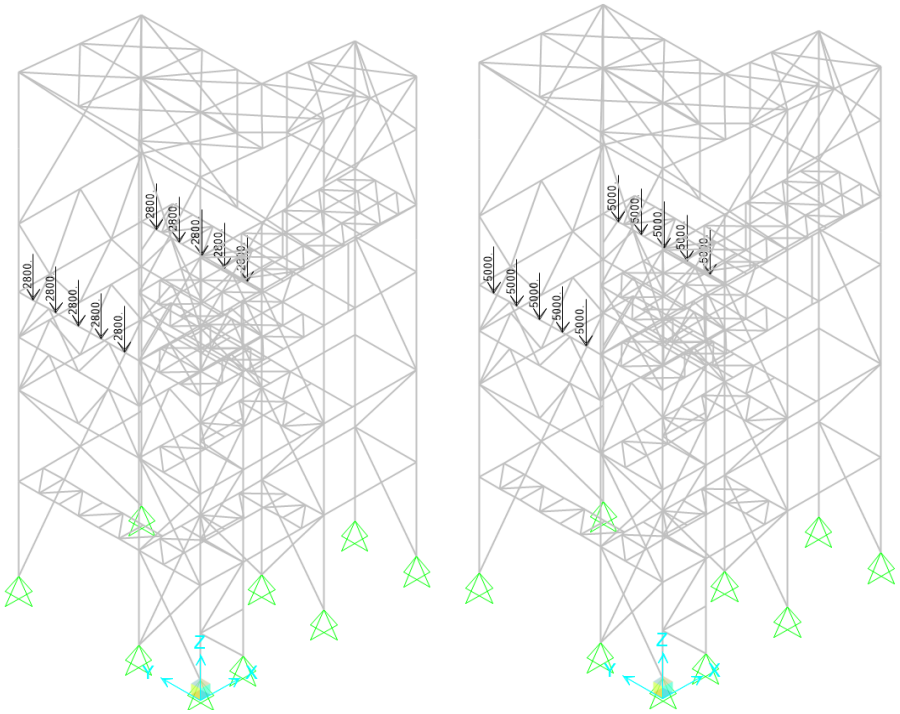


Figura 24: Carga permanentes (D) y Carga de material (L) - Parrilla receptora [kgf]

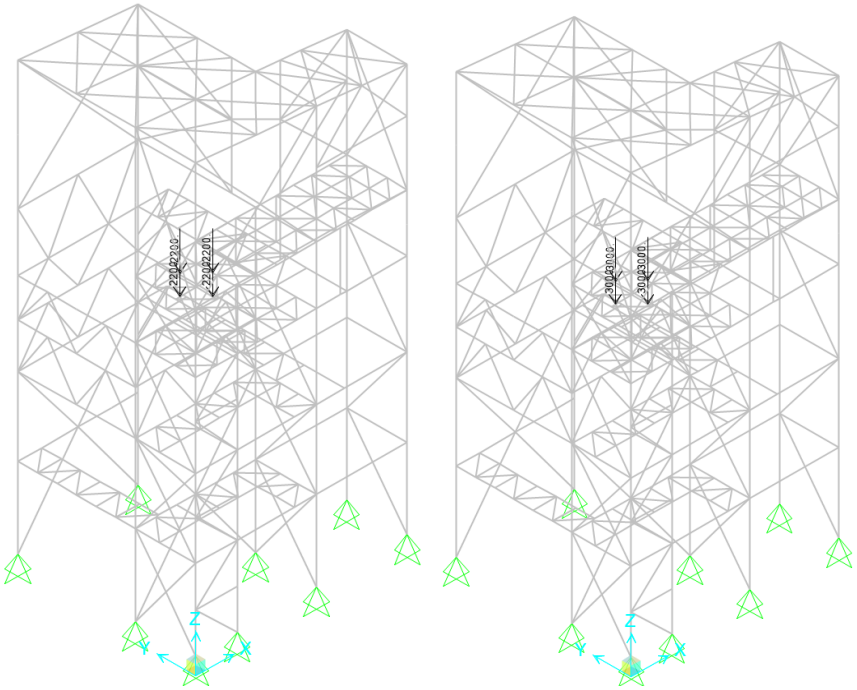


Figura 25: Carga permanentes (D) y Carga de material (L) - Picarocas [kgf]

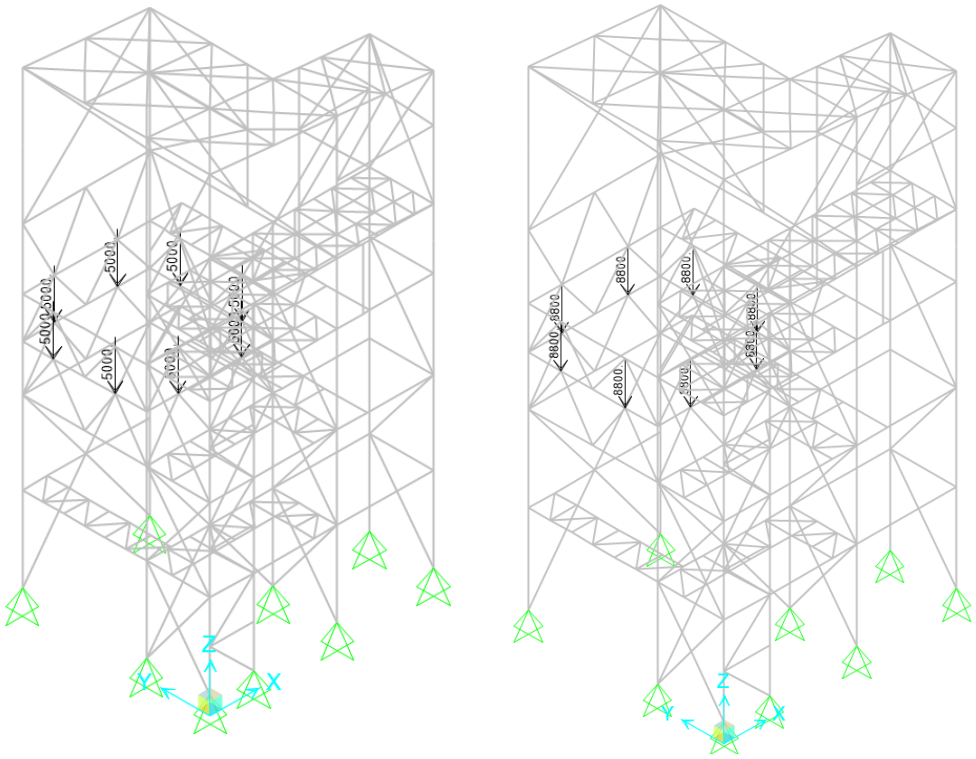


Figura 26: Carga permanentes (D) y Carga de material (L) - Tolva [kgf]

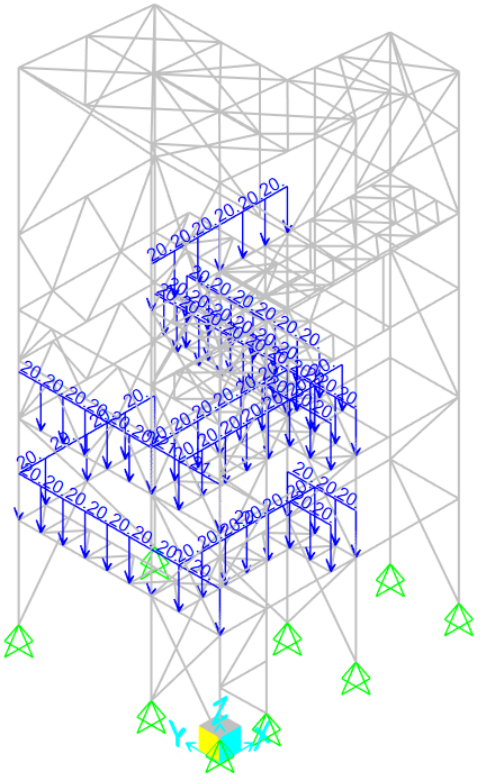


Figura 27: Cargas permanentes (D) - Barandas [kgf/m]

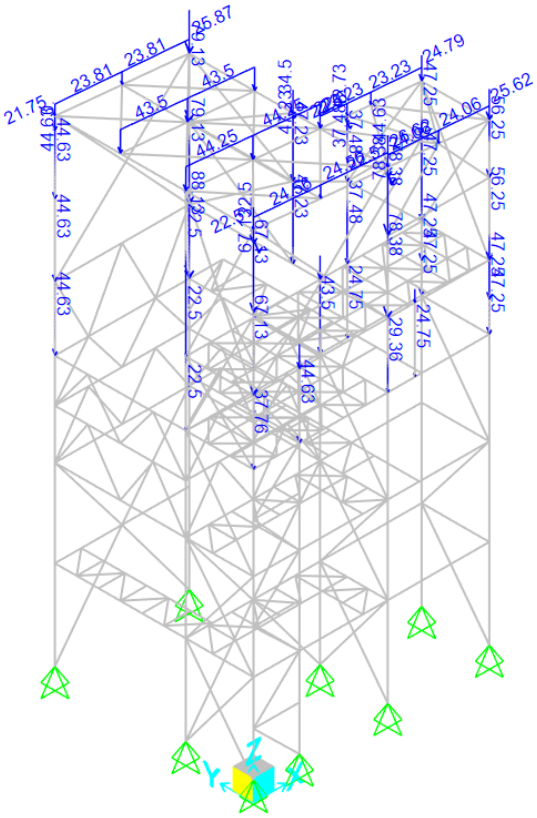


Figura 28: Cargas permanentes (D) - Cubiertas [kgf/m]

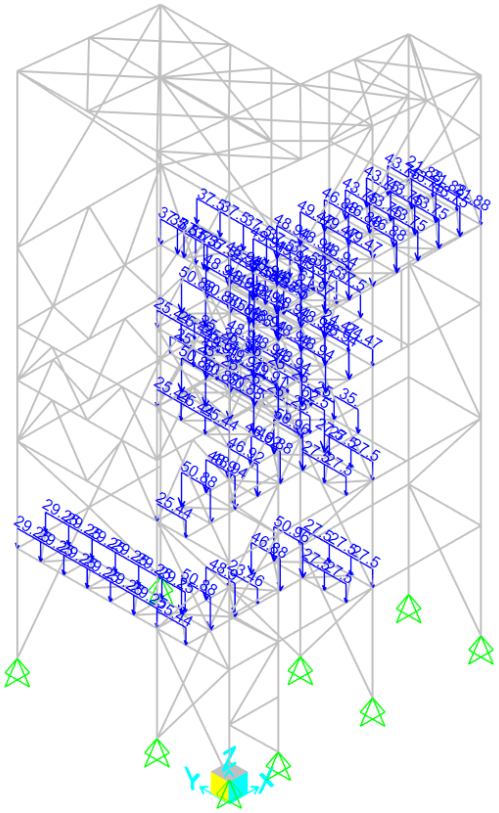


Figura 29: Cargas permanentes (D) - Grating [kgf/m]

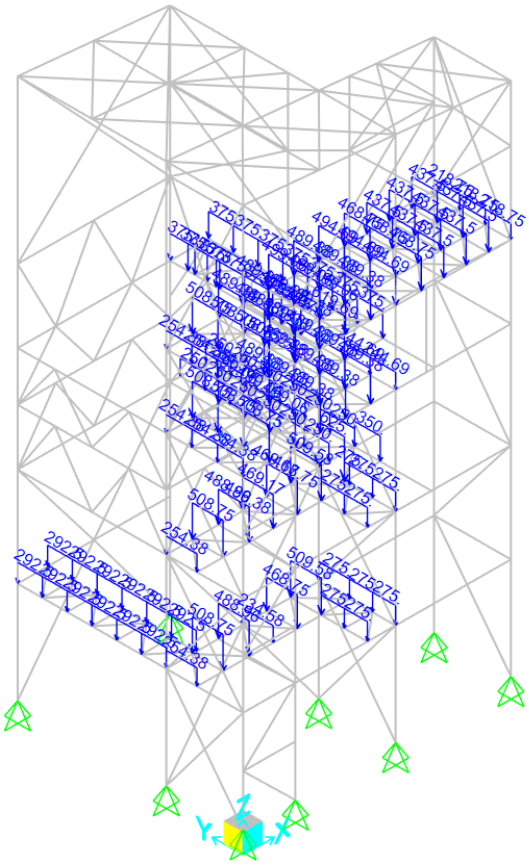


Figura 30: Sobrecarga de Uso (L) [kgf/m]

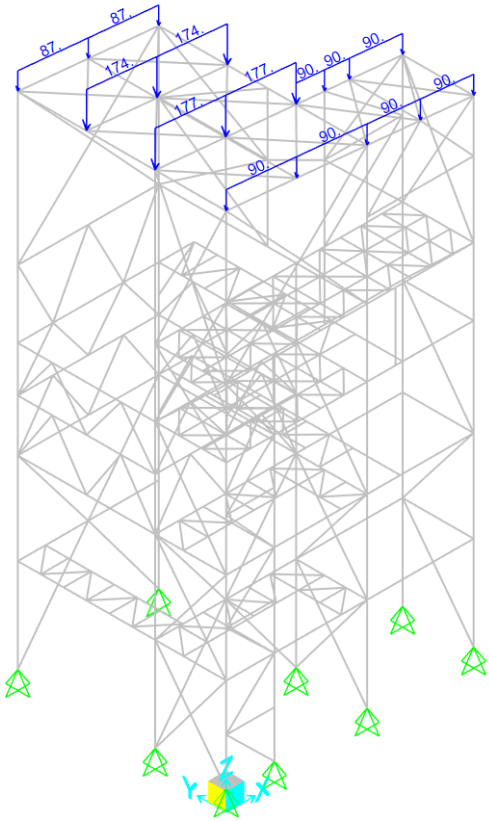


Figura 31: Sobrecarga de Techo (Lr) [kgf/m]

Verificación de la esbeltez Global del perfil :

Tabla 21: Esbeltez global de los elementos - Edificio Chancado Primario – NCh2369.Of2003

Tipo de elemento -	Perfil -	L* [cm]	r_{min} [cm]	λ_{global} -	$\lambda_{límite}$ -	Estado -
Columna principal	HN 300x300x22x10	495	4.9	101	134	OK
Columna secundaria	HN 200x200x12x6	633	5.2	122	134	OK
Diagonales sismorresistentes	XL 125x125x10x10	508	5.0	102	134	OK
Diagonales sismorresistentes	XL 100x100x8x8	321	4.0	81	134	OK
Diagonales sismorresistentes	XL 100x100x10x10	508	3.9	130	134	OK
Vigas secundarias	IN 20x16.8	440	2.2	163	200	OK

(*) La longitud L corresponde a la longitud efectiva no arriostrada del elemento. En el caso de diagonales sismorresistentes, esta se mide entre los puntos de conexión del elemento con el sistema estructural. Cuando corresponde a diagonales de un sistema arriostrado tipo chevron, la longitud se considera entre la intersección de las diagonales y la conexión en la viga o columna.

A continuación, se presentan las combinaciones de carga LRFD utilizadas en el diseño prescriptivo.

Tabla 22: Detalle de las combinaciones de carga LRFD, NCh2369.Of2003

COMBINACIÓN	DISEÑO	NORMA
1.4D	GENERAL	NCh3171.Of2017
1.2D+1.6L+0.5Lr		
1.2D+1.6Lr+L		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(Ex+0.3Ey+Ez)	GENERAL	NCh2369.Of2003
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(Ex+0.3Ey-Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(Ex-0.3Ey+Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(Ex-0.3Ey-Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-Ex+0.3Ey+Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-Ex+0.3Ey-Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-Ex-0.3Ey+Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-Ex-0.3Ey-Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(0.3Ex+Ey+Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(0.3Ex+Ey-Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(0.3Ex-Ey+Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(0.3Ex-Ey-Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-0.3Ex+Ey+Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-0.3Ex+Ey-Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-0.3Ex-Ey+Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-0.3Ex-Ey-Ez)		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(Ex+0.3Ey)+0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(Ex+0.3Ey)-0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(Ex-0.3Ey)+0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(Ex-0.3Ey)-0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-Ex+0.3Ey)+0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-Ex+0.3Ey)-0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-Ex-0.3Ey)+0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-Ex-0.3Ey)-0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(0.3Ex+Ey)+0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(0.3Ex+Ey)-0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(0.3Ex-Ey)+0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(0.3Ex-Ey)-0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-0.3Ex+Ey)-0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-0.3Ex-Ey)+0.3Ez		
0.9D+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.4(-0.3Ex-Ey)-0.3Ez		

Con el fin de verificar la representatividad dinámica del modelo estructural, se evaluó la participación modal de masa en las principales direcciones de análisis. En la **Tabla 23** se presenta el porcentaje de participación modal acumulada por dirección (UX, UY y UZ), mientras que en la **Tabla 24** se muestran los porcentajes de participación correspondientes a cada modo de vibración del sistema estructural. Estos resultados permiten identificar los modos predominantes en la respuesta dinámica del modelo y verificar que la suma de participación modal alcanza valores cercanos al total de masa estructural considerada en cada dirección.

Tabla 23: Porcentaje de participación modal acumulada por dirección (UX, UY, UZ)

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	**ItemType**	**Item**	**Static**	**Dynamic**
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9986	99.6221
MODAL	Acceleration	UY	99.9989	99.6434
MODAL	Acceleration	UZ	99.6611	92.9685

Tabla 24: Participación modal por modo de vibración del modelo estructural

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	**StepType**	**StepNum**	**Period**	**UX**	**UY**	**UZ**	**SumUX**	**SumUY**	**SumUZ**
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.479692	0.004343	0.926797	0.001066	0.004343	0.926797	0.00107
MODAL	Mode	2	0.45418	0.866966	0.001865	0.000026	0.871309	0.928662	0.00109
MODAL	Mode	3	0.388596	0.000008624	0.000002151	8.627E-07	0.871318	0.928664	0.00109
MODAL	Mode	4	0.378002	0.000039	0.003774	0.000004811	0.871357	0.932438	0.00110
MODAL	Mode	5	0.376186	0.000033	0.003439	0.000004201	0.87139	0.935877	0.00110
MODAL	Mode	6	0.345052	0.012493	0.016113	5.421E-07	0.883882	0.95199	0.00110
MODAL	Mode	7	0.290218	0.037404	0.000622	9.389E-07	0.921286	0.952612	0.00110
MODAL	Mode	8	0.260775	0.001593	0.000524	0.000006935	0.922879	0.953135	0.00111
MODAL	Mode	9	0.24204	0.000037	0.00019	0.000017	0.922916	0.953325	0.00113
MODAL	Mode	10	0.23527	0.000421	0.003806	0.000494	0.923337	0.957131	0.00162
		⋮							⋮
MODAL	Mode	80	0.060827	2.182E-07	0.000067	0.000008155	0.985421	0.984206	0.89354
MODAL	Mode	81	0.06069	0.000021	0.000091	0.000048	0.985442	0.984297	0.89359
MODAL	Mode	82	0.06049	0.000011	8.464E-07	0.00000107	0.985452	0.984298	0.89359
MODAL	Mode	83	0.060452	0.000073	0.000247	0.000603	0.985525	0.984544	0.89419
MODAL	Mode	84	0.059944	0.000111	0.000008929	0.000642	0.985636	0.984553	0.89484
MODAL	Mode	85	0.059773	0.0007	0.000116	0.002988	0.986336	0.984669	0.89782
MODAL	Mode	86	0.058176	7.183E-07	3.486E-08	0.000005547	0.986337	0.984669	0.89783
MODAL	Mode	87	0.057891	0.000071	0.000084	0.000121	0.986408	0.984753	0.89795
MODAL	Mode	88	0.057751	0.000062	0.000031	0.000128	0.98647	0.984784	0.89808
MODAL	Mode	89	0.056166	6.18E-08	0.000094	0.001691	0.98647	0.984878	0.89977
MODAL	Mode	90	0.055974	0.00028	0.000048	0.000076	0.98675	0.984925	0.89985
MODAL	Mode	91	0.055935	0.000356	6.123E-07	0.000311	0.987106	0.984926	0.90016
MODAL	Mode	92	0.054509	0.000027	0.00006	0.000675	0.987133	0.984986	0.90083
MODAL	Mode	93	0.053459	0.000057	0.000953	0.00053	0.98719	0.985939	0.90136
MODAL	Mode	94	0.052728	0.000055	0.000431	0.001257	0.987245	0.986369	0.90262
MODAL	Mode	95	0.051676	0.000003061	0.001891	0.000141	0.987248	0.988261	0.90276

Con el fin de visualizar la distribución de las demandas estructurales dentro del sistema resistente, en la **Figura 32** se presenta los factores de utilización (FU) obtenido a partir del diseño estructural del edificio chancado primario conforme a la NCh2369:2003 bajo metodología LRFD. La escala de colores indica el nivel de utilización de los elementos estructurales, donde valores cercanos a FU = 1.0 representan elementos próximos a su capacidad de diseño, mientras que valores menores indican una menor demanda. Esta representación permite identificar de manera global los elementos más exigidos dentro del sistema estructural.

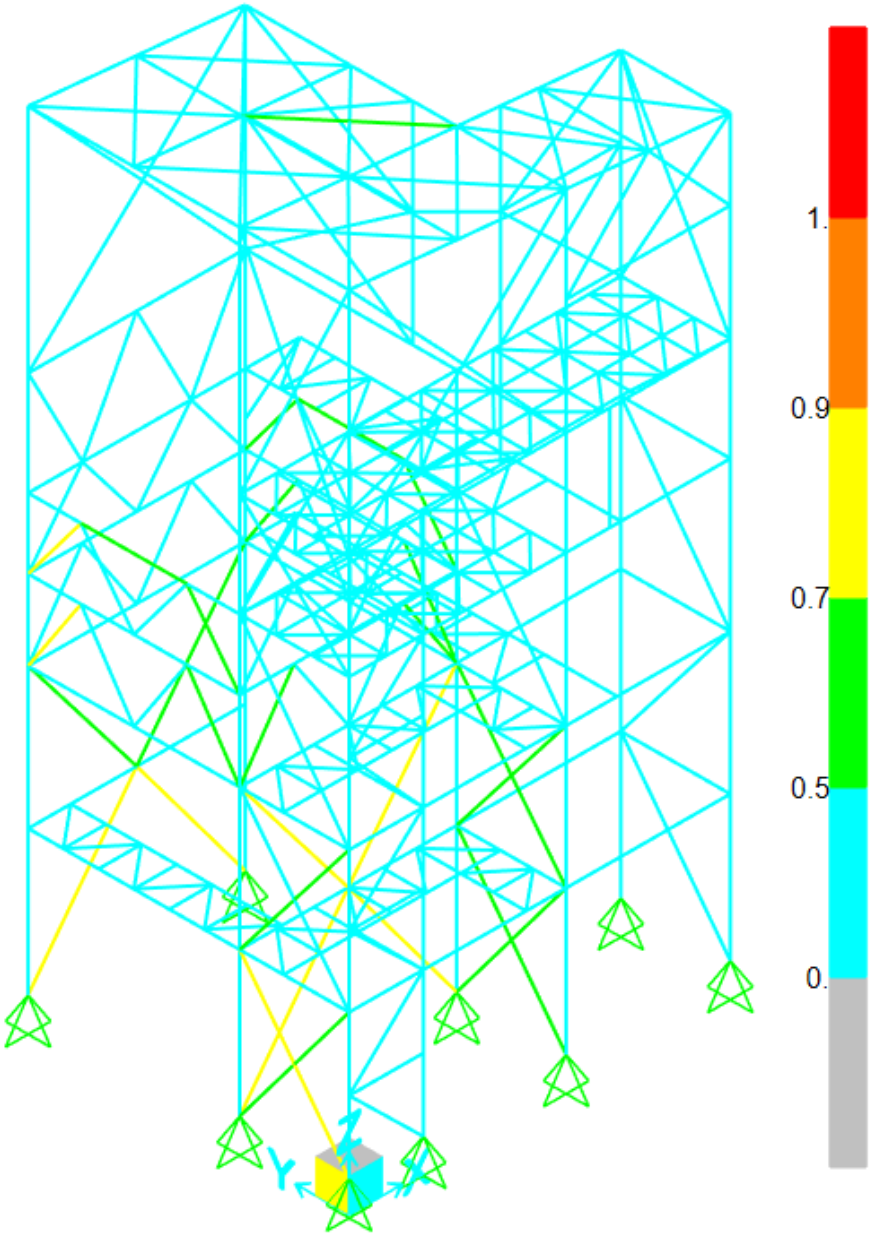


Figura 32: Factores de utilización (FU) Edificio Chancado Primario NCh2369 Of.2003, LRFD

Tabla 25: Combinaciones de Carga (LRFD) - NCh2369:2025

COMBINACIÓN	DISEÑO	NORMA
1.4D	GENERAL	NCh3171 Of.2017
1.2D+1.6L+0.5Lr		
1.2D+1.6Lr+L		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(1.0Ex+0.3Ey+0.3Ez)	CARGAS REDUCIDAS ELEMENTOS FUSIBLES	NCh2369:2025
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(1.0Ex+0.3Ey-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(1.0Ex-0.3Ey+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(1.0Ex-0.3Ey-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(-1.0Ex+0.3Ey+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(-1.0Ex+0.3Ey-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(-1.0Ex-0.3Ey+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(-1.0Ex-0.3Ey-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.3Ex+1.0Ey-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.3Ex-1.0Ey+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.3Ex-1.0Ey-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(-0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(-0.3Ex+1.0Ey-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(-0.3Ex-1.0Ey+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(-0.3Ex-1.0Ey-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.3Ex+0.3Ey+1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.3Ex+0.3Ey-1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.3Ex-0.3Ey+1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.3Ex-0.3Ey-1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(-0.3Ex+0.3Ey+1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(-0.3Ex+0.3Ey-1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(-0.3Ex-0.3Ey+1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(-0.3Ex-0.3Ey-1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(1.0Ex+0.3Ey)+0.3Ez)	CARGAS AMPLIFICADAS ELEMENTOS NO FUSIBLES	NCh2369:2025
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(1.0Ex+0.3Ey)-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(1.0Ex-0.3Ey)+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(1.0Ex-0.3Ey)-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(-1.0Ex+0.3Ey)+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(-1.0Ex+0.3Ey)-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(-1.0Ex-0.3Ey)+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(-1.0Ex-0.3Ey)-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(0.3Ex+1.0Ey)+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(0.3Ex+1.0Ey)-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(0.3Ex-1.0Ey)+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(0.3Ex-1.0Ey)-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(-0.3Ex+1.0Ey)+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(-0.3Ex+1.0Ey)-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(-0.3Ex-1.0Ey)+0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(-0.3Ex-1.0Ey)-0.3Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(0.3Ex+0.3Ey)+1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(0.3Ex+0.3Ey)-1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(0.3Ex-0.3Ey)+1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(0.3Ex-0.3Ey)-1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(-0.3Ex+0.3Ey)+1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(-0.3Ex+0.3Ey)-1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(-0.3Ex-0.3Ey)+1.0Ez)		
1.2D+0.25L+L_tolva+L_parrilla+L_picarocas+1.0(0.7R(-0.3Ex-0.3Ey)-1.0Ez)		

Para las cargas amplificadas, el factor de $0.7R_1$, con $R_1 = R = 5$, (0.7R = 3.5). Esto quiere decir que las vigas y columnas se diseñan elásticamente amplificando las solicitaciones horizontales 3.5 veces.

A continuación, se presentan algunas de las curvas obtenidas de los parámetros de Tremblay (2002).

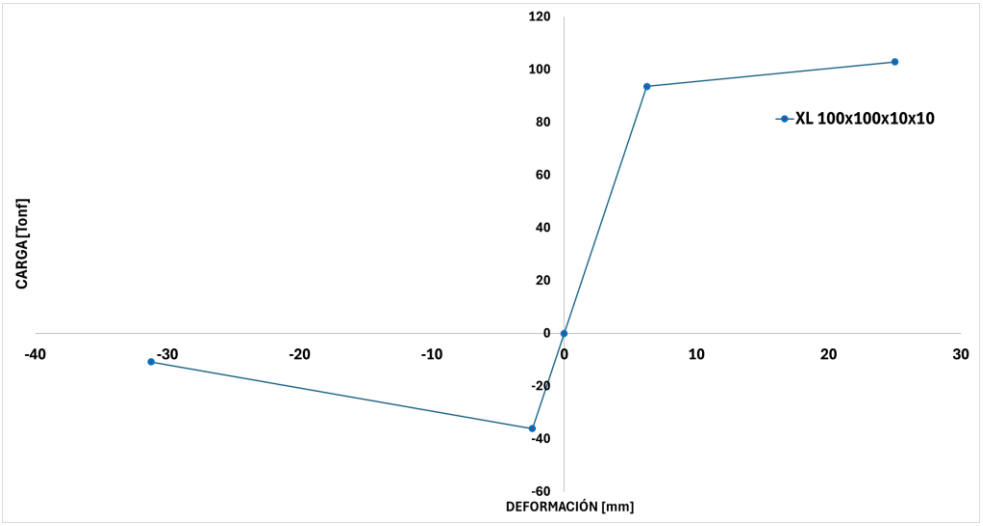


Gráfico 32: Parámetros de Tremblay (2002) - XL 100x100x10x10

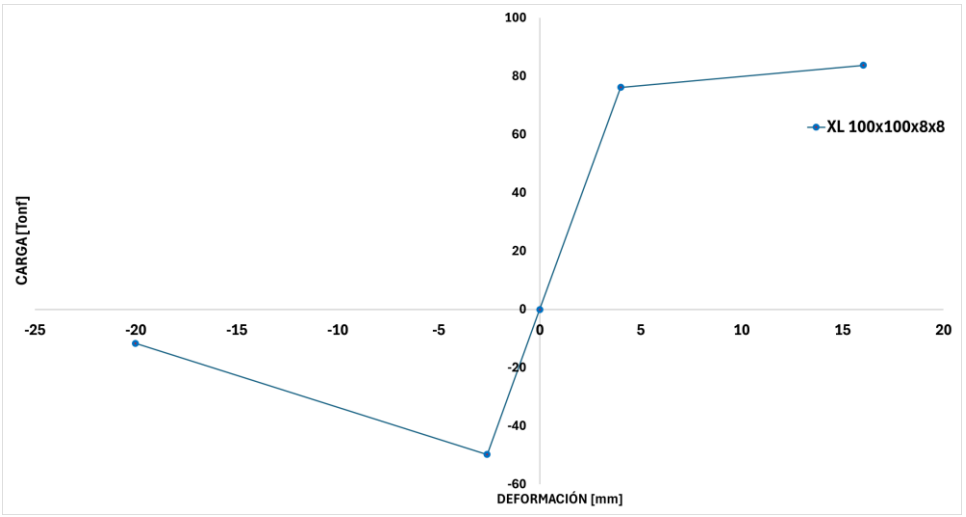


Gráfico 33: Parámetros de Tremblay (2002) - XL 100x100x8x8

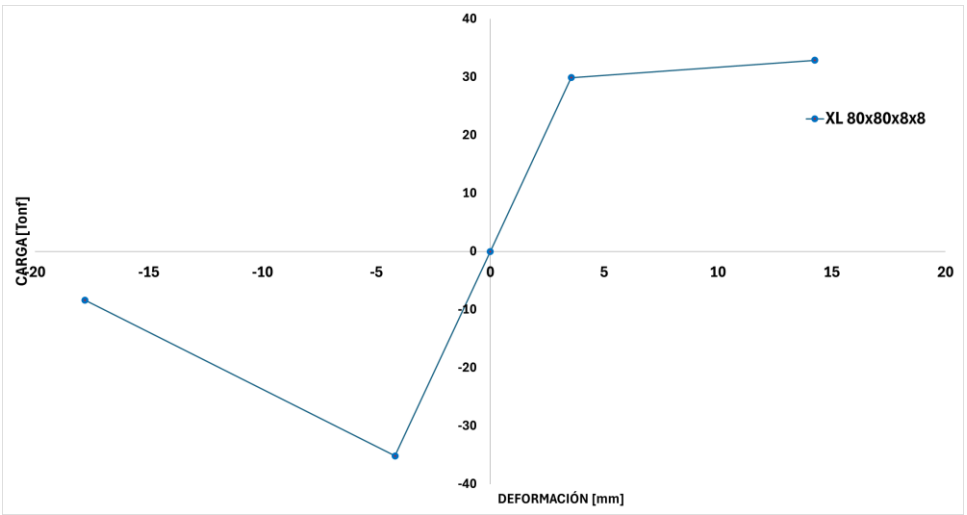
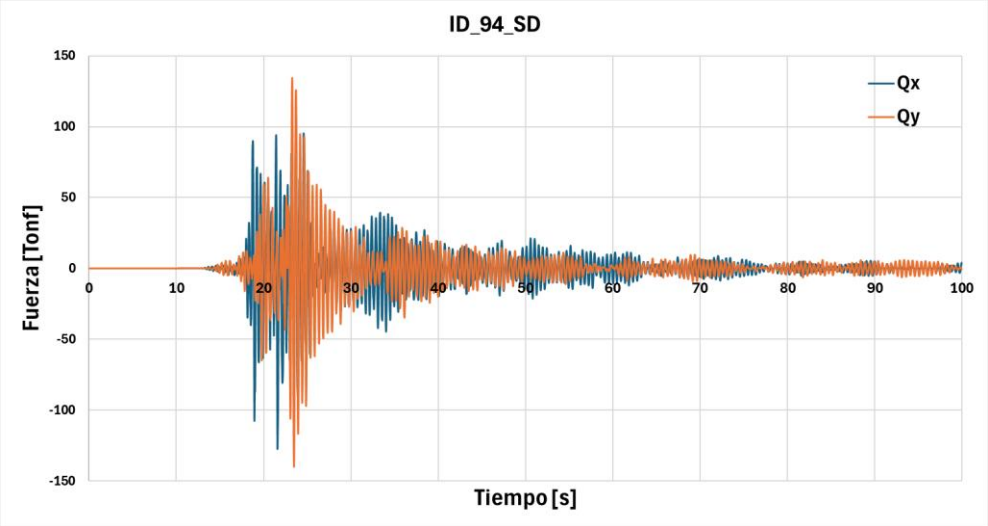


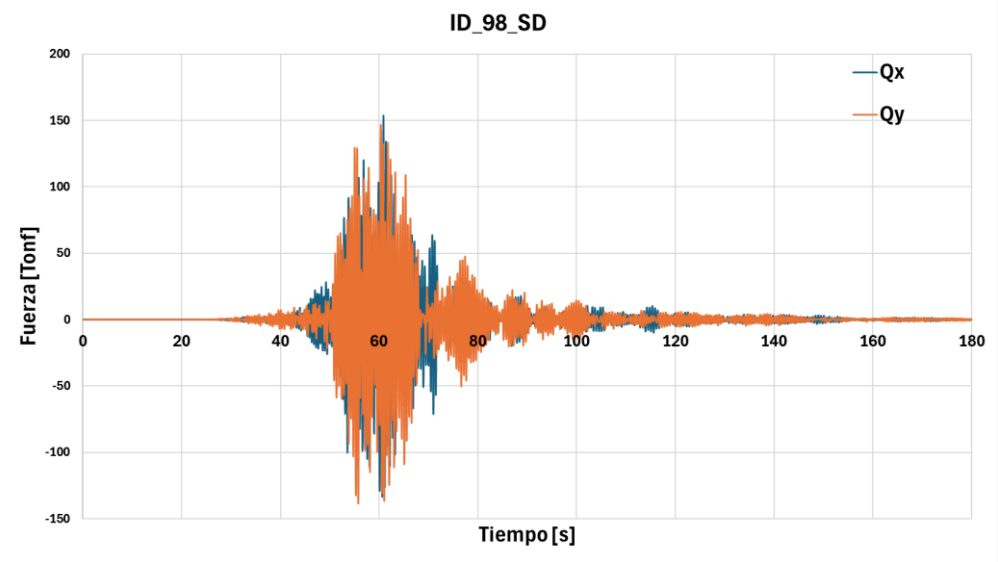
Gráfico 34: Parámetros de Tremblay (2002) - XL 80x80x8x8

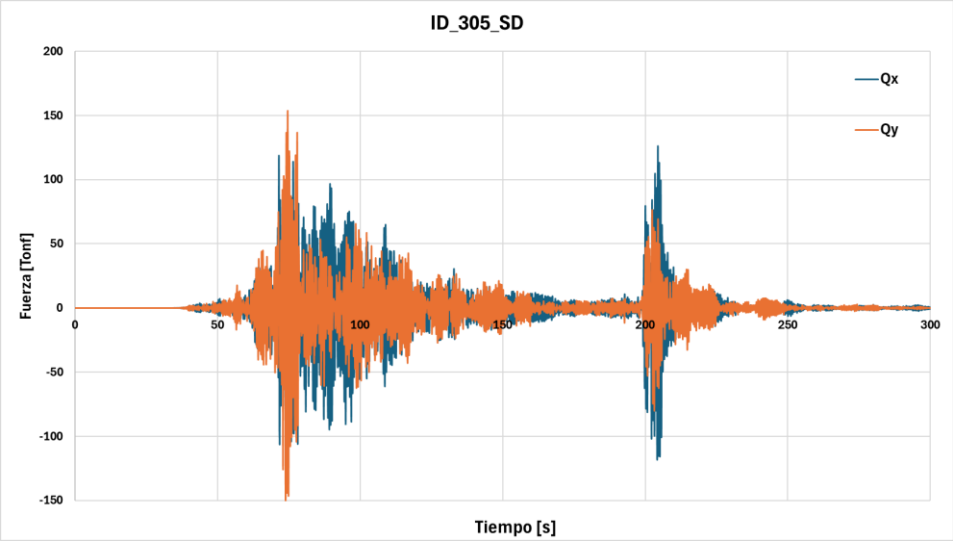
Cortes Basales

Con el fin de evaluar la respuesta global del sistema estructural frente a los registros sísmicos considerados, se analizaron los cortes basales obtenidos a partir de los análisis tiempo–historia no lineales (NLTH). En los gráficos siguientes se presentan los valores de corte basal máximo desarrollados en cada dirección principal del modelo, tanto para el Sismo de Diseño (SD) como para el Sismo Máximo Posible (SMP), considerando el conjunto de los registros sísmicos analizados.

Cabe mencionar que todos los registros utilizados fueron extraídos directamente de la base de datos de la Red Nacional de Acelerógrafos (RENADIC) de la Universidad de Chile, utilizando su versión filtrada, sin modificar parámetros que pudiesen alterar las características originales de dichos pulsos

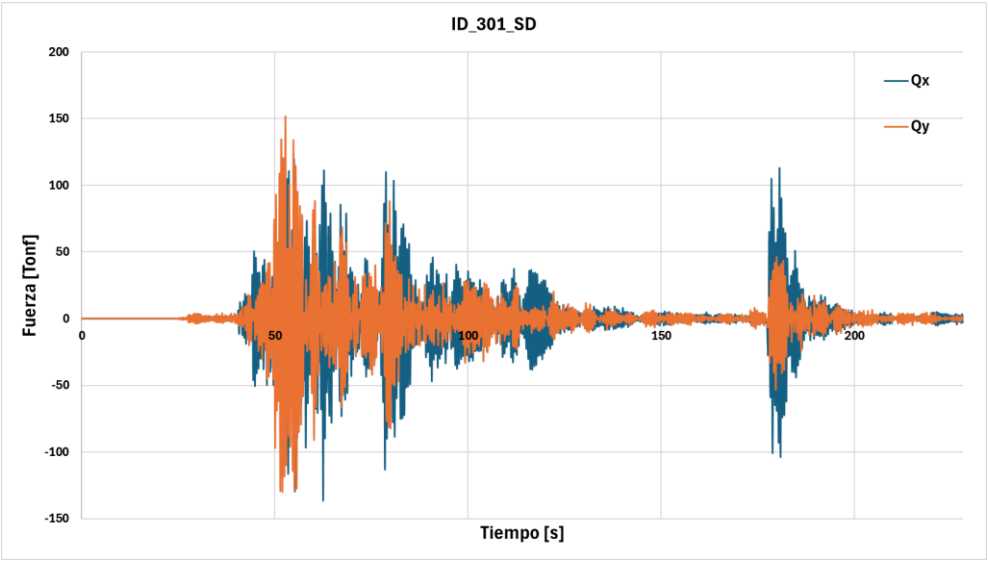


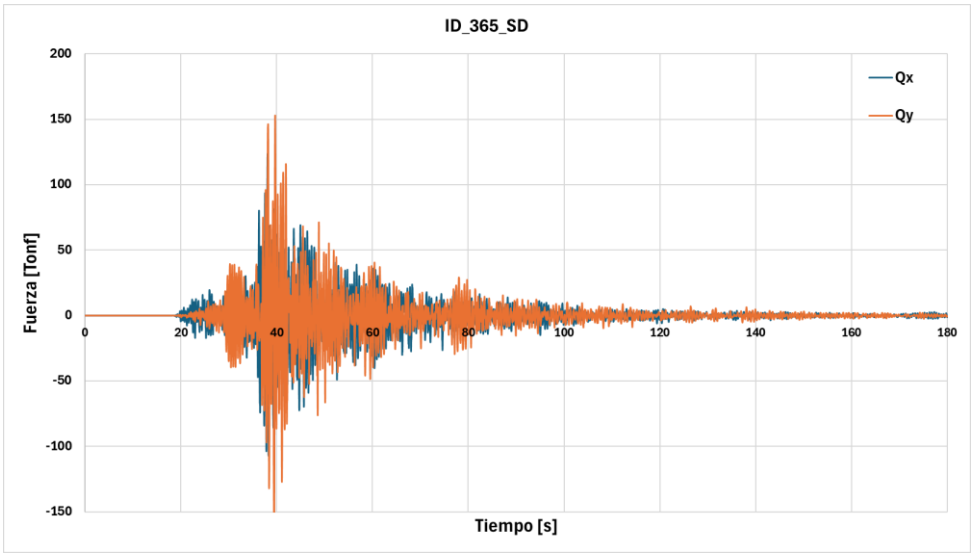


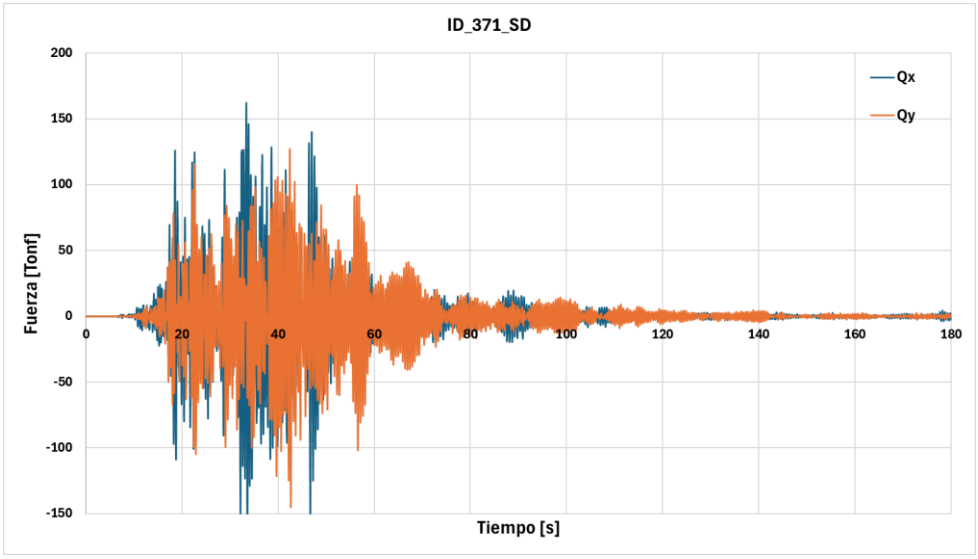


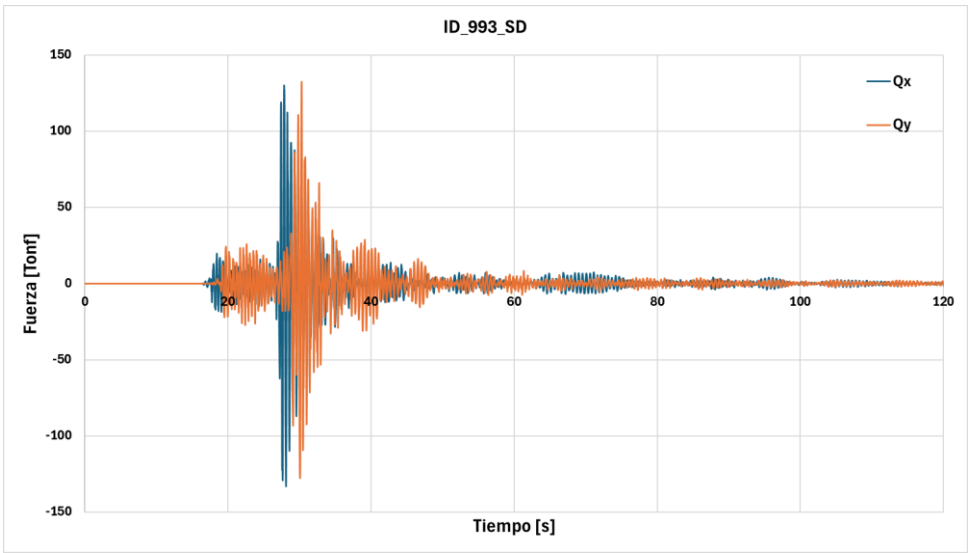
(*) En algunos registros, particularmente en ID_305 e ID_301, se observan dos pulsos dominantes de energía en el historial temporal de aceleraciones. Una posible explicación de este comportamiento podría estar asociada a características propias de los movimientos sísmicos cercanos a la fuente, donde la propagación de la ruptura puede generar concentraciones de energía en intervalos relativamente cortos de tiempo.

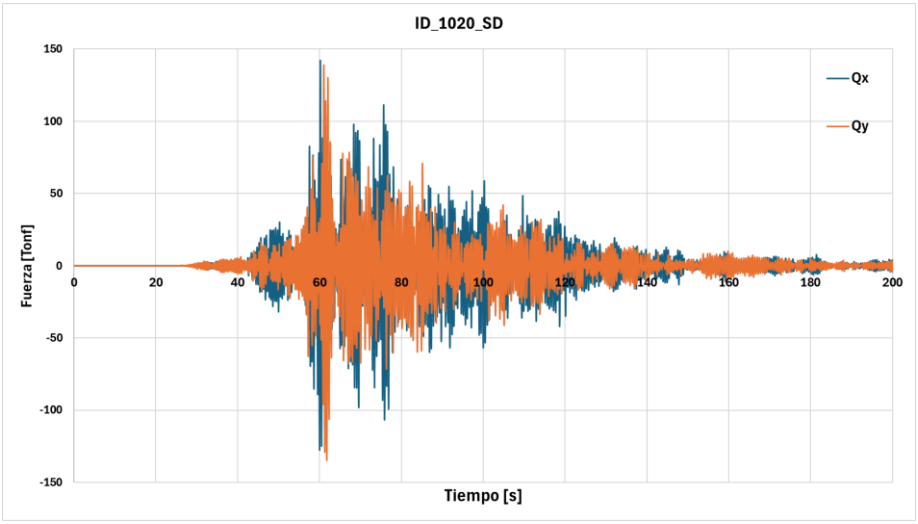
De acuerdo con Bray y Rodriguez-Marek (2004), este tipo de registros puede presentar movimientos tipo pulso asociados a efectos de directividad de ruptura, los cuales se caracterizan por la presencia de uno o más ciclos dominantes de movimiento dentro del historial temporal. Sin embargo, la identificación precisa de este fenómeno requiere un análisis más detallado del registro en términos de velocidad y desplazamiento, por lo que en este estudio dicha observación se plantea únicamente como una posible interpretación del comportamiento observado en los dos registros analizados.

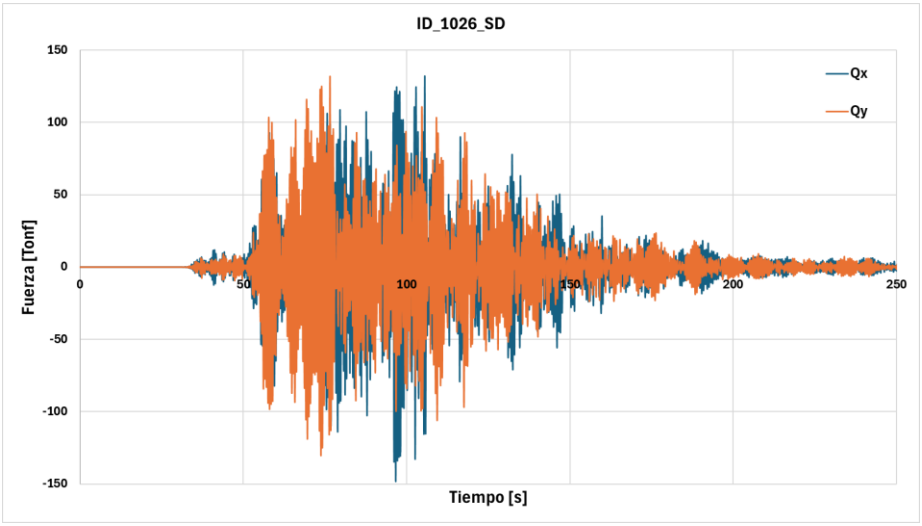


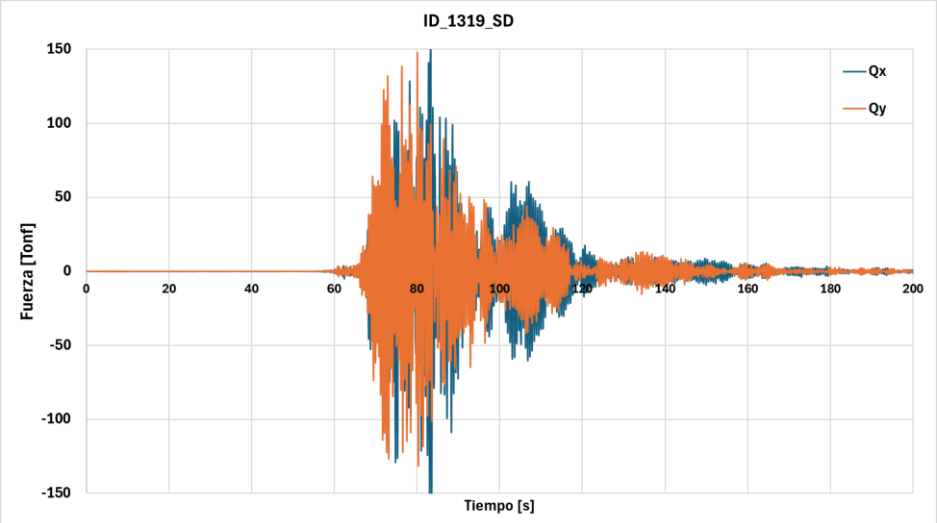

ID_365_SD
Qx
Qy
Fuerza [Tonf]
Tiempo [s]
200
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180


ID_371_SD
Qx
Qy
Fuerza [Tonf]
Tiempo [s]
200
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180

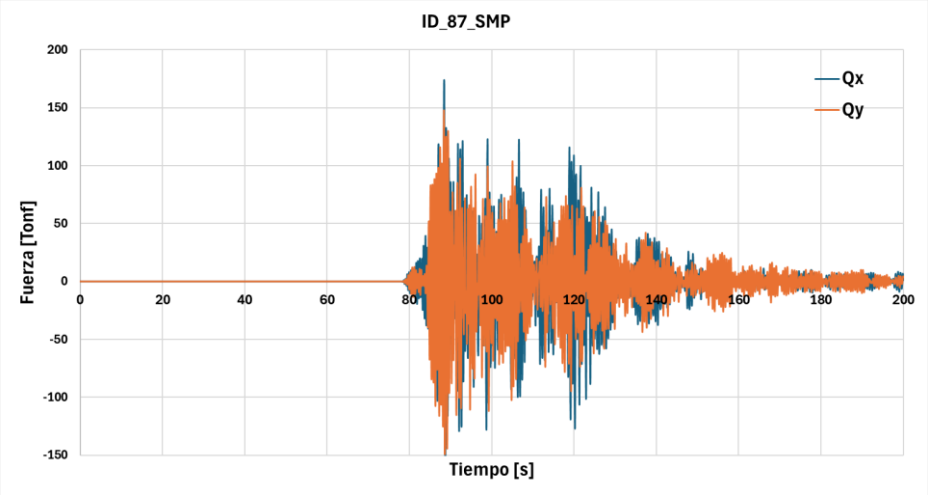

ID_993_SD
Qx
Qy
Fuerza [Tonf]
Tiempo [s]
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
20
40
60
80
100
120

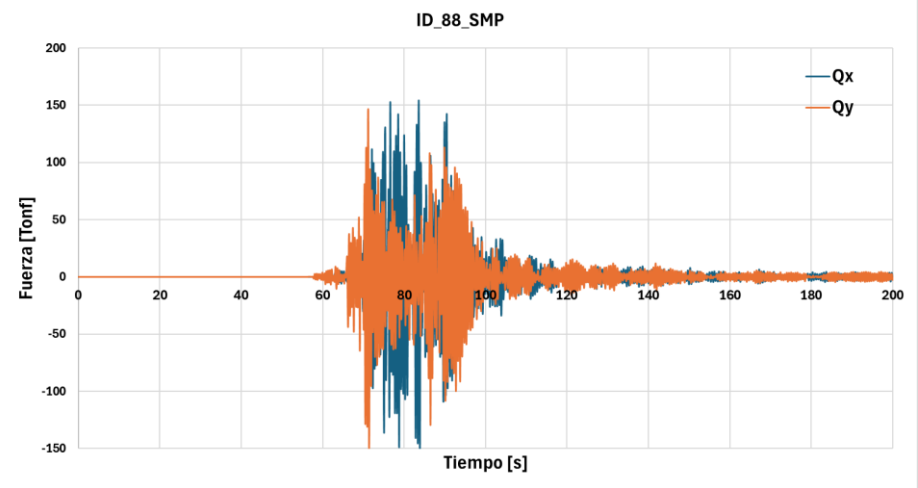

ID_1020_SD
Qx
Qy
Fuerza [Tonf]
Tiempo [s]
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200

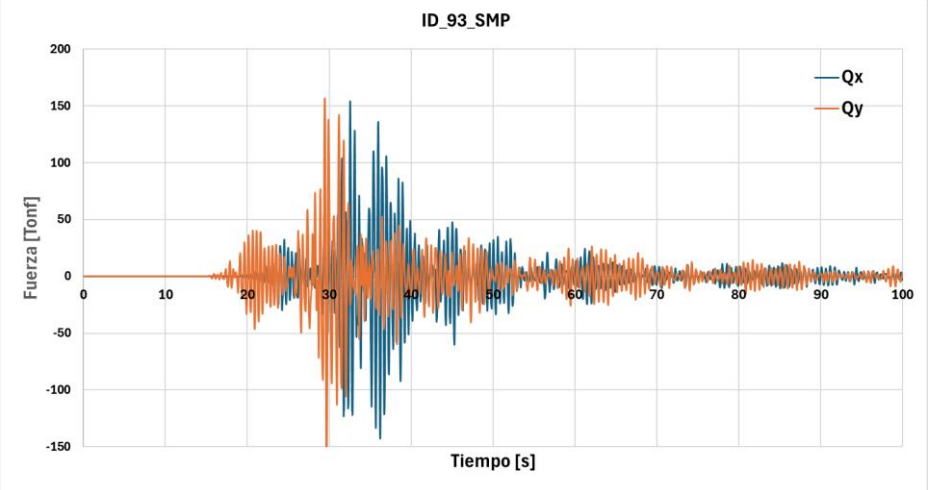

ID_1026_SD
Qx
Qy
Fuerza [Tonf]
Tiempo [s]
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
50
100
150
200
250

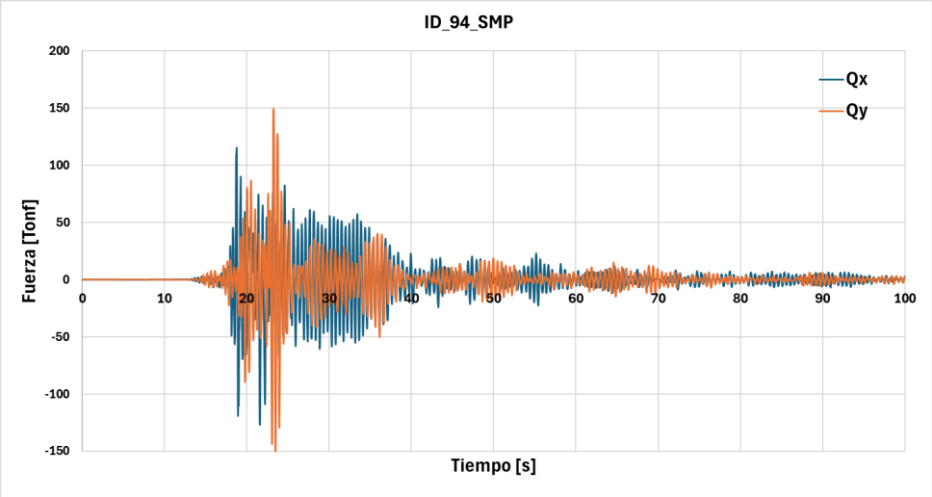

ID_1319_SD
Qx
Qy
Fuerza [Tonf]
Tiempo [s]
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200

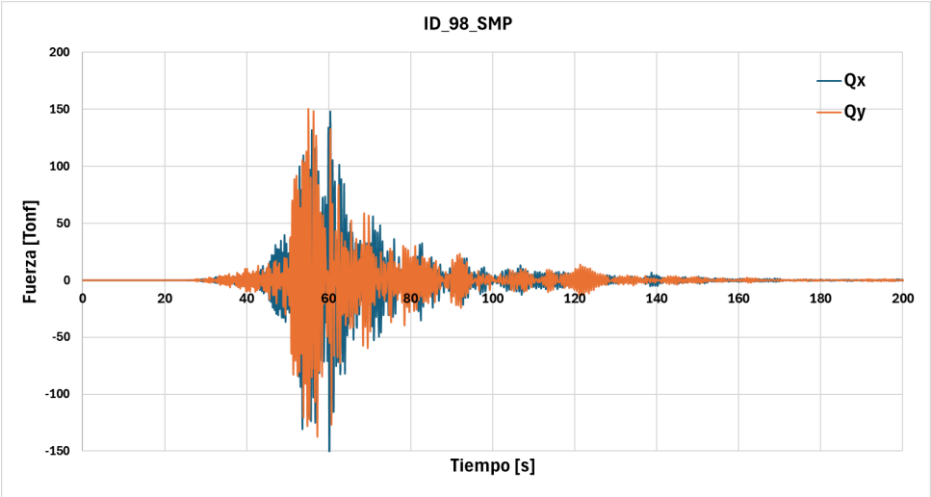
Sismo Máximo Posible (SMP)

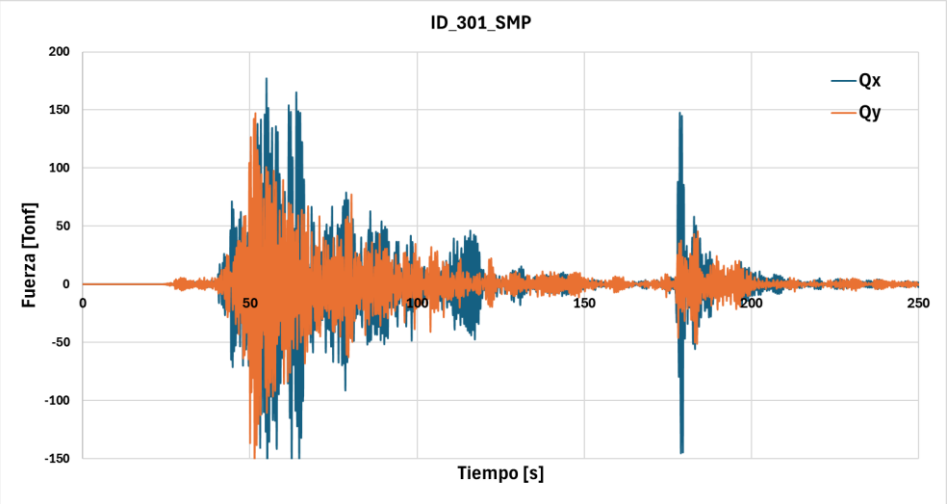


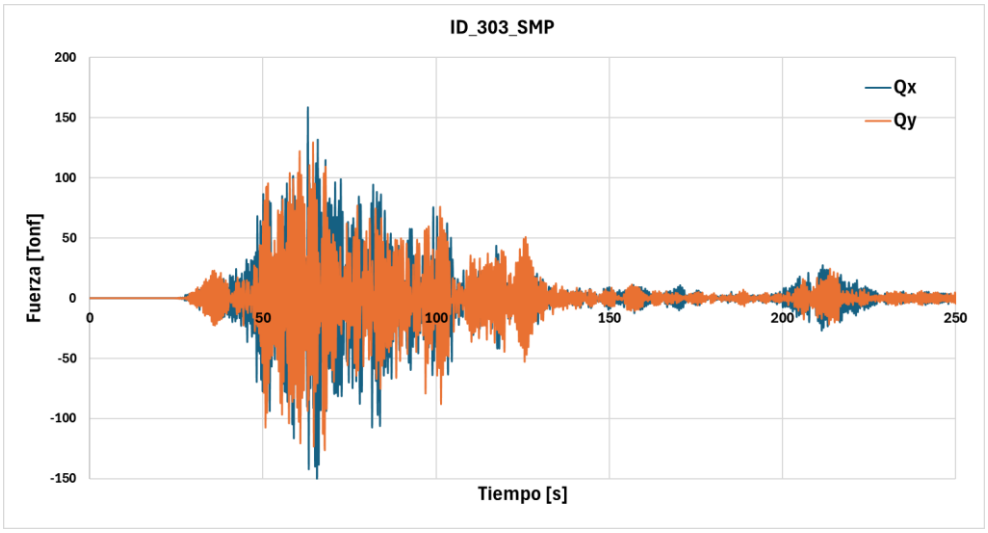


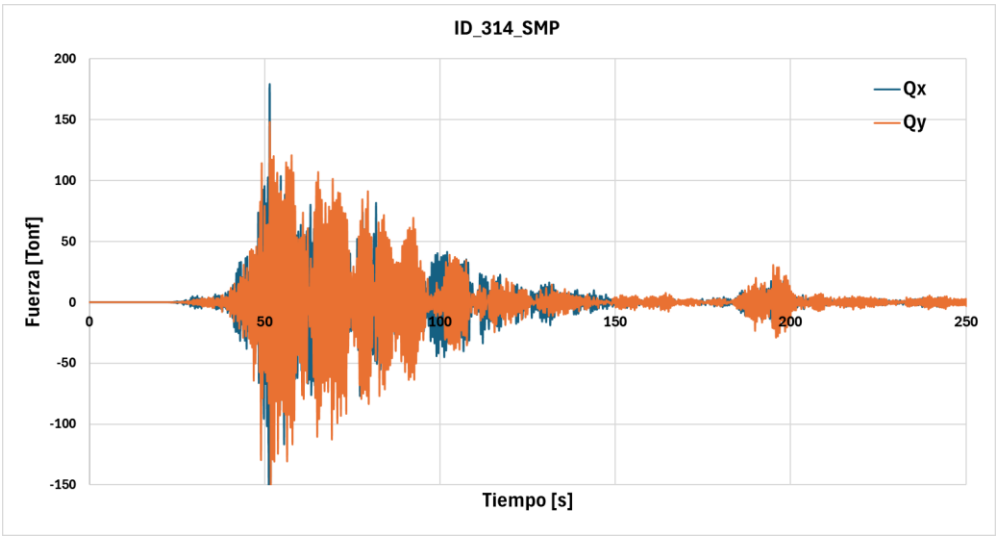


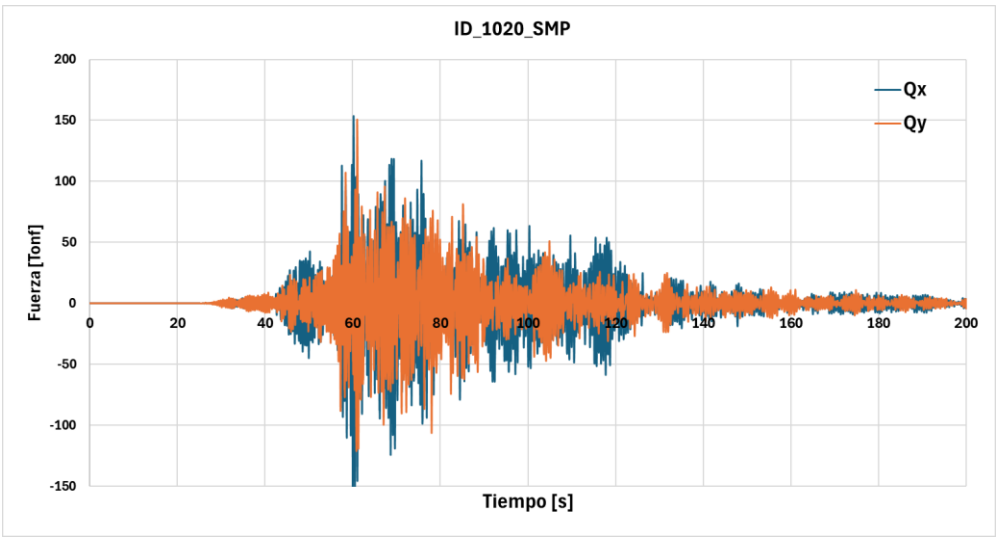

ID_94_SMP
Qx
Qy
Fuerza [Tonf]
Tiempo [s]
200
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100

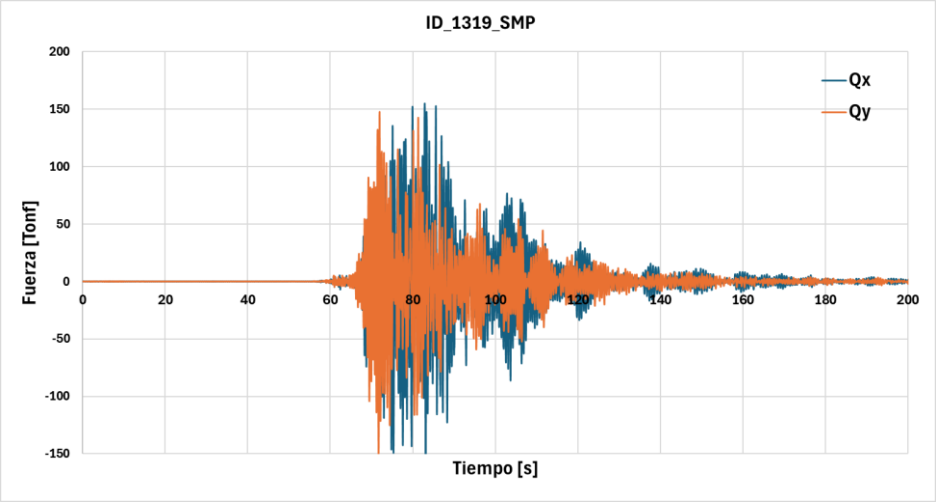

ID_98_SMP
Qx
Qy
Fuerza [Tonf]
Tiempo [s]
200
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200


ID_301_SMP
Qx
Qy
Fuerza [Tonf]
Tiempo [s]
200
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
50
100
150
200
250

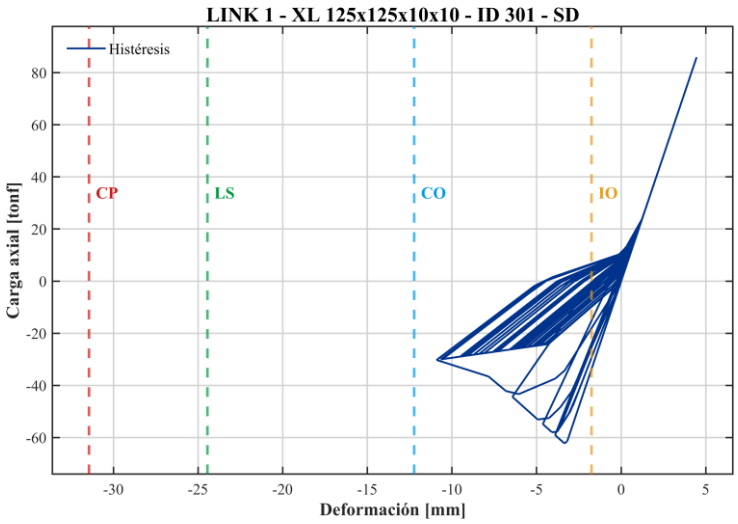

ID_303_SMP
Qx
Qy
Fuerza [Tonf]
Tiempo [s]
200
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
50
100
150
200
250

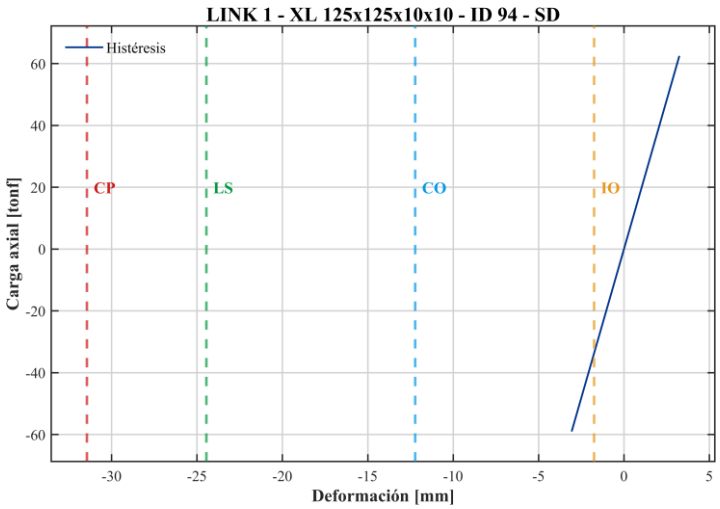

ID_314_SMP
Qx
Qy
Fuerza [Tonf]
Tiempo [s]
200
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
50
100
150
200
250

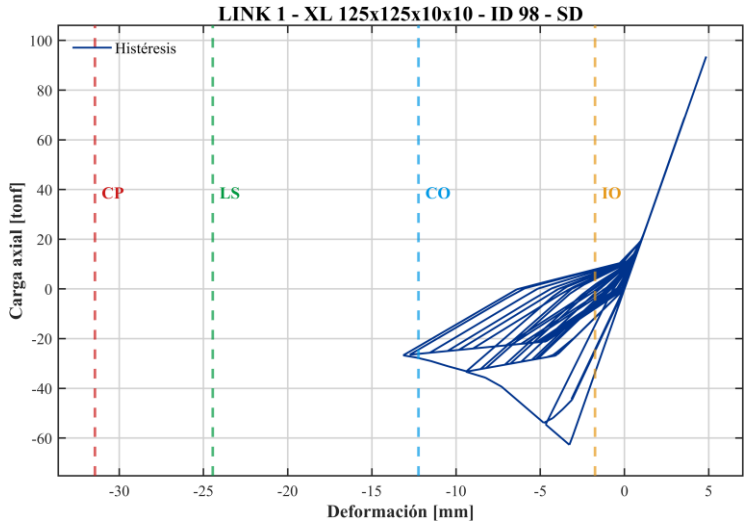

ID_1020_SMP
Qx
Qy
Fuerza [Tonf]
Tiempo [s]
200
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200

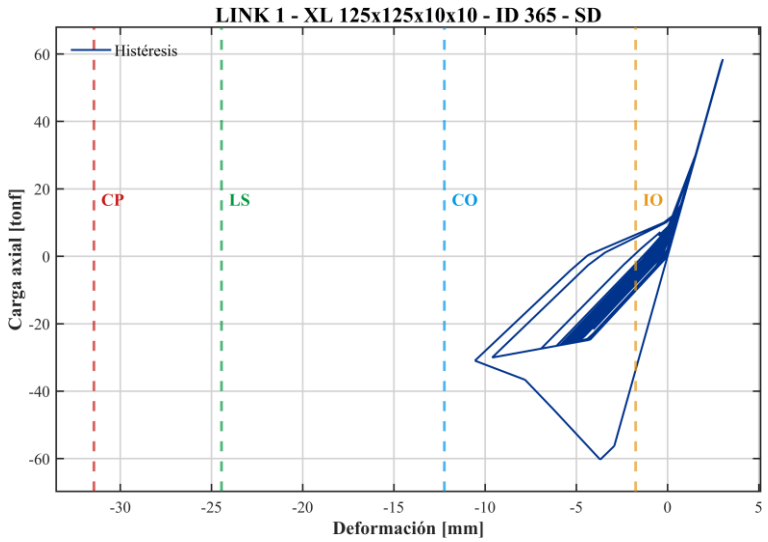


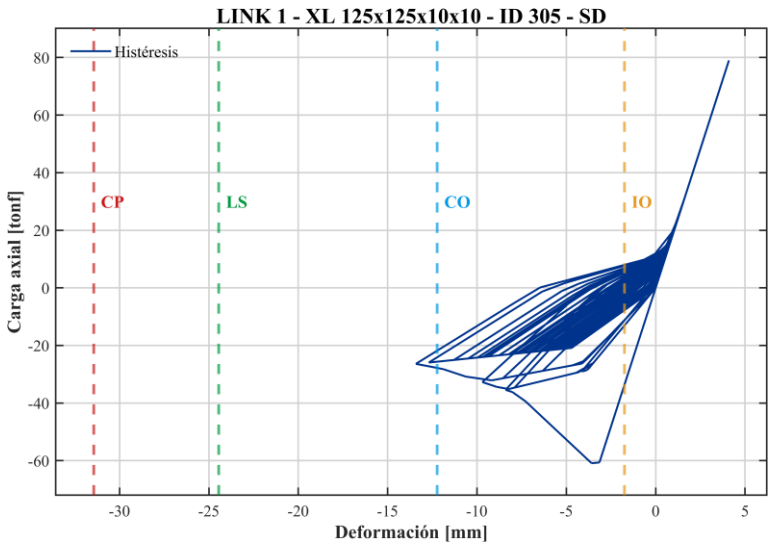
Deformación axial de diagonales más exigidas para el Sismo de Diseño - EJE - X, de los 11 registros:

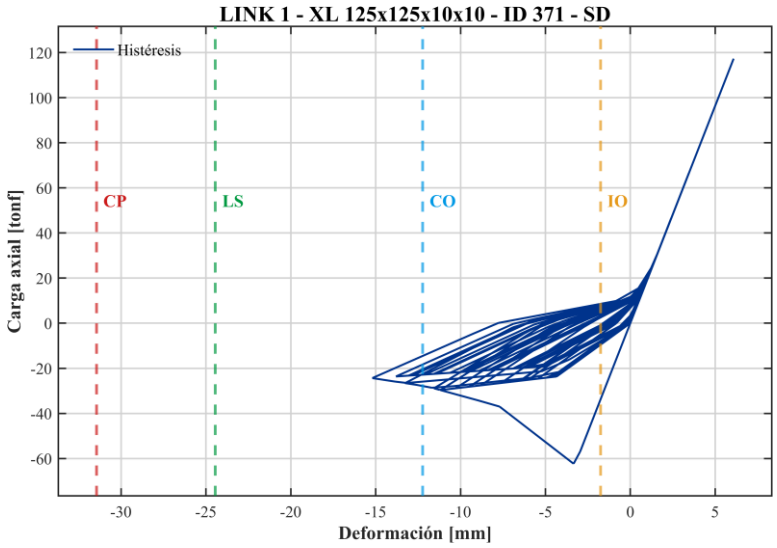


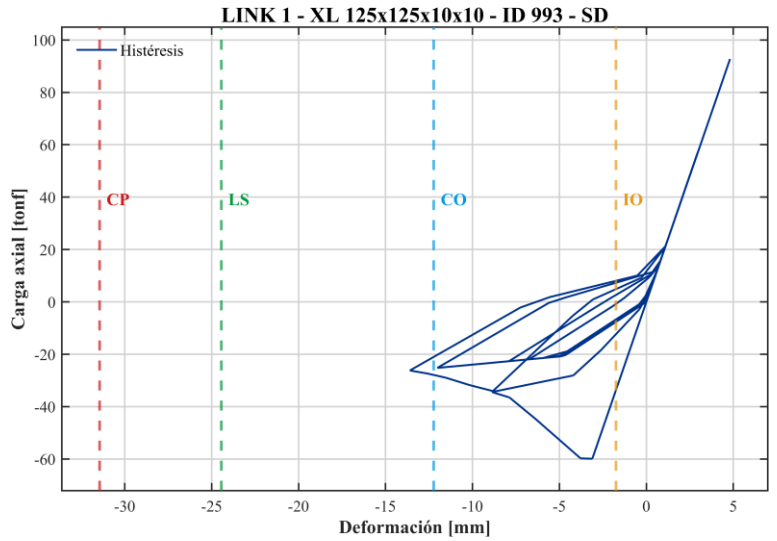


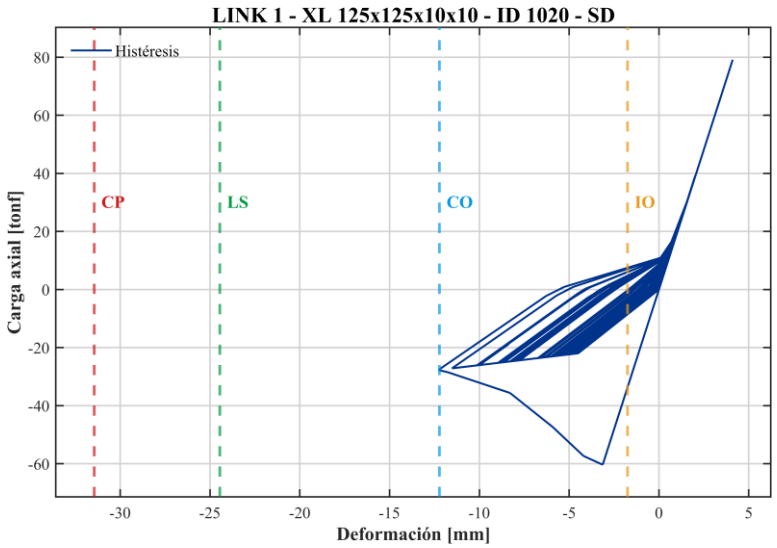

LINK 1 - XL 125x125x10x10 - ID 98 - SD
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]


LINK 1 - XL 125x125x10x10 - ID 365 - SD
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]

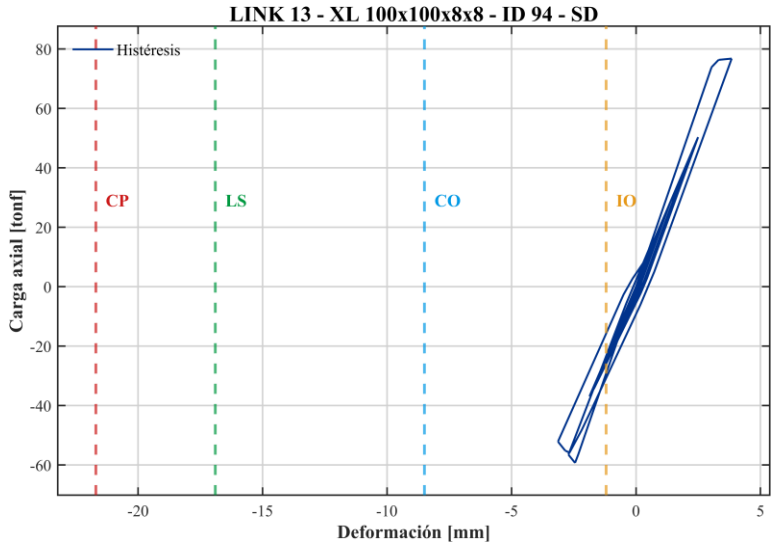

LINK 1 - XL 125x125x10x10 - ID 305 - SD
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]

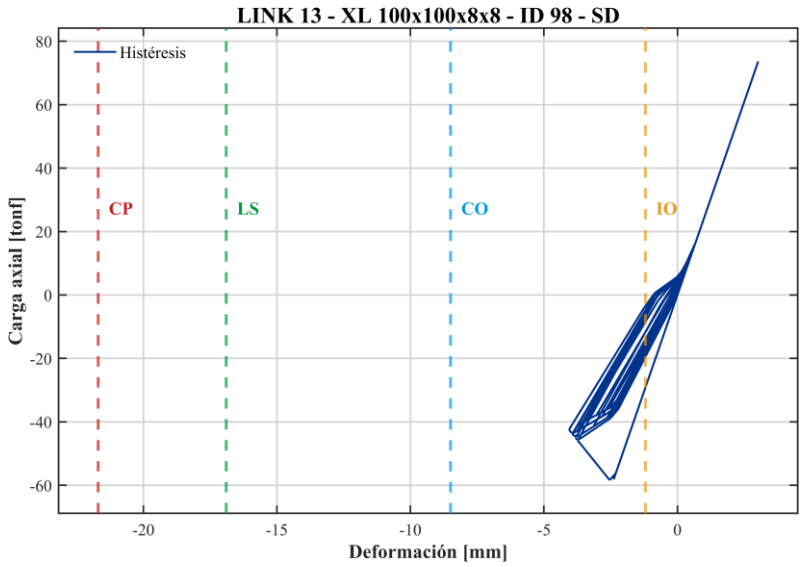


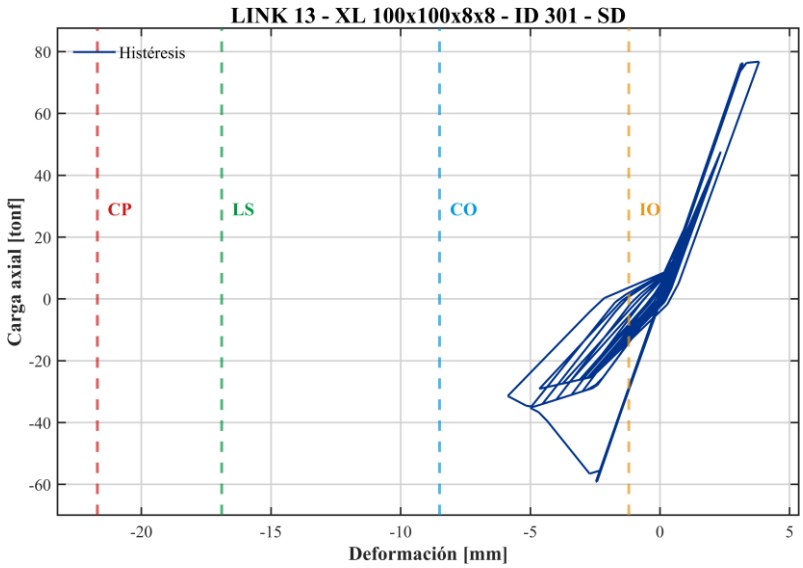


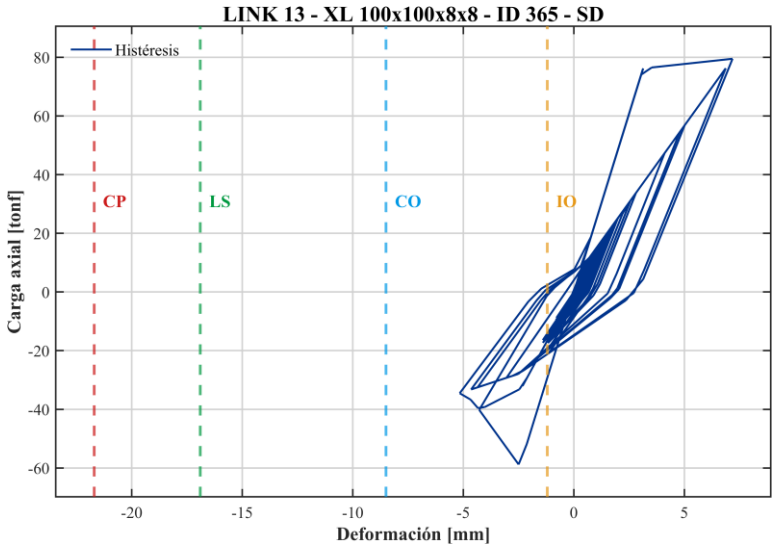


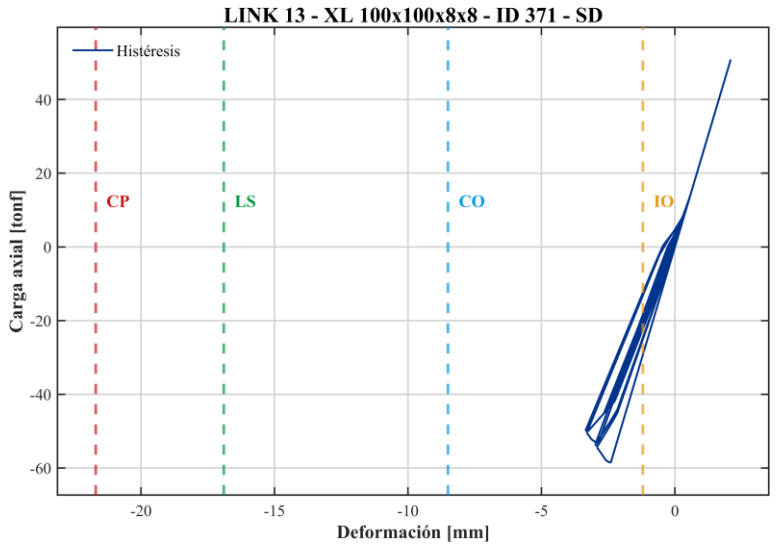
Deformación axial de diagonales más exigidas para el Sismo de Diseño - EJE - Y, de los 11 registros:

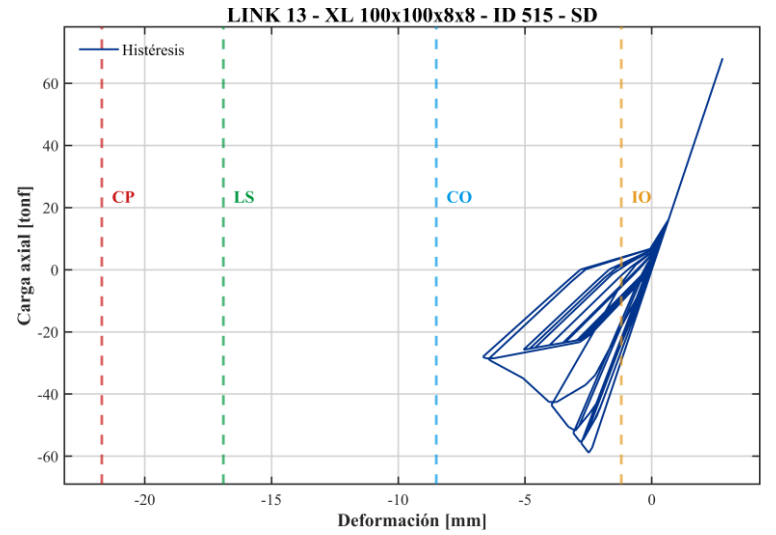

LINK 13 - XL 100x100x8x8 - ID 94 - SD
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]

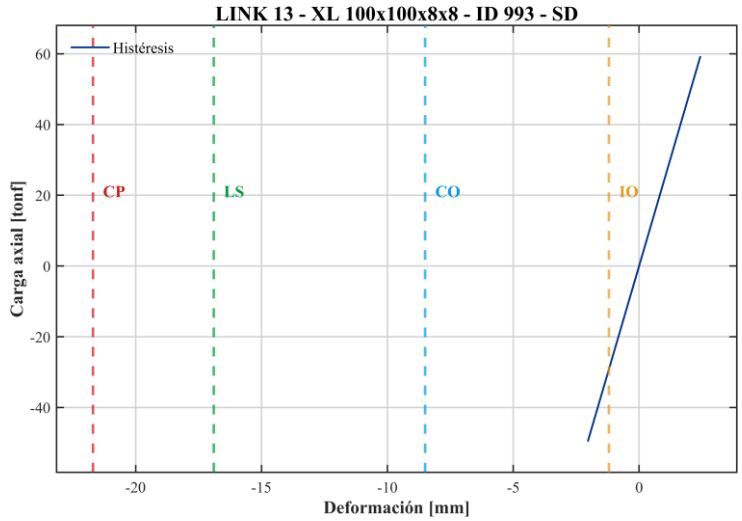

LINK 13 - XL 100x100x8x8 - ID 98 - SD
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]

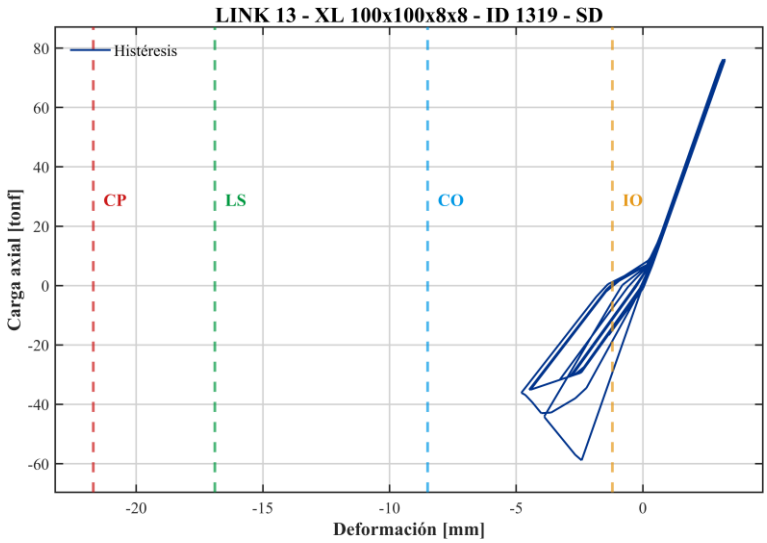

LINK 13 - XL 100x100x8x8 - ID 301 - SD
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]


LINK 13 - XL 100x100x8x8 - ID 365 - SD
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]

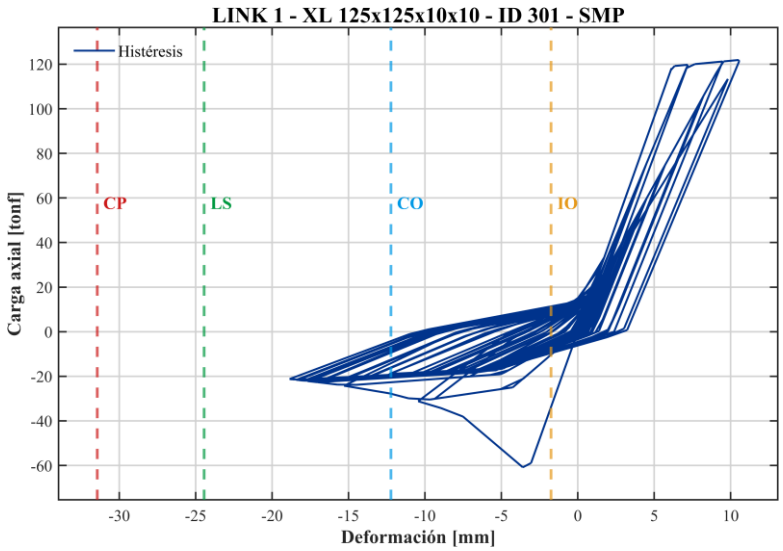

LINK 13 - XL 100x100x8x8 - ID 371 - SD
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]

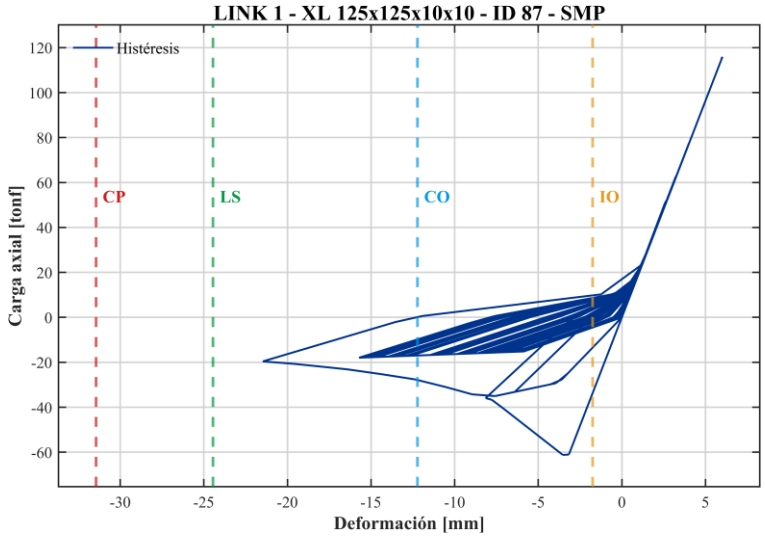

LINK 13 - XL 100x100x8x8 - ID 515 - SD
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]

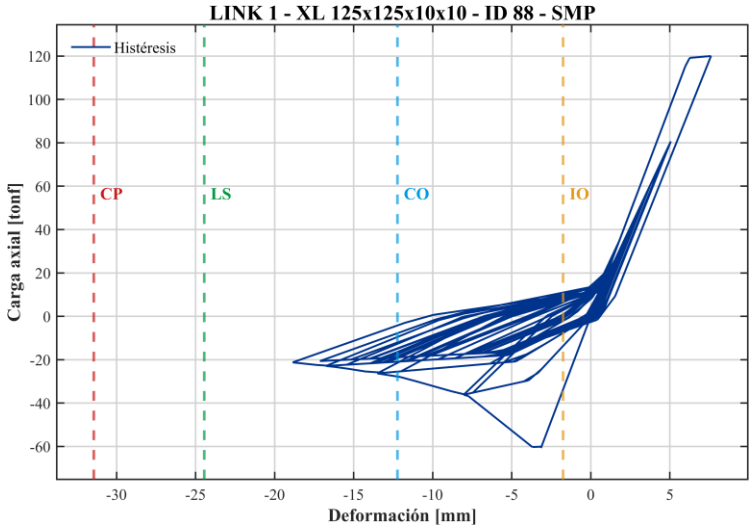


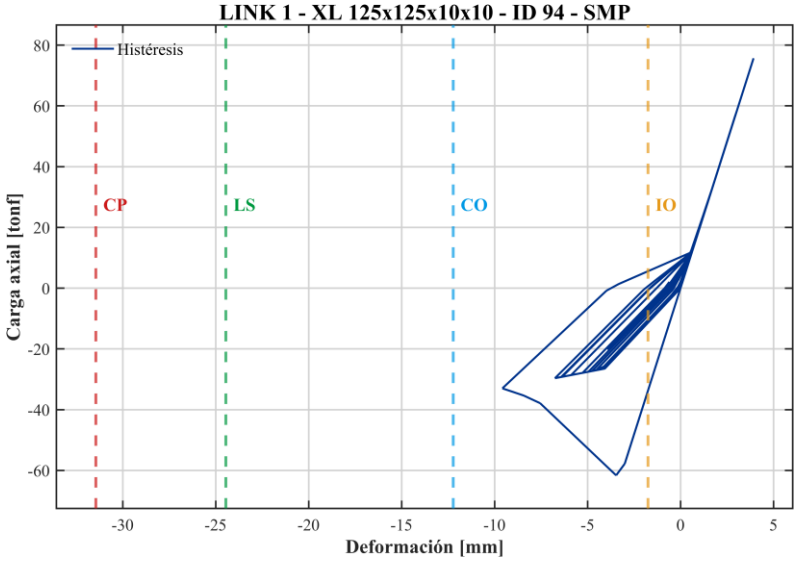


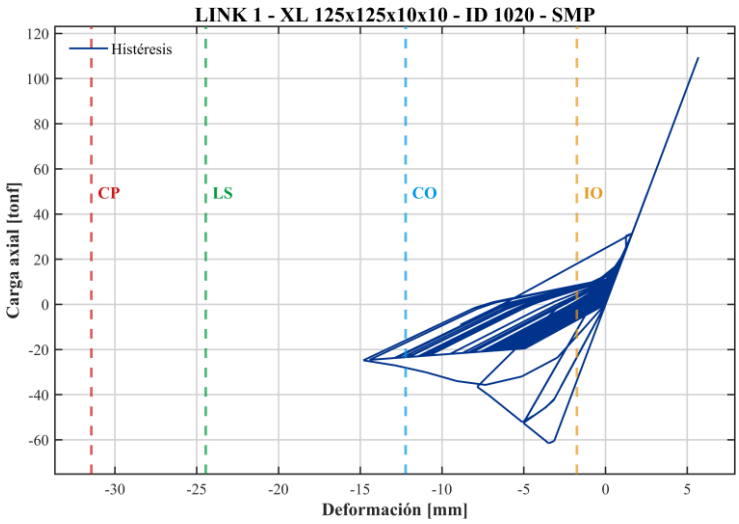
Deformación axial de diagonales más exigidas para el Sismo Máximo Posible - EJE - X, de los 11 registros:

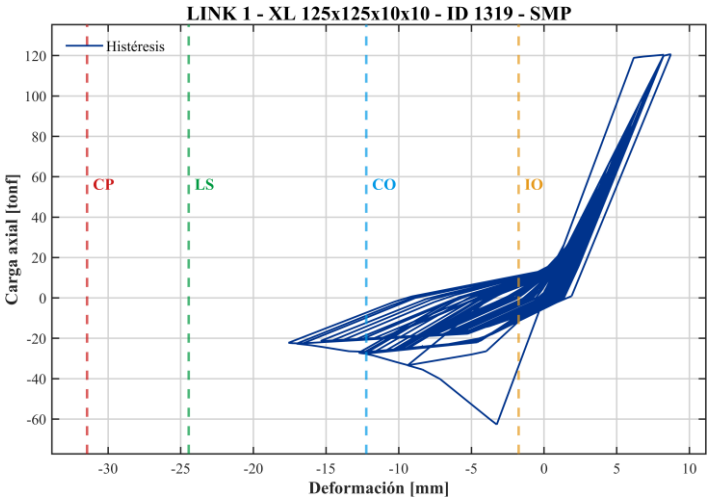



LINK 1 - XL 125x125x10x10 - ID 87 - SMP
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]

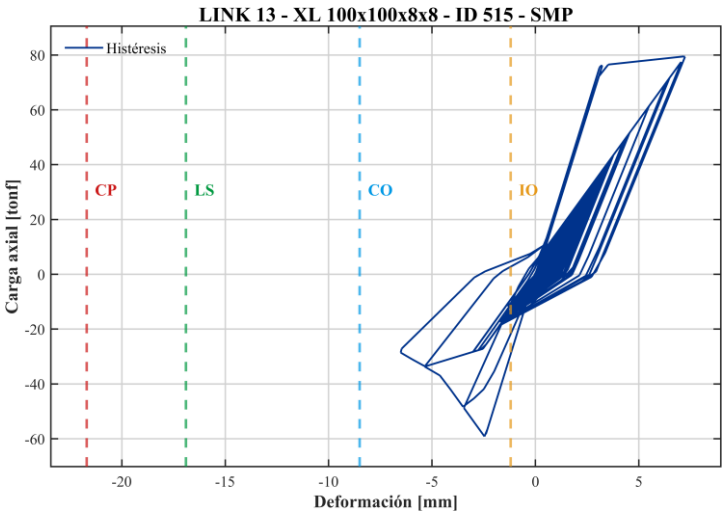

LINK 1 - XL 125x125x10x10 - ID 88 - SMP
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]

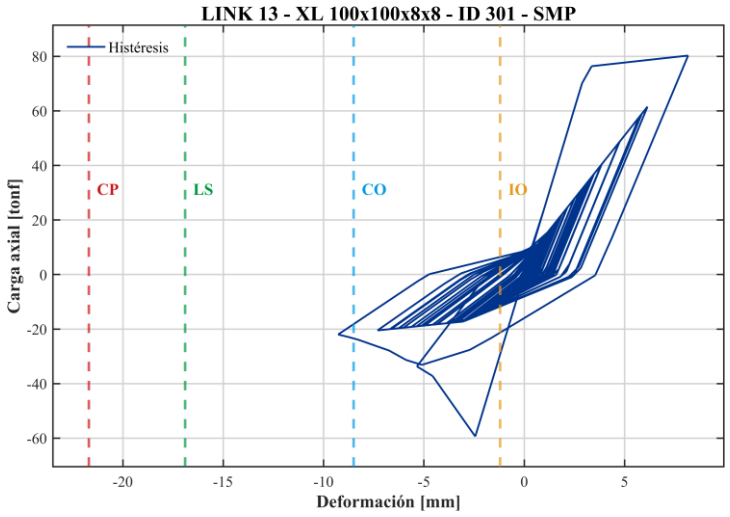

LINK 1 - XL 125x125x10x10 - ID 94 - SMP
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]

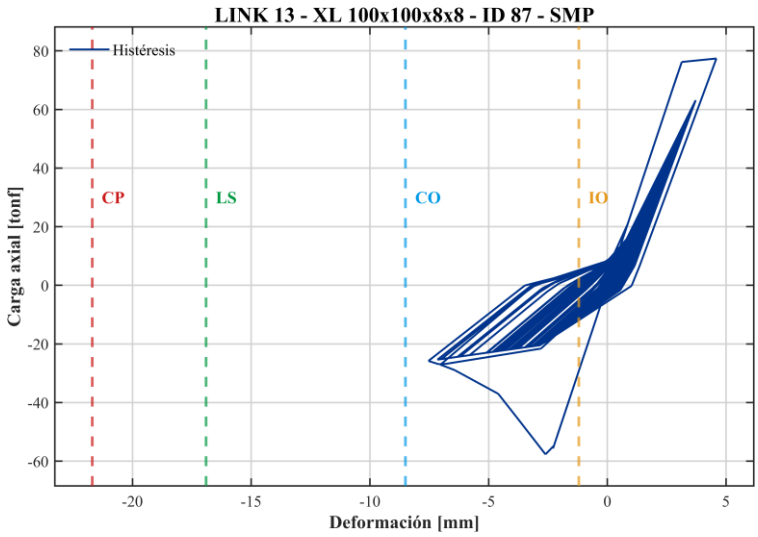


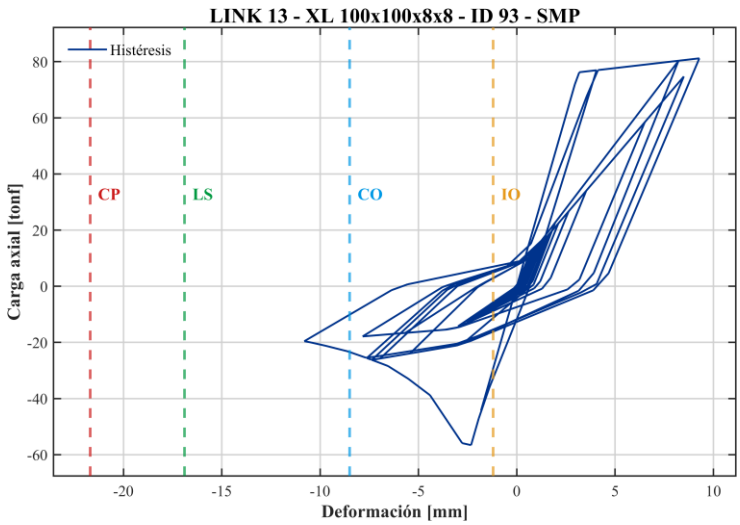


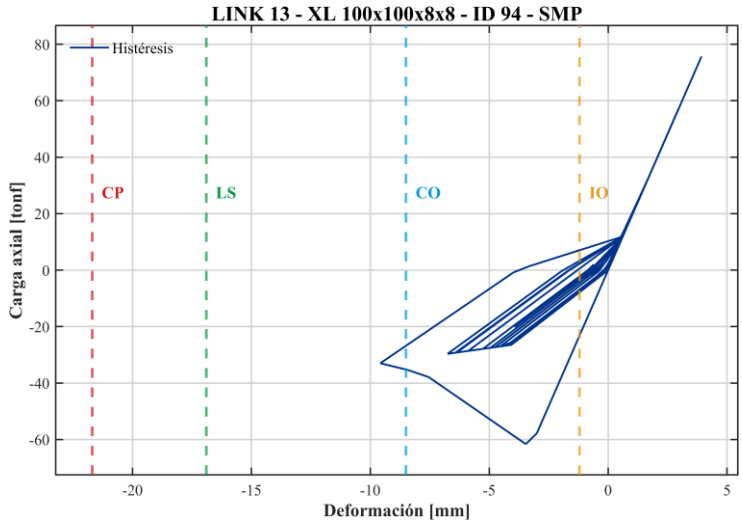
Deformación axial de diagonales más exigidas para el Sismo Máximo Posible - EJE - Y, de los 11 registros:

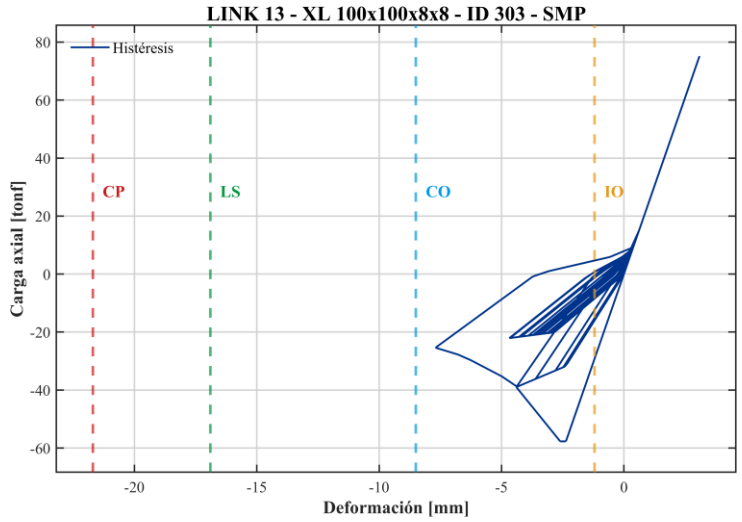


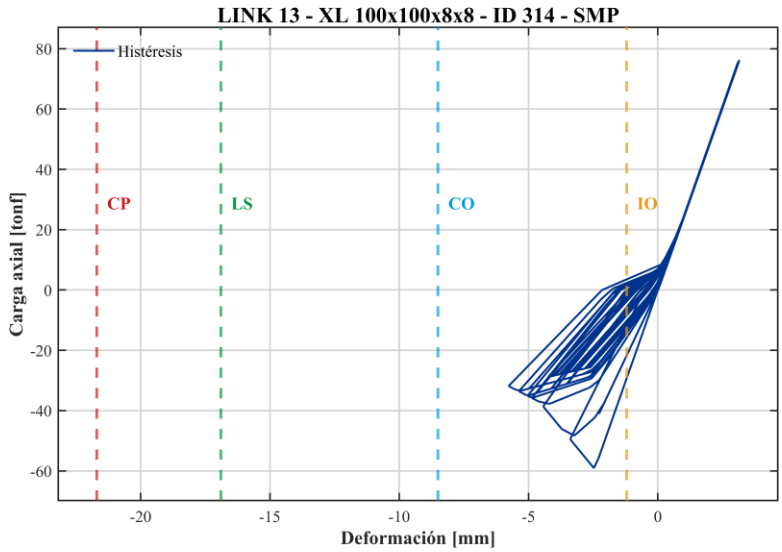

LINK 13 - XL 100x100x8x8 - ID 301 - SMP
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]

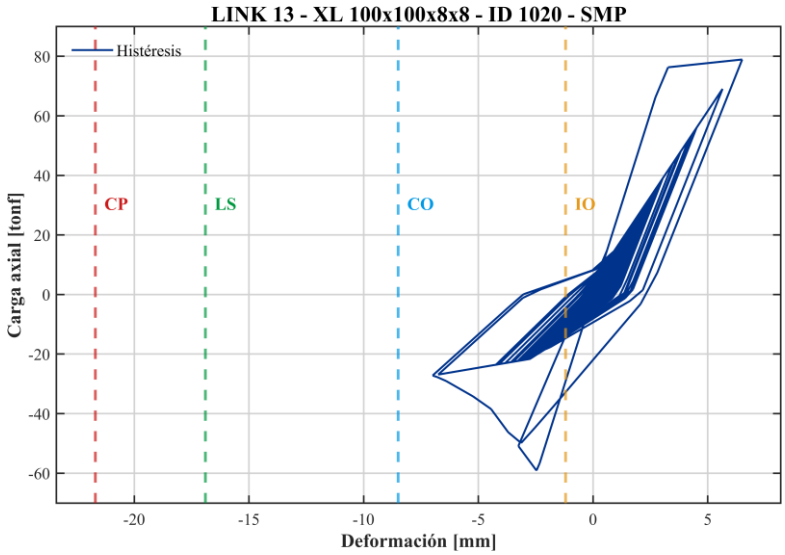

LINK 13 - XL 100x100x8x8 - ID 87 - SMP
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]


LINK 13 - XL 100x100x8x8 - ID 93 - SMP
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]


LINK 13 - XL 100x100x8x8 - ID 94 - SMP
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]


LINK 13 - XL 100x100x8x8 - ID 303 - SMP
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]


LINK 13 - XL 100x100x8x8 - ID 314 - SMP
Histéresis
CP
LS
CO
IO
Carga axial [tonf]
Deformación [mm]



Detalles de los criterios de aceptación para componentes de acero - Carga Axial - ASCE 41-17:

Sección a analizar XL 125x125x10x10

$E := 200000\ MPa$ # Modulo Elástico del acero

$F_y := 250\ MPa$ # Fluencia del acero

$R_y := 1.1$ # factor de sobreresistencia acero A36 - tabla 9.3 ASCE-41-17

$L := 5000\ mm$ # largo no arriostrado

$k := 1.0$ # factor de pandeo

$r := 5\ cm$ # radio de giro

$A_g := 46.7\ cm^2$ # Área bruta

$I := 1.2$ # Factor de importancia estructural - INN, 2003 - 2025

Parámetro tabla 9.8 ASCE-41-17

$a = 0.5\ \Delta_c \quad b = 9\ \Delta_c \quad c = 0.3 \quad \#compresión$

$a = 9\ \Delta_T \quad B = 11\ \Delta_T \quad c = 0.6 \quad \#tracción$

$P_y := F_y \cdot A_g = 119.052\ tonf$ # Capacidad de fluencia

$\Delta_T := \frac{P_y \cdot L}{E \cdot A_g} = 6.25\ mm$ #deformación de fluencia

$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)^2} = 197.4\ MPa$ # Esfuerzo de pandeo elástico (Euler)

$F_{cr} := \text{if}\left(\frac{F_y}{F_e} \le 2.25, F_y \cdot \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right), 0.877 \cdot F_e\right) = 147.1\ MPa$ # Esfuerzo crítico de pandeo

$P_c := min\left(1.14 \cdot F_{cr} \cdot A_g, F_y \cdot A_g\right) = 79.877\ tonf$ # resistencia nominal a compresión

$\Delta_c := \frac{P_c \cdot L}{E \cdot A_g} = 4.193\ mm$ #deformación de pandeo

Table 9-3. Factors to Translate Lower-Bound Structural Steel Properties to Expected-Strength Properties

Property	Year	Specification	Factor
Tensile strength	Before 1961		1.10
Yield strength	Before 1961		1.10
Tensile strength	1961–1990	ASTM A36	1.10
	1961–Present	ASTM A572, Group 1	1.10
		ASTM A572, Group 2	1.10
		ASTM A572, Group 3	1.05
		ASTM A572, Group 4	1.05
		ASTM A572, Group 5	1.05
	1990–Present	ASTM A36 and Dual Grade, Group 1	1.05
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 2	1.05
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 3	1.05
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 4	1.05
	1998–Present	ASTM A992	1.10
Yield strength	1961–1990	ASTM A36	1.10
	1961–Present	ASTM A572, Group 1	1.10
		ASTM A572, Group 2	1.10
		ASTM A572, Group 3	1.05
		ASTM A572, Group 4	1.10
		ASTM A572, Group 5	1.05
	1990–Present	ASTM A36, Plates	1.10
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 1	1.05
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 2	1.10
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 3	1.05
		ASTM A36 and Dual Grade, Group 4	1.05
	1998–Present	ASTM A992	1.10
Tensile strength	All	ASTM A53, Grade B, Pipe	1.10
		ASTM A500, Grade B, Round HSS	1.20
		ASTM A500, Grade B, Rectangular HSS	1.20
		ASTM A500, Grade C, Round HSS	1.20
		ASTM A500, Grade C, Rectangular HSS	1.20
		ASTM A1085 Grade A, Rectangular	1.25
Yield strength	All	ASTM A53, Grade B, Pipe	1.20
		ASTM A500, Grade B, Round HSS	1.20
		ASTM A500, Grade B, Rectangular HSS	1.20
		ASTM A500, Grade C, Round HSS	1.20
		ASTM A500, Grade C, Rectangular HSS	1.20
		ASTM A1085 Grade A, Rectangular	1.25
Tensile strength	All	Not listed[a]	1.10
Yield strength	All	Not listed[a]	1.10

[a] For materials not conforming to one of the listed specifications.

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

	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
Component/Action	*a*	*B*	*c*	IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)[a,b]						
a. Slender $\frac{Kl}{r} \ge 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. *W, I,* 2*L* in-plane[c], 2*C* in-plane[c]	$0.5\Delta_c$	$10\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$8\Delta_c$	$10\Delta_c$
2. 2*L* out-of-plane[c], 2*C* out-of-plane[c]	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$9\Delta_c$
3. HSS, pipes, tubes	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$9\Delta_c$
4. Single angle	$0.5\Delta_c$	$12\Delta_c$	0.3	$0.5\Delta_c$	$9\Delta_c$	$12\Delta_c$
b. Stocky[d] $\frac{Kl}{r} \le 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. *W, I,* 2*L* in-plane[c], 2*C* in-plane[c]	$1\Delta_c$	$8\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$7\Delta_c$	$8\Delta_c$
2. 2*L* out-of-plane[c], 2*C* out-of-plane[c]	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
3. HSS, pipes, tubes	$1\Delta_c$	$7\Delta_c$	0.5	$0.5\Delta_c$	$6\Delta_c$	$7\Delta_c$
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*	$10\Delta_T$	$13\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$10\Delta_T$	$13\Delta_T$
2. 2*L*	$9\Delta_T$	$12\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$9\Delta_T$	$12\Delta_T$
3. HSS	$9\Delta_T$	$11\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$8\Delta_T$	$11\Delta_T$
4. Pipe	$8\Delta_T$	$9\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$7\Delta_T$	$9\Delta_T$
5. Single angle	$10\Delta_T$	$11\Delta_T$	0.6	$0.5\Delta_T$	$8\Delta_T$	$10\Delta_T$
Columns in tension (except EBF Columns)[e]	$5\Delta_T$	$7\Delta_T$	1.0	$0.5\Delta_T$	$6\Delta_T$	$7\Delta_T$
Buckling-Restrained Braces[h,i]	$13.3\Delta_y$	$13.3\Delta_y$	1.0	$3.0\Delta_y$	$10\Delta_y$	$13.3\Delta_y$

Sección a analizar XL 100x100x10x10

$E := 200000\ MPa$ # Modulo Elástico del acero

$F_y := 250\ MPa$ # Fluencia del acero

$R_y := 1.1$ # factor de sobreresistencia acero A36 - tabla 9.3 ASCE-41-17

$L := 5000\ mm$ # largo no arriostrado

$k := 1.0$ # factor de pandeo

$r := 3.9\ cm$ # radio de giro

$A_g := 36.7\ cm^2$ # Área bruta

$I := 1.2$ # Factor de importancia estructural - INN, 2003 - 2025

Parámetro tabla 9.8 ASCE-41-17

$a = 0.5\ \Delta_c \quad b = 9\ \Delta_c \quad c = 0.3 \quad \#compresión$

$a = 9\ \Delta_T \quad B = 11\ \Delta_T \quad c = 0.6 \quad \#tracción$

$P_y := F_y \cdot A_g = 93.559\ tonf$ # Capacidad de fluencia

$\Delta_T := \frac{P_y \cdot L}{E \cdot A_g} = 6.25\ mm$ #deformación de fluencia

$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)^2} = 120.1\ MPa$ # Esfuerzo de pandeo elástico (Euler)

$F_{cr} := \text{if}\left(\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25, F_y \cdot \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right), 0.877 \cdot F_e\right) = 104.6\ MPa$ # Esfuerzo crítico de pandeo

$P_c := min\left(1.14 \cdot F_{cr} \cdot A_g, F_y \cdot A_g\right) = 44.626\ tonf$ # resistencia nominal a compresión

$\Delta_c := \frac{P_c \cdot L}{E \cdot A_g} = 2.981\ mm$ #deformación de pandeo

Sección a analizar XL 100x100x8x8

$E := 200000\ MPa$ # Modulo Elástico del acero

$F_y := 250\ MPa$ # Fluencia del acero

$R_y := 1.1$ # factor de sobreresistencia acero A36 - tabla 9.3 ASCE-41-17

$L := 2500\ mm$ # largo no arriostrado

$k := 1.0$ # factor de pandeo

$r := 3.9\ cm$ # radio de giro

$A_g := 43.3\ cm^2$ # Área bruta

$I := 1.2$ # Factor de importancia estructural - INN, 2003 - 2025

Parámetro tabla 9.8 ASCE-41-17

$a = 0.5\ \Delta_c \quad b = 9\ \Delta_c \quad c = 0.3 \quad \#compresión$

$a = 9\ \Delta_T \quad B = 11\ \Delta_T \quad c = 0.6 \quad \#tracción$

$P_y := F_y \cdot A_g = 110.384\ tonf$ # Capacidad de fluencia

$\Delta_T := \frac{P_y \cdot L}{E \cdot A_g} = 3.125\ mm$ #deformación de fluencia

$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)^2} = 480.4\ MPa$ # Esfuerzo de pandeo elástico (Euler)

$F_{cr} := \text{if}\left(\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25, F_y \cdot \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right), 0.877 \cdot F_e\right) = 201.1\ MPa$ # Esfuerzo crítico de pandeo

$P_c := min\left(1.14 \cdot F_{cr} \cdot A_g, F_y \cdot A_g\right) = 101.207\ tonf$ # resistencia nominal a compresión

$\Delta_c := \frac{P_c \cdot L}{E \cdot A_g} = 2.865\ mm$ #deformación de pandeo